

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí



DIPLOMOVÁ PRÁCE

ŽELEZOBETONOVÉ NOSNÍKY S OTVORY

Reinforced concrete beams with openings

PŘEDBĚŽNÝ STATICKÝ VÝPOČET

Bc. Jan Pánek

2022

Vedoucí práce: Ing. Josef Novák, Ph.D.

Obsah

OBSAH.....	2
1 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY	3
2 KRYCÍ VRSTVA VÝZTUŽE	5
3 PŘEHLED ZATÍŽENÍ	6
3.1 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ.....	6
3.1.1 Užitné zatížení.....	6
3.1.2 Zatížení sněhem	6
3.1.3 Zatížení větrem	7
3.2 STÁLÉ ZATÍŽENÍ	10
3.2.1 Návrh střešního panelu.....	10
3.2.2 Návrh stěnového panelu.....	12
3.2.3 Vlastní tíha prefabrikovaných dílců	13
3.2.4 Skladby konstrukcí	13
3.2.5 Příčky	15
3.2.6 Schodišťové stupně.....	15
3.2.7 Další zatížení	15
3.2.8 Zatížení od jeřábové dráhy	16
3.2.8.1 Svislé zatížení	17
3.2.8.2 Vodorovná zatížení.....	18
3.2.8.3 Charakteristické hodnoty zatížení jeřábem pro MSÚ	21
3.2.9 Zatížení od výtahové šachty.....	22
4 ŘEŠENÍ SCHODIŠŤOVÉHO PROSTORU	23
5 ŘEŠENÍ VÝTAHOVÉ ŠACHTY	25
6 NÁVRH A POSOUZENÍ DÍLČÍCH PRVKŮ	26
6.1 JEŘÁBOVÝ NOSNÍK	26
6.2 STĚNA VÝTAHOVÉ ŠACHTY	34
6.3 VAZNÍK BEZ OTVORU	35
6.4 OKRAJOVÝ NOSNÍK.....	37
6.5 ZTUŽIDLO.....	40
6.6 PŘEDEM PŘEDPJATÝ STROPNÍ PANEL SPIROLL	40
6.7 VNITŘNÍ PRŮVLAK.....	42
6.8 SCHODIŠŤOVÝ PRVEK.....	45
6.9 SLOUPY.....	48
6.9.1 Sloup S01	49
6.9.2 Sloup S02	51
6.9.3 Sloup S03	54
7 POSOUZENÍ VAZNÍKU S OTVOREM NA MONTÁŽNÍ STÁDIUM	56
8 NÁVRH ELASTOMEROVÉHO LOŽISKA POD VAZNÍKEM.....	59
9 PROSTOROVÁ TUHOST PRŮMYSLOVÉ HALY	60
POUŽITÉ NORMY	60
POUŽITÝ SOFTWARE	60

1 Materiálové charakteristiky

Specifikace materiálu nosných konstrukcí:

- **SLOUPY:** C 45/55 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 25 \text{ mm}$)
- **ZTUŽIDLA, OKRAJOVÝ NOSNÍK:**
C 40/50 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 18 \text{ mm}$)
- **JEŘÁBOVÝ NOSNÍK:**
C 40/50 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 25 \text{ mm}$)
- **PRŮVLAKY:** C 40/50 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 28 \text{ mm}$)
- **VAZNÍKY:** C 50/60 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 25 \text{ mm}$)
- **SCHODIŠŤOVÉ PRVKY:**
C 40/50 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 14 \text{ mm}$)
- **VÝTAHOVÁ ŠACHTA:**
C 40/50 – XC1 – Cl 0,2 – $D_{max} = 16 \text{ mm}$ – S4; B500B ($\phi_s = 12 \text{ mm}$)
- **ZDIVO POD SCHODIŠŤOVÝM PRVKEM:** PTH 24 PROFI DRYFIX P10

Beton:

Mechanické vlastnosti betonu jsou určeny podle [6]:

- **C 40/50**

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ charakteristická válcová pevnost v tlaku

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$ návrhová válcová pevnost v tlaku

$f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa}$ střední pevnost betonu v tahu

$E_{cm} = 35,2 \text{ GPa}$ střední modul pružnosti

- **C 45/55**

$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ charakteristická válcová pevnost v tlaku

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{45}{1,5} = 30 \text{ MPa}$ návrhová válcová pevnost v tlaku

$f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$ střední pevnost betonu v tahu

$E_{cm} = 36,3 \text{ GPa}$ střední modul pružnosti

- **C 50/60**

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ charakteristická válcová pevnost v tlaku

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{50}{1,5} = 33,33 \text{ MPa}$$
 návrhová válcová pevnost v tlaku

$$f_{ctm} = 4,07 \text{ MPa}$$
 střední pevnost betonu v tahu

$$E_{cm} = 37,3 \text{ GPa}$$
 střední modul pružnosti

Betonářská výztuž:

Mechanické vlastnosti betonářské oceli jsou určeny podle [6]:

Třída tažnosti B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$
 charakteristická mez kluzu

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$
 návrhová mez kluzu

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$
 modul pružnosti

$$\varepsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{500}{200\,000} = 0,0025 = 2,5\%$$
 přetvoření při dosažení charakteristické meze kluzu

Zdivo:

Technický list – cihla Porotherm 24 Profi Dryfix na zdící pěnu (tenké spáry < 3 mm), P10.

Odkaz na technický list:

https://www.wienerberger.cz/content/dam/wienerberger/czech-republic/marketing/documents-magazines/technical/technical-product-info-sheet/wall/CZ_POR_TEC_Pth_24_Profi_DF.pdf

Kategorie zdících prvků: I

$$f_k = 2,0 \text{ MPa}$$
 charakteristická pevnost zdícího prvku v tlaku

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2}{2} = 1,0 \text{ MPa}$$
 návrhová pevnost zdícího prvku v tlaku

$$K_E = 650$$
 součinitel přetvárnosti

2 Krycí vrstva výztuže

Minimální krycí vrstva stanovená podle [6].

C 40/50 (C 45/55; C 50/60) – XC1 – CI 0,2 – $D_{max} = 16\text{mm}$ – S4

A) E.1CZ – Minimální indikativní pevnostní třídy (dle stupně vlivu prostředí)

$$C_{ind} = C16/20 \leq C_{SKUT,min} = C40/50 \dots \textbf{Vyhovuje}$$

B) 4.3CZ – Doporučená úprava klasifikace konstrukcí

Základní třída konstrukce: S4

Návrhová životnost 80 let: zvýšit třídu o 1 → S5

Pevnostní třída \geq C 25/30: zmenšit třídu o 1 → S4 Třída konstrukce: S4

C) 4.4N – Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti pro betonářskou výztuž podle EN 10080: $c_{min,dur} = 15\text{ mm}$

Minimální krytí výztuže:

$$c_{min} = \max(C_{min,b}; c_{min,dur} - \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{ mm})$$

$$c_{min} = \max(\phi_s; c_{min,dur}; 10\text{ mm}) = \max(\phi_s; 15; 10)\text{ mm}$$

Nominální krytí:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = \max(\phi_s; 15; 10) + 5 = XX\text{ mm} \dots \textit{vzorec pro tabulku níže}$$

Krytí pro třmínek $\phi 8 - 10\text{ mm}$ je nominální krycí vrstva 20 mm (krytí ke smykové výztuži).

Typ nosného ŽB prefabrikovaného prvku	ϕ_s [mm]	c_{min} [mm]	c_{nom} [mm]
Sloupy	25	25	30
Ztužidla/Okrajové nosníky	18	18	23 → 30
Jeřábový nosník	25	25	30
Nosník	28	28	33 → 35
Vazníky	22	22	27 → 30
Schodišťový prvky	14	15	20 → 28
Výtahová šachta	12	15	20 → 30

Tab. 2.1 Přehled krycí vrstvy nosných prvků v závislosti na uvažovaném průměru výztuže (krytí k ohybové výztuži)

* Nejmenší nominální krytí ohybové výztuže je 30 mm (pro $\phi_{sw} = 10\text{ mm}$).

* Nejmenší nominální krytí ohybové výztuže je 28 mm (pro $\phi_{sw} = 8\text{ mm}$).

3 Přehled zatížení

3.1 Proměnné zatížení

3.1.1 Užité zatížení

Hodnota užitého zatížení je získána z tabulky „Tabulka 6.2 – Užité zatížení stropních konstrukcí, balkonů a schodišť pozemních staveb“ z normy ČSN EN 1991-1-1 [2]. Nad deskou 1. NP je situována montážní dílna. Jedná se o plochu, kde může dojít k vysoké koncentraci lidí, tedy kategorie C5, kde $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$. Toto zatížení bude bráno po celé ploše 1. NP.

U schodišťového prostoru jsou umístěny kancelářské místnosti kategorie B (kancelářské plochy), ale jejich plocha je zanedbatelná a z pohledu užitého zatížení by mělo být uvažováno hodnotou $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$. Toto zjednodušení je na straně bezpečnosti.

Nad deskou 1. NP budou umístěny stroje, které jsou citlivé na průhyb stropní konstrukce. Z tohoto důvodu je brána hodnota: $q_k = 6,5 \text{ kN/m}^2$... Užité zatížení desky nad 1. NP, kategorie C5

Schodišťový prostor je uvažován jako plocha bez překážek pro pohyb osob. Tato definice odpovídá kategorii C3, kde $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$.

Hodnota užitého zatížení pro střechu je uvažována dle tabulky „Tabulka 6.9 – Kategorizace střech“ [2], kde v případě průmyslové haly se jedná o střechu nepřístupnou s výjimkou údržby a oprav. Tedy: $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$... Užité zatížení střechy, kategorie H

3.1.2 Zatížení sněhem

Zatížení průmyslové haly sněhem je vypočten dle normy ČSN EN 1991-1-3 [3].

Podle mapy sněhových oblastí pro území ČR byla stanovena pro lokalitu prefabrikované haly sněhová oblast IV, tedy typická hodnota charakteristického zatížení je $s = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Součinitel expozice je stanoven na hodnotu $C_e = 1$. Pro vybranou halu je zvolen normální typ krajiny, tedy nedochází zde k výraznému přemisťování sněhu na halu vlivem okolí.

Tepelný součinitel je běžně stanoven na hodnotu $C_t = 1$.

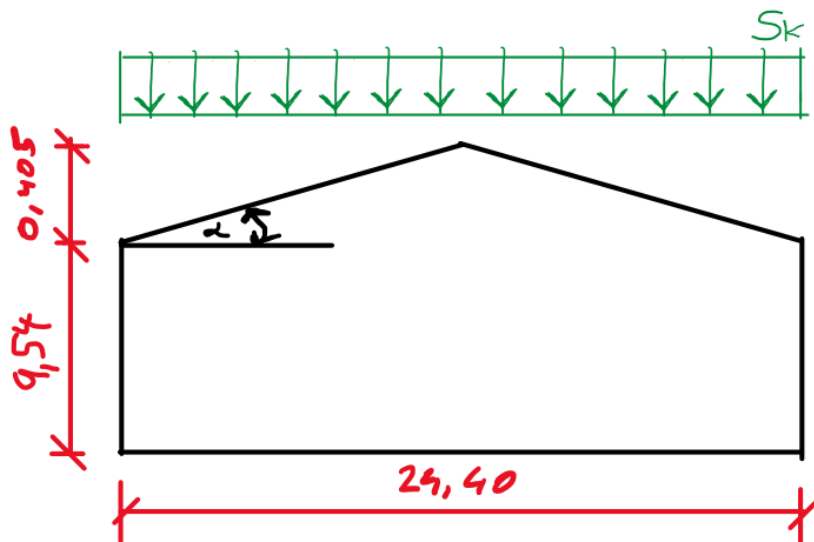
Prefabrikovaná hala má plochou střechu se sklonem 3,3 % (= 1,9°). Dle závislosti sklonu střechy na tvarovém součiniteli je stanovena hodnota $\mu = 0,8$.

Charakteristická hodnota zatížení:

$$s_k = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

Pro stanovení hodnoty proměnného zatížení střechy bude uvažováno větší z hodnot zatížení sněhem a proměnného zatížení střechy. Tedy, zatížení sněhem je $s_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$ a pro nepřístupnou střechu s výjimkou běžné údržby a oprav (kategorie H) je stanovena hodnota $q_k = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

Proměnné zatížení střechy: $q_{stř,k} = 1,6 \text{ kN/m}^2$



Obr. 3.1 Schéma zatížením sněhem na průmyslovou halu

3.1.3 Zatížení větrem

Charakteristická hodnota zatížení větrem se stanoví podle platné normy ČSN EN 1991-1-4 [4]. Výpočet působení větru na stěnu a plochou střechu (sklon střechy 1,9° je menší než 5°) bude proveden ve formě výstupů z MS Excelu.

• ZÁKLADNÍ RYCHLOST VĚTRU

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \quad 25 \quad \text{m.s}^{-1}$$

• STŘEDNÍ RYCHLOST VĚTRU

$$V_m(z) = c_f(z) \cdot c_o(z) \cdot V_b \quad 25,141 \quad \text{m.s}^{-1}$$

• MAXIMÁLNÍ DYNAMICKÝ TLAK

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \quad 0,917 \quad \text{kN.m}^{-2}$$

$c_{dir} =$	1,00	-	
$c_{season} =$	1,00	-	
OBLAST	II	-	→ z větrné mapy ČR
$v_{b,0} =$	25,00	m.s^{-1}	

TERÉN	II	
$z =$	9,945	m
$z_0 =$	0,05	m
$z_{min} =$	2	m
$z_{max} =$	200	m
$k_r =$	0,1900	-
$z_{0,II} =$	0,05	m

$c_f(z) =$	1,006	-
$c_o(z) =$	1,00	-

$k_1 =$	1,00	-
$I_v(z) =$	0,189	-
$\rho =$	1,25	kg.m^{-3}

Obr. 3.2 Okrajové podmínky při výpočtu větrem působící na stěnu/střechu

Svislé stěny pozemních budov s pravoúhlým půdorysem

$$q_p(z) = 0,917 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$c_s c_d = 1$$

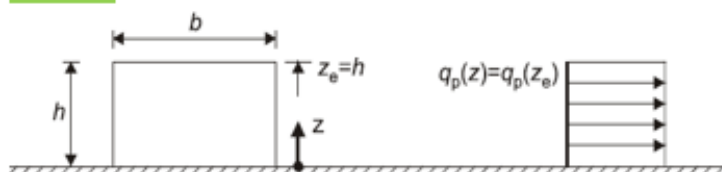
1) Směr větru $\Theta = 0^\circ$

$$h = 9,54 \text{ m} \quad (\text{nejvyšší bod konstrukce})$$

$$b = 24,40 \text{ m} \quad (\text{rozměr kolmý na směr větru})$$

$$d = 60,00 \text{ m} \quad (\text{rozměr rovnoběžně se směrem větru})$$

$h \leq b$



$$h/d = 0,16$$

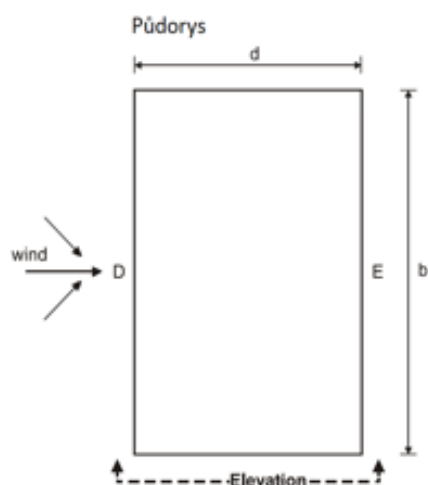
$$e = 19,08 \text{ m} \quad (\text{menší z hodnot } b \text{ nebo } 2h)$$

oblast	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

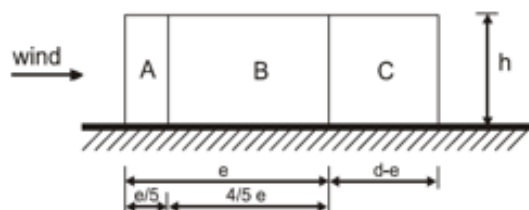
oblast	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,16	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30

$q_p \text{ [kN.m}^{-2}\text{]} =$	-1,10	-0,73	-0,46	0,64	-0,28
$q_p \text{ [kN.m}^{-1}\text{]} =$	-1,10	-0,73	-0,46	0,64	-0,28

$$b_{ref} = 1 \text{ m} \quad (\text{zatěžovací šířka})$$



$e < d$

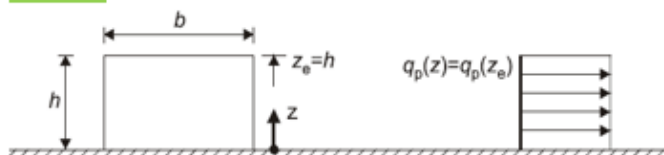


Rozměry	L [m]
A =	3,816
B =	15,264
C =	40,92

2) Směr větru $\Theta = 90^\circ$

$h = 9,54$ m (nejvyšší bod konstrukce)
 $b = 60$ m (rozměr kolmý na směr větru)
 $d = 24,4$ m (rozměr rovnoběžně se směrem větru)

$h \leq b$



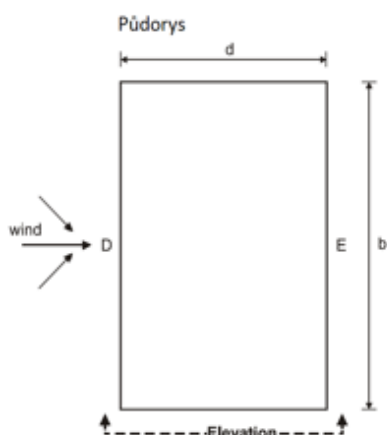
$h/d = 0,39$ -
 $e = 19,08$ m (menší z hodnot b nebo $2h$)

oblast	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

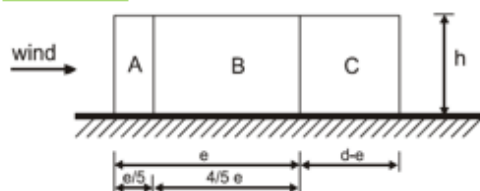
oblast	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,39	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34

q_p [kN.m^{-2}]	-1,10	-0,73	-0,46	0,66	-0,31
q_o [kN.m^{-1}]	-1,10	-0,73	-0,46	0,66	-0,31

$b_{ref} = 1$ m (zatěžovací šířka)



$e < d$



Rozměry	L [m]
A =	3,816
B =	15,264
C =	5,32

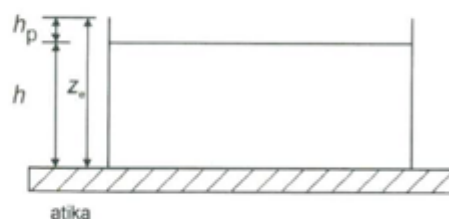
Obr. 3.3 Výpočet a schémata zatížení větrem na stěny haly

Ploché střechy

$q_p(z) = 0,917$ kN.m^{-2}
 $c_s c_d = 1$ -

Vyberte typ střechy: **Ostré hrany**

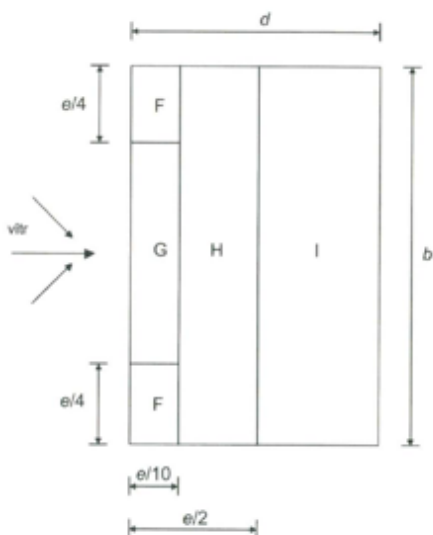
$h_p = 1$ m (výška atiky)
 $h = 9,945$ m (výška střechy bez atiky)
 $z_e = 9,945$ m (referenční výška)



Směr x se shoduje se směrem větru.

1) Směr větru $\theta = 0^\circ$

$b = 60,00$ m (rozměr kolmý na směr větru)
 $d = 24,40$ m (rozměr rovnoběžně se směrem větru)
 $e = 19,89$ m (menší z hodnot b nebo $2h$)



Rozměry	x [m]	y [m]
F =	1,99	4,97
G =	1,99	50,06
H =	7,96	60,00
I =	14,46	60,00

2) Směr větru $\theta = 90^\circ$

$b = 24,4$ m (rozměr kolmý na směr větru)
 $d = 60$ m (rozměr rovnoběžně se směrem větru)
 $e = 19,89$ m (menší z hodnot b nebo $2h$)

Rozměry	x [m]	y [m]
F =	1,99	4,97
G =	1,99	14,46
H =	7,96	24,40
I =	50,06	24,40

Typ střechy		F	G	H	I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10} (-)$	$C_{pe,10} (+)$
Ostré hrany		-1,8	-1,2	-0,7	-0,2	0,2
S atikou	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	-0,2	0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-0,9	-0,7	-0,2	0,2
	$h_p/h = 0,1$	-1,2	-0,8	-0,7	-0,2	0,2

$h_p/h = 0,101$	-1,20	-0,80	-0,70	-0,20	0,20
-----------------	-------	-------	-------	-------	------

q_p [kN.m ²] =	-1,65	-1,10	-0,64	-0,18	0,18
------------------------------	-------	-------	-------	-------	------

Obr. 3.4 Výpočet a schémata zatížení větrem na střechu haly

3.2 Stálé zatížení

3.2.1 Návrh střešního panelu

Jedná se o bezvaznicový systém opláštění. Modul střešního opláštění je po 6 metrech, ale u krajů rozpon mezi okrajovým nosníkem a vazníkem je 6,125 m. Součinitel ψ_0 zatížení pro dočasnou návrhovou situaci je převzat z normy [1].

Trapézový plech navrhují z profilu TR 206/375. Únosnost trapézového plechu bude posouzena dle statické tabulky únosností od společnosti CB profil. Plech působí pro potřeby výpočtu jako prostý nosník (pozitivní poloha) o rozpětí 6,125 m.

Typ zatížení	Zatížení	Objemová tíha [kN/m ³]	Tloušťka [mm]	Charak. zatížení [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Návrh. zatížení [kN/m ²]
Stálé	Trapézový plech (odhad)	78,5	–	0,2	1,35	0,27
	DEKPRI-MER	10	–	–		–
	DACKSD-R	12,7	0,4	0,01		0,01
	ISOVERT	1,43	200	0,29		0,39
	ISOVER S	1,61	80	0,13		0,18
	DEKPLAN 76	12,1	1,5	0,02		0,03
CELKEM				$g_k = 0,65$		$g_d = 0,88$

Typ zatížení	Zatížení	Objemová tíha [kN/m ³]	Tloušťka [mm]	Charak. zatížení [kN/m ²]	Součinitel zatížení	Návrh. zatížení [kN/m ²]
Pro-měnné	Sníh	–	–	1,6	1,5	2,4
	Vítr (tlak)	–	–	0,18		0,27
	Kategorie H	–	–	0,75		1,13
	Vítr (sání)	–	–	–1,65		2,48

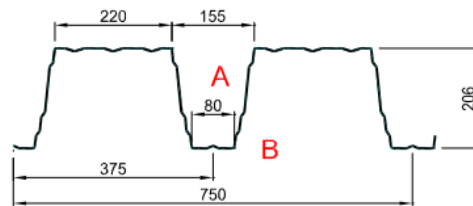
Charakteristická kombinace:

$$f_k = g_k + \psi_0 \cdot q_{stř,H,k} + q_{snih,k} + q_{vitr,k} = 0,65 + 0,7 \cdot 0,75 + 1,6 + 0,18 = 2,96 \text{ kN/m}^2$$

Návrhová kombinace:

$$f_d = g_d + \psi_0 \cdot q_{stř,H,d} + q_{snih,d} + q_{vitr,d} = 0,88 + 0,7 \cdot 1,13 + 2,4 + 0,27 = 4,34 \text{ kN/m}^2$$

TR 206/375 pozitivní



dle ČSN EN 1993-1-3: 2010

$\gamma_{M0} = 1,00$

t_N [mm]	g [kg/m ²]	Připustné rovnoměrné zatížení [kN/m ²]																
		Rozpětí [m]																
		5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75	
0,75	12,00	q_{d1}	4,69	4,25	3,88	3,55	3,26	3,00	2,78	2,57	2,39	2,23	2,08	1,95	1,83	1,72	1,62	1
		q_{d2}	1,84	1,75	1,67	1,60	1,53	1,47	1,42	1,36	1,32	1,27	1,23	1,19	1,15	1,12	1,08	1
		q_k	4,05	3,50	3,05	2,67	2,35	2,08	1,85	1,65	1,48	1,33	1,20	1,09	0,99	0,90	0,83	0
0,88	14,08	q_{d1}	6,00	5,44	4,96	4,54	4,17	3,84	3,55	3,29	3,06	2,85	2,67	2,50	2,34	2,20	2,08	1
		q_{d2}	2,72	2,59	2,48	2,37	2,27	2,18	2,09	2,02	1,95	1,88	1,82	1,76	1,70	1,65	1,60	1
		q_k	4,89	4,22	3,67	3,22	2,83	2,50	2,23	1,99	1,78	1,60	1,45	1,31	1,19	1,09	1,00	0
1,00	16,00	q_{d1}	7,01	6,36	5,79	5,30	4,87	4,48	4,15	3,84	3,58	3,33	3,11	2,92	2,74	2,57	2,42	2
		q_{d2}	3,70	3,53	3,37	3,22	3,09	2,96	2,85	2,74	2,64	2,55	2,47	2,39	2,31	2,24	2,18	2
		q_k	5,62	4,86	4,23	3,70	3,26	2,88	2,56	2,29	2,05	1,85	1,67	1,51	1,37	1,25	1,14	1
1,13	18,08	q_{d1}	8,12	7,36	6,71	6,14	5,64	5,19	4,80	4,45	4,14	3,86	3,61	3,38	3,17	2,98	2,81	2
		q_{d2}	4,78	4,55	4,35	4,16	3,98	3,82	3,68	3,54	3,41	3,30	3,19	3,08	2,99	2,90	2,81	2
		q_k	6,40	5,53	4,81	4,21	3,70	3,27	2,91	2,60	2,33	2,10	1,90	1,72	1,56	1,42	1,30	1

Obr. 3.5 Tabulka únosnosti TR 206/375 (pozitivní)

Odkaz na tabulky únosnosti:

<https://www.kovprof.cz/sortiment/statikaTR/TR206-375-EN-2013.pdf>

Posouzení I. MS (únosnost):

$$f_d = 4,34 \leq f_{Rd} = 5,19 \text{ [kN/m}^2\text{]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Posouzení II. MS (použitelnost – průhyb):

$$f_k = 2,96 \leq f_{Rk} = 3,27 \text{ [kN/m}^2\text{]} \dots \text{Vyhovuje na průhyb L/200}$$

Závěr:

TR 206/375, tl. 1,13 mm, pozitivní, přesah TR plechu min. 309 mm za podporu, vyhoví na I. a II. MS.

3.2.2 Návrh stěnového panelu

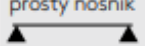
Okrajové podmínky pro návrh stěnového panelu KS1150 NF/TL 150:

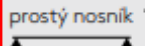
- V podélném směru je maximální osová vzdálenost sloupů 6 000 mm.
- V příčném směru je maximální osová vzdálenost 6 000 mm.
- Zatížení působící na stěnový panel:

TLAK: $q_{vitr,k} = 0,64 \text{ kN/m}^2$

SÁNÍ: $q_{vitr,k} = - 1,10 \text{ kN/m}^2$

V příčném i v podélném směru bude panel mít délku 6000 mm.

TLAK										
systém	barevná skupina	charakteristické proměnné zatížení								
		0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	[kN/m ²]
prostý nosník 	I., II., III.	40	46	62	76	88	98	108	117	Význam hodnot v tabulce: AA min. šířka krajní p X,XX max. rozpon [m] BB min. šířka střední
	I.	14,30	10,56	8,63	7,47	6,68	6,10	5,65	5,28	
spojitý nosník		40	46	62	76	88	98	108	117	
		60	92	124	151	175	197	216	235	

SÁNÍ										
systém	barevná skupina	charakteristické proměnné zatížení								
		0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	[kN/m ²]
prostý nosník 	I.	14,89	11,14	9,10	7,88	7,05	6,43	5,96	5,57	Význam hodnot v tabulce: X,XX max. rozpon [m] Příklady začlenění odstínu d
	II.	14,30	11,14	9,10	7,88	7,05	6,43	5,96	5,57	
	III.	12,79	10,96	9,10	7,88	7,05	6,43	5,96	5,57	

Obr. 3.6 Tabulky únosnosti KS1150 NF/TL 150

[Kingspan Průvodce projektem a stavbou – Kapitola 5 – Tabulky únosnosti]

Maximální možný rozpon stěnového panelu je 7,05 m. Toto omezení je vyhovující pro předem připravený předběžný návrh v podobě osové vzdálenosti 6 m.

Navržený střešní panel KS1150 NF/TL 150 vyhovuje na tlak i sání. Hmotnost panelu je 14,45 kg/m², tloušťka panelu 150 mm a součinitel prostupu tepla U = 0,15 W/m²K.

3.2.3 Vlastní tíha prefabrikovaných dílců

Vlastní tíha jednotlivých ŽB prefabrikovaných prvků generována softwarem FIN EC 2021, kde $\gamma_{\text{ŽB}} = 25 \text{ kN/m}^3$.

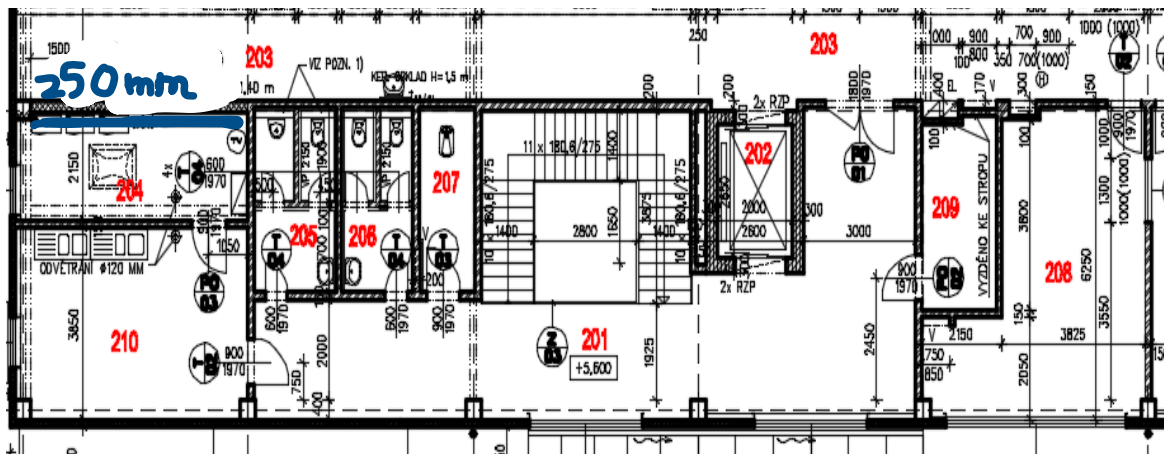
3.2.4 Skladby konstrukcí

SKALDBA PODLAHY NAD DESKOU 1. NP – Č. M. 203 (viz Obr. 3.7)		
Tloušťka vrstvy [mm]	Objem. hmotnost [kN/m ³]	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
120	25	3
30	0,35	0,011
$\sum tl. = 150 \text{ mm}$		$\sum g_k = 3,011 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

SKALDBA PODLAHY NAD DESKOU 1. NP – Č. M. 201, 204 – 211 (viz Obr. 3.7)			
Stálé zatížení	Tl. vrstvy [mm]	Objem. hmotnost [kN/m ³]	Charakter. zatížení [kN/m ²]
Keram. dlažba do tmelu	10	22	0,220
Anhydritová deska	80	22	1,76
EPS 200 S Stabil	60	0,35	0,021
	$\sum tl. = 150 \text{ mm}$		$\sum g_k = 2,001 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

SKLADBA PODLAHY NA SCHODIŠŤ. ŽB PREFABRIKOVANÝCH DÍLCŮ (viz Obr. 3.7)

Stálé zatížení	Tl. vrstvy [mm]	Objem. hmotnost [kN/m ³]	Charakter. zatížení [kN/m ²]
Keram. dlažba do tmelu	15	22	0,330
	$\sum tl. = 15 \text{ mm}$		$\sum g_k = 0,330 \text{ [kN/m}^2\text{]}$



Obr. 3.7 Půdorys desky nad 1. NP

STĚNA SCHODIŠŤĚ – PTH 24 PROFI DRYFIX

Tloušťka vrstvy [mm]	Objemová hmotnost prvku [kg/m ³]	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
240	900	2,16
$\sum tl. = 240 \text{ mm}$		$\sum g_k = 2,16 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

STĚNOVÝ PANEL KS1150 NF/TL 150

Tloušťka vrstvy [mm]	Hmotnost panelu [kg/m ²]	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
150	14,45	0,145
$\sum tl. = 150 \text{ mm}$		$\sum g_k = 0,145 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

STŘEŠNÍ PLÁŠŤ (viz skladba pro výpočet TR - 3.2.1)

Tloušťka vrstvy [mm]	Hmotnost pláště [kg/m ²]	Charakteristické zatížení [kN/m ²]
280 + 206(TR)	65	$g_k = 0,65 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

3.2.5 Příčky

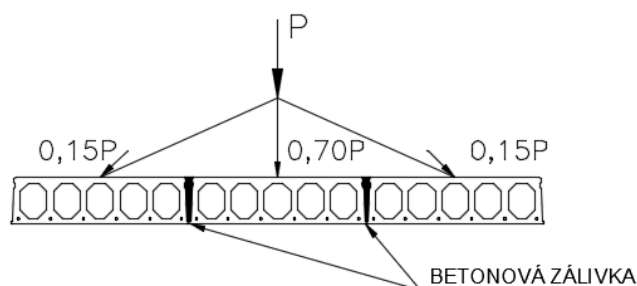
Navržena příčka: YTONG KLASIK (P2-500) tloušťka zdiva bez omítek 250 mm a 150 mm.

POZNÁMKA: Na Obr. 3.7 modře znázorněna je příčka 250 mm a zbytek nezvýrazněných je 150 mm.

VLASTNÍ TÍHA PŘÍČKY:		
Tloušťka příčky [mm]	Objemová hmotnost příčky [kg/m^3]	Charakteristické zatížení [kN/m]
150	500	$g_{p,150,k} = 500 \cdot 0,01 \cdot 0,15 \cdot 3,22 = 2,415$
250	500	$g_{p,250,k} = 500 \cdot 0,01 \cdot 0,25 \cdot 3,22 = 4,025$

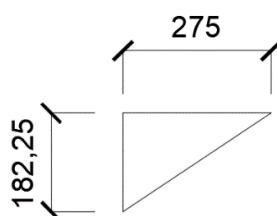
Pozn.: Světla výška místnosti od hrubé podlahy je 3 220 mm.

Pro obě tl. příčky bude uvažována při výpočtu jejich přesná poloha umístění na panelu. Díky skutečnosti, že dochází ke spolupůsobení mezi sousedními panely prostřednictvím betonové zálivky, je možné uvažovat rozdělení sil viz Obr. 3.8.



Obr. 3.8 Rozdělení sil od zatížení na sousední panely

3.2.6 Schodišťové stupně



Obr. 3.9 Geometrie schodišťového stupně

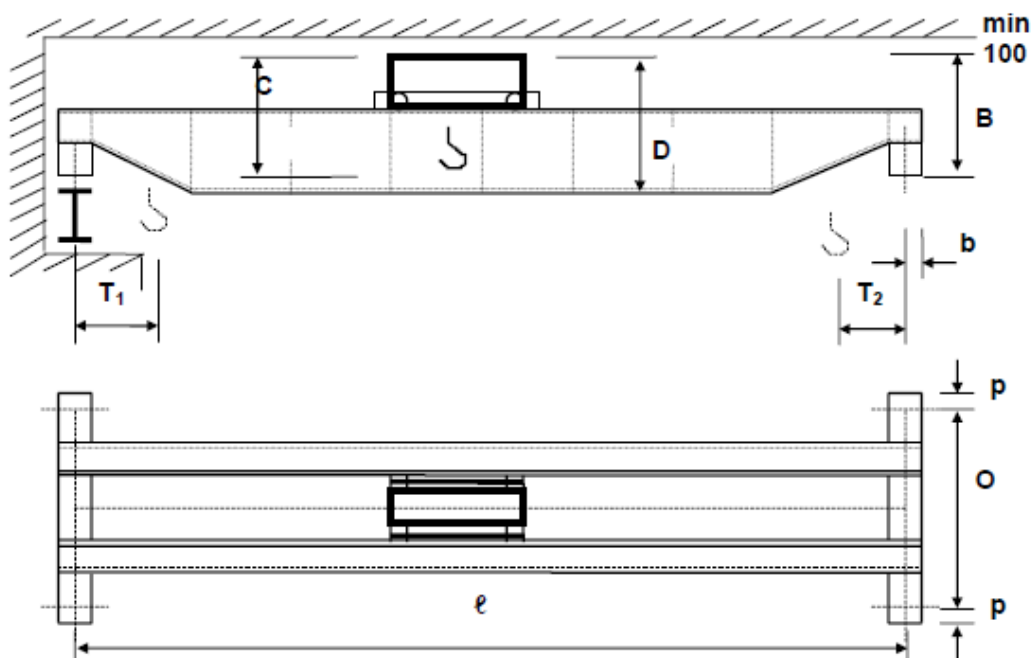
NÁHRADNÍ SPOJITÉ ZATÍŽENÍ ZA JEDNOTLIVÉ SCHOD. STUPŇĚ:	
Objemová hmotnost [kN/m^3]	Charakteristické zatížení [kN/m^2]
25	$g_{st,k} = 0,5 \cdot 25 \cdot 0,18225 = 2,28$

3.2.7 Další zatížení

Stálé zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m^2]
TZB vedení	$g_{tzb} = 0,65$
Fotovoltaika	$g_{foto} = 0,60$
SDK	$g_{SDK} = 0,15$

3.2.8 Zatížení od jeřábové dráhy

Požadavkem investora je podmínka, aby navržený mostový jeřáb měl nosnost 16 t (nelze navrhnout podvěsný jeřáb, který by působil na stropní konstrukci). Zatížení jeřábové dráhy se stanoví za pomoci normy ČSN EN 1991-3. Okrajové podmínky výpočtu zatížení budou převzaty z: https://ocel-drevo.fsv.cvut.cz/cz/?wpfb_dl=190 – označený níže [podklad]



Obr. 3.10 Pohled a půdorys dvounosíkového jeřábu typu JD s kočkou od společnosti FERRO OK

Okrajové podmínky jeřábové dráhy (typ JD s nosností 16 t):

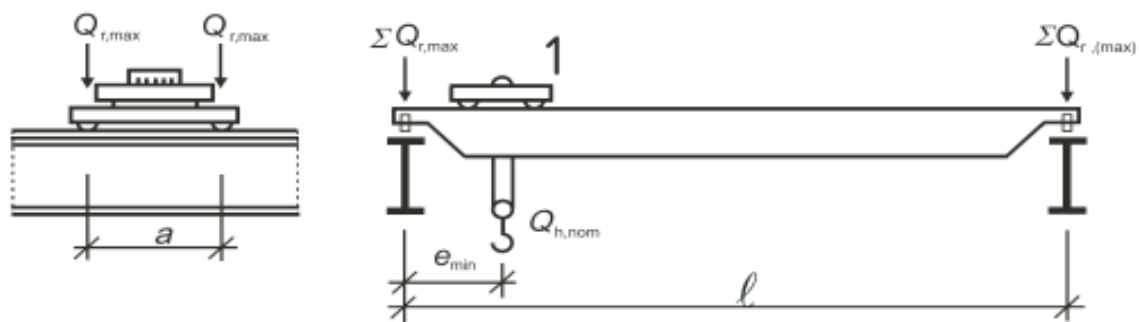
$Q = 16\,000\text{ kg}$	nosnost jeřábu
$l = 11\,005\text{ mm}$	rozpětí jeřábu (uvažováno pro šířku nosníku 480 mm)
$a = 0 = 2,4\text{ m}$	vzdálenost osy kola od vnějšího líce jeřábu/rozvor kol příčnicku
$B = 1\,300\text{ mm}$	stavební výška jeřábu
$C = 1\,040\text{ mm}$	konstrukční výška háku
$D = 1\,430\text{ mm}$	konstrukční výška jeřábu
$e = T_1 = 1\,100\text{ mm}$	maximální dojezd kladkostroje od osy uložení
$e = T_2 = 1\,100\text{ mm}$	maximální dojezd kladkostroje od osy uložení
$Q_{r,max} = 98,2\text{ kN}$	maximální kolový tlak
$Q_{r,min} = 19,3\text{ kN}$	minimální kolový tlak
$Q_h = 160\text{ kN}$	tíha břemene (kladkostroje)
$Q_t = 13\text{ kN}$	tíha kočky
$Q_c = 88\text{ kN}$	celková hmotnost jeřábu s kladkostrojem
HC2	třída zdvihacího zařízení
S3	kategorie S
JKL55	označení kolejnice
$n = 2$	počet dvojic kol
$v_h = 0,15\text{ m/s}$	rychlost zdvihu

Zatížení od kolejnice:	Charakteristické zatížení [kN/m]
$g_{kol} = \rho_{ocel} \cdot A_{kol} \cdot g = 7850 \cdot 10 \cdot 3,77 \cdot 10^{-6}$	0,296

$$A_{kol} = 37,7 \text{ cm}^3 [\text{http://www.ortec.cz/cs/kolejnice}]$$

3.2.8.1 Svislé zatížení

1) Svislé síly od kol jeřábu vzniklé vlastní tíhou



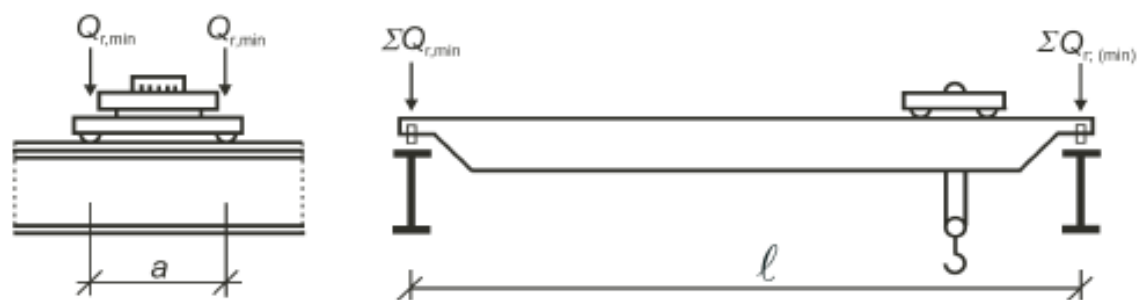
Obr. 3.11 Poloha kočky na jeřábu pro vyvození maximální síly na ŽB jeřábovém nosníku [5]

Maximální zatížení na jedno kolo způsobené jeřábovou dráhou:

$$Q_{C,r,max} = \frac{1}{n} \left[\frac{Q_c - Q_t}{2} + \frac{Q_t (l - T_1)}{l} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{88 - 13}{2} + \frac{13 (11,005 - 1,1)}{11,005} \right] = 24,60 \text{ kN}$$

Doprovodné zatížení na jedno kolo způsobené jeřábovou dráhou:

$$Q_{C,r(max)} = \frac{1}{n} \left[\frac{Q_c - Q_t}{2} + \frac{Q_t T_1}{l} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{88 - 13}{2} + \frac{13 \cdot 1,1}{11,005} \right] = 19,40 \text{ kN}$$



Obr. 3.12 Poloha kočky na jeřábu pro vyvození minimální síly na ŽB jeřábovém nosníku [5]

Minimální svislá síla na jedno kolo nezatíženého jeřábu:

$$Q_{C,r,min} = Q_{C,r(max)} = 19,40 \text{ kN}$$

Doprovodná minimální svislá síla na jedno kolo nezatíženého jeřábu:

$$Q_{C,r(min)} = Q_{C,r,max} = 24,60 \text{ kN}$$

2) Zatížení od kladkostroje (tíha břemene, lana, technika pro zvedání, řetězy atd.)

$$Q_{H,r,max} = \frac{1}{n} \frac{Q_h (l - T_1)}{l} = \frac{1}{2} \frac{160 (11,005 - 1,1)}{11,005} = 72,00 \text{ kN}$$

$$Q_{H,r,(max)} = \frac{1}{n} \frac{Q_h T_1}{l} = \frac{1}{2} \frac{160 \cdot 1,1}{11,005} = 8,00 \text{ kN}$$

3.2.8.2 Vodorovná zatížení

1) Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu při pohybu jeřábové dráhy

Důsledkem zrychlení nebo brzdění jeřábu je vyvolána hnací síla K, která způsobí podélné/příčné vodorovné síly v ŽB jeřábovém nosníku.

Předpoklad:

Pro výpočet hnací síly se předpokládá skutečnost, že je zabráněno protáčení hnacích kol.

$$K = \mu m_w Q_{C,r,min} = 0,2 \cdot 2 \cdot 19,40 = 7,76 \text{ kN}$$

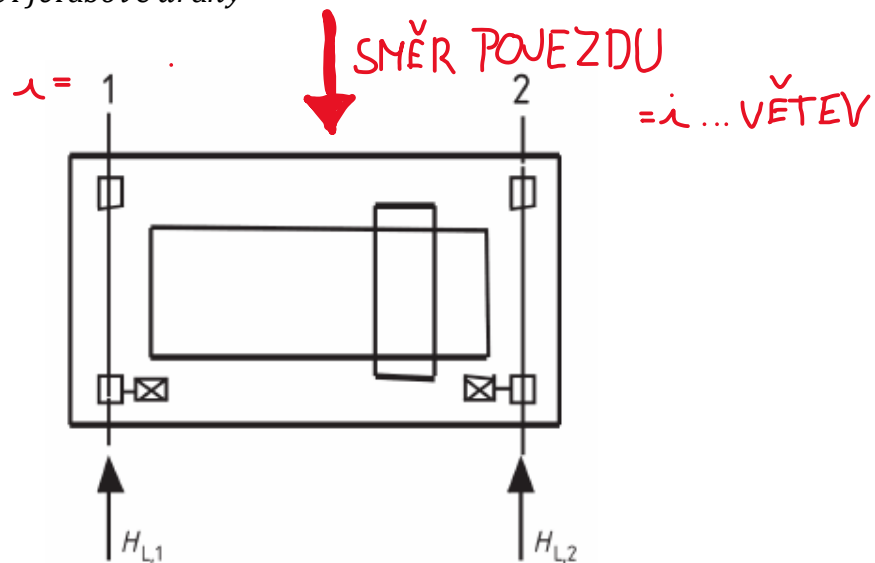
$\mu = 0,2$... součinitel tření (jeřáb – kolejnice = ocel – ocel)

$m_w = 2$... počet pohonů jednotlivých kol

Podélná síla:

$$H_{L,i} = H_{L,1} = H_{L,2} = \frac{K}{n_r} = \frac{7,76}{2} = 3,88 \text{ kN}$$

$n_r = 2$... počet větví jeřábové dráhy



Obr. 3.13 Schéma působení podélných sil způsobené zrychlením/brzděním jeřábu [5]

Příčná síla:

Síly vzniklé v příčném směru jsou staticky ekvivalentním silám k momentu M, jenž vznikly díky excentrickému působení hnací síly K vůči těžišti jeřábové dráhy.

$$H_{T,i} = \xi_i \frac{M}{a} = \xi_i \frac{M}{O}$$

Podíl vzdáleností těžiště od osy kolejnice:

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,max}}{\sum Q_r} = \frac{n (Q_{C,r,max} + Q_{H,r,max})}{Q_c + Q_h} = \frac{2 \cdot (24,60 + 72,00)}{88 + 160} = 0,779$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,779 = 0,221$$

Moment hnací síly M k těžišti jeřábu:

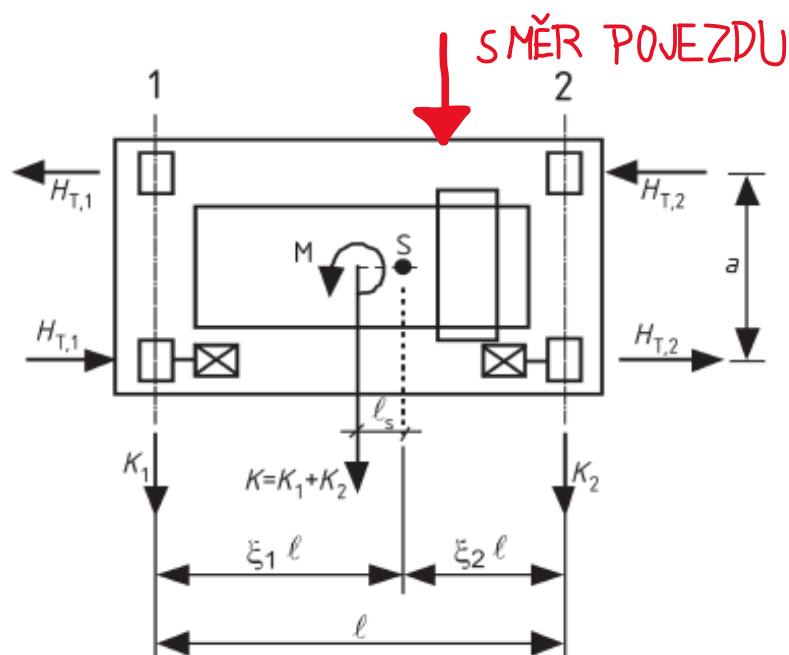
$$M = K l_s = K (\xi_1 - 0,5) s = 7,76 \cdot (0,779 - 0,5) \cdot 11,005 = 23,83 \text{ kNm}$$

$l_s = (\xi_1 - 0,5) s$... vychýlení těžiště jeřábu od poloviny rozpětí

Výpočet příčných vodorovných sil:

$$H_{T,1} = \xi_1 \frac{M}{a} = \xi_1 \frac{M}{O} = 0,779 \cdot \frac{23,83}{2,4} = 7,73 \text{ kN}$$

$$H_{T,2} = \xi_2 \frac{M}{a} = \xi_2 \frac{M}{O} = 0,221 \cdot \frac{23,83}{2,4} = 2,19 \text{ kN}$$



Obr. 3.14 Schéma působení příčných a podélných sil způsobené zrychlením/brzděním jeřábu [5]

2) Příčení mostu jeřábu

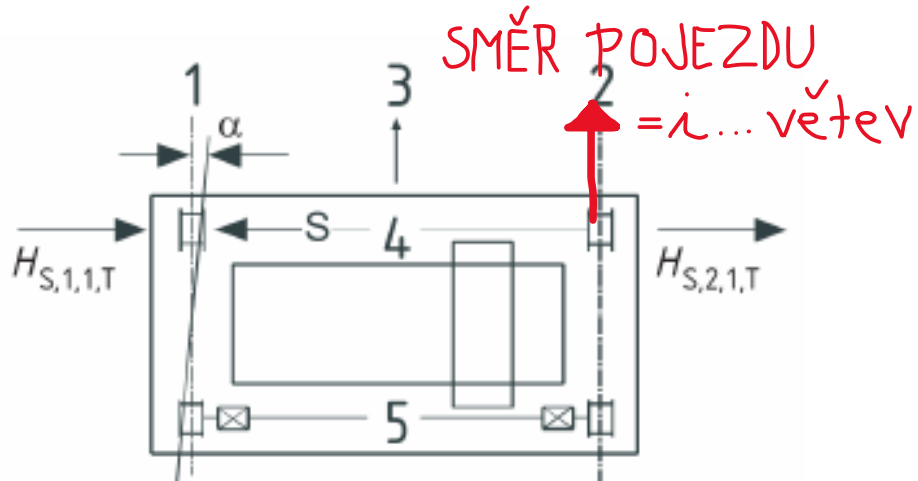
Lze předpokládat, že při pohybu jeřábu konstantní rychlostí se může ve vodících prostředcích (kol náolků) objevit příčné nebo i podélné vodorovné síly od kol jeřábu $H_{S,i,j,k}$. Vznikají právě příčením jeřábu viz Obr. 3.15.

$$H_{S,i,j,k} = f \lambda_{S,i,j,k} \sum Q_r$$

$f = 0,3$... součinitele reakcí příčení (předpoklad natočení $0,015 \text{ rad}$)

$\lambda_{S,i,j,k}$... součinitel síly od kola

$$h = \frac{\sum e_j^2}{e_j} = \frac{a^2}{a} = a = 0 = 2,4 \text{ m, kde } e_1 = 0 \text{ a } e_2 = a = 0$$



Obr. 3.15 Schéma působení vodorovných příčných sil od příční jeřábu [5]

$$\lambda_{S,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{\xi_2}{n} = \frac{0,221}{2} = 0,111$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{\xi_1}{n} = \frac{0,779}{2} = 0,390$$

$$H_{S,1,1,T} = f \lambda_{S,1,1,k} \sum Q_r = f \lambda_{S,1,1,k} (Q_h + Q_c) = 0,3 \cdot 0,111 \cdot (160 + 88) = 8,26 \text{ kN}$$

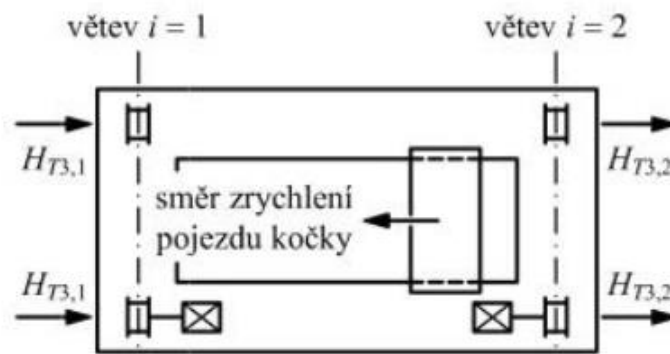
$$H_{S,2,1,T} = f \lambda_{S,2,1,k} \sum Q_r = f \lambda_{S,2,1,k} (Q_h + Q_c) = 0,3 \cdot 0,390 \cdot (160 + 88) = 29,02 \text{ kN}$$

3) Zrychlení kočky

Pohybem kočky po mostovém jeřábu dochází ke vzniku příčných vodorovných sil $H_{T3,i}$. Pro zjednodušení výpočtu se bude uvažovat předpoklad, že zatížení od břemene nebude rozkývané. Dle ČSN EN 1991-3 lze uvažovat příčné vodorovné síly jako 10 % součtu zatížení kladkostroje a tíhy kočky. Pokud jsou obě větve jeřábové dráhy stejného uspořádání, je možné příčné vodorovné síly od rozjezdu nebo brzdění kočky vypočítat následovně:

$$H_{T3,1} = \frac{0,1}{2} (Q_h + Q_t) \left(\frac{l - T_1}{l}\right) = \frac{0,1}{2} \cdot (160 + 13) \cdot \left(\frac{11,005 - 1,1}{11,005}\right) = 7,79 \text{ kN}$$

$$H_{T3,2} = \frac{0,1}{2} (Q_h + Q_t) \left(\frac{T_1}{l}\right) = \frac{0,1}{2} \cdot (160 + 13) \cdot \left(\frac{1,1}{11,005}\right) = 0,86 \text{ kN}$$



Obr. 3.16 Schéma působení vodorovných příčných sil způsobené rozjezdem nebo brzděním kočky [podklad]

3.2.8.3 Charakteristické hodnoty zatížení jeřábem pro MSÚ

Kombinační součinitele pro zatížení od jeřábů:

Tabulka A.2 – Součinitele ψ pro zatížení od jeřábů z normy ČSN EN 1991-3.

$$\psi_0 = 1,0$$

$$\psi_1 = 0,9$$

$$\psi_2 = \frac{Q_c}{Q_c + Q_h} = \frac{88}{88 + 160} = 0,355$$

Dynamický součinitel φ_i vyjadřuje dynamickou složku zatížení, která je vyvolána kmitáním v důsledku setrvačných a tlumících sil. Jednotlivé složky sil od jeřábu budou přenásobeny těmito dynamickými součiniteli. Druhy dynamických součinitelů viz „Tabulka 2.1 – Různé druhy dynamických součinitelů φ_i z normy ČSN EN 1991-3“.

Hodnoty dynamických součinitelů:

1. Dynamický součinitel $\varphi_1 = 1,1$, pokud je dosaženo horné hladiny rázového zatížení.
2. Dynamický součinitel $\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 v_h = 1,1 + 0,34 \cdot 0,15 = 1,15$
Hodnoty β_2 a $\varphi_{2,min}$ získány „Tabulkou 2.5 – Hodnoty β_2 a $\varphi_{2,min}$ “ normou ČSN EN 1991-3.
3. Dynamický součinitel $\varphi_4 = 1,0$, pokud jsou dodrženy tolerance kolejových drah dle ČSN EN 1993-6
4. Dynamický součinitel $\varphi_5 = 1,5$, pokud se hnací síly mění pozvolna

Neuvažuje se s hodnotami dynamických součinitelů:

φ_3 – drapáky, magnety koncové úpravy pro tíhu břemene

φ_6 – použije se pro zkušební zatížení (jiný návrhový stav než MSÚ)

φ_7 – síly na nárazník (pro jiný návrhový stav než MSÚ)

Zatížení	Značka	Skupina zatížení				
		Mezní stav únosnosti				
		1	3	4	5	6
Vlastní tíha jeřábu	Q_C	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4
Zatížení od kladkostroje	Q_H	φ_2	–	φ_4	φ_4	φ_4
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	φ_5	φ_5	φ_5	–	–
Příčeni mostu jeřábu	H_S, S	–	–	–	1	–
Zrychlení kočky	H_{T3}	–	–	–	–	1

Tab. 3.1 Základní přehled charakteristického zatížení od jeřábu [5]

3.2.9 Zatížení od výtahové šachty

Zatížení působící na stěny železobetonové šachty, na základovou železobetonovou desku pod výtahovou šachtu a stropní desku šachty se řídí podle neplatné normy ČSN EN 81-1+A3. Pro návrh nosné části šachty výrobce specifikoval v pokynech pro projektanty následující podmínky:

1. Pevnost stěny šachty:

V libovolném místě šachty musí nosná konstrukce odolat vodorovné síle **300 N** na plochu čtverce nebo kruhu o obsahu **5 cm²**. Maximální deformace nosné konstrukce do **15 mm**. Stěny zároveň musí splnit podmínku bez trvalé deformace konstrukce.

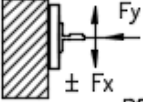
2. Pevnost stropu šachty:

Provádí pouze v případě zavěšení vodiček ke stropu.

3. Pevnost a provedení podlahy prohlubně šachty:

Konstrukce podlahy bude dimenzována dle ČSN EN 81-1+A3.

ZATÍŽENÍ OD VÝTAHOVÝCH ČÁSTÍ [N]					
F _x	F _y	F _{p1}	F _{p2}	F _{p3}	F _{p4}
± 2794	2826	30790	118000	79600	19000



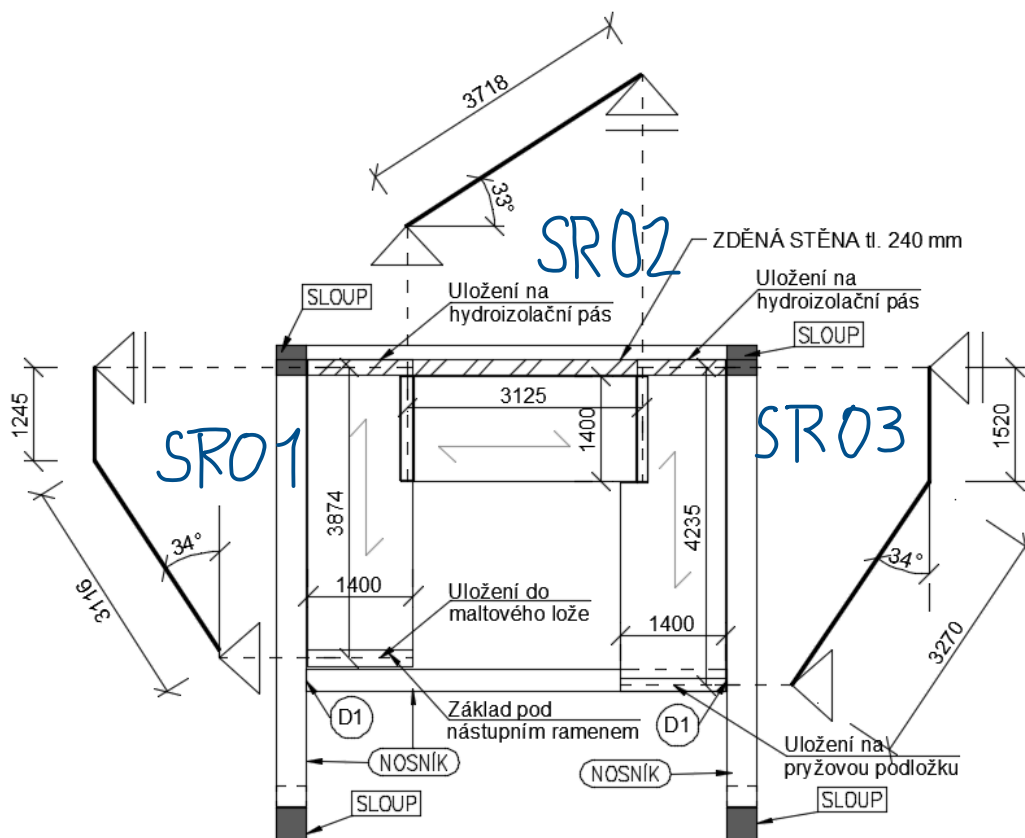
F_{p1} – POD VODÍTKEM KLECE F_{p3} – POD NÁRAZNÍKEM ZÁVAŽÍ
 F_{p2} – POD NÁRAZNÍKEM KLECE F_{p4} – OD ROŠTU STROJE A ZÁVĚSŮ
 PRŮM.1/4 Z MAX.HODNOT

F_{x,y} – SÍLY PŮSOBÍCÍ NA VODÍTKA MAX.
 PODLE PROVOZNIHO STAVU PŮSOBÍ VŽDY JEN JEDNY ZE SIL F_{p1}, F_{p2}, F_{p3}.

Tab. 3.2 Zatížení od výtahových částí [materiály od Liftmontu]

4 Řešení schodišťového prostoru

Jedná se o deskové trojramenné schodiště. Technologicky navržené jako železobetonové prefabrikované.



Obr. 4.1 Statické schéma schodiště

V místě pevné podpory je umístěn trn na osazení schodišťového prvku (Obr. 4.1).

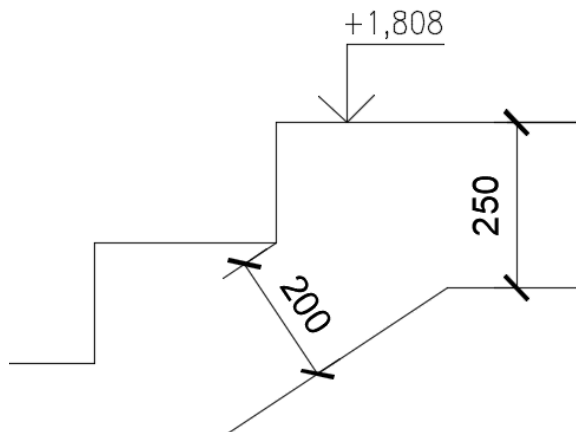
Parametry schodiště z hlediska statického schématu (střednice prvků):

konstrukční výška schodiště	5,635 m
šířka schodišťových prvků	1 400 mm
délka mezipodesty	SR01 – 1245 mm; SR03 – 1520 mm
výška schodišťového stupně	182,25 mm
šířka schodišťového stupně	275 mm
úhel stoupání	SR01 – 34°; SR02 – 33°; SR03 – 34°
počet stupňů	31

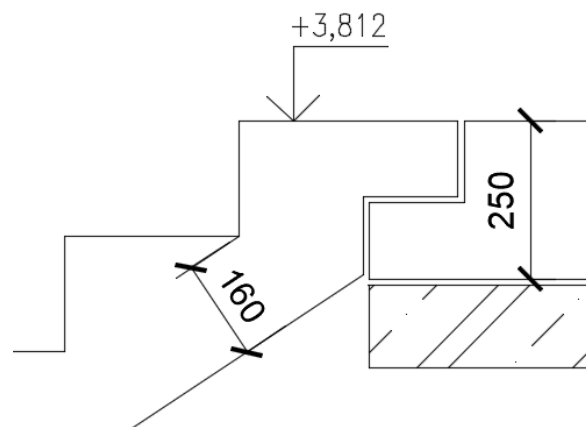
Empirický vztah návrhu tloušťky mezipodesty a desky ramene:

$$h_{ram,1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) L_{Ram} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 3116 = 104 \div 125 \text{ mm}$$

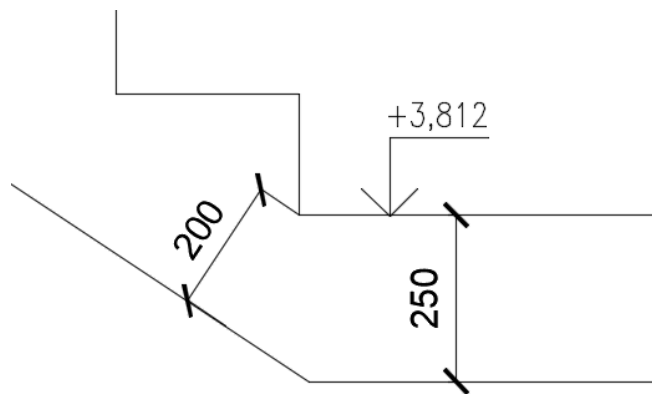
$$h_{pod,1} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) L_{Ram} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{25}\right) \cdot 1245 = 42 \div 50 \text{ mm}$$



Obr. 4.2 Detail zalomení schodišťového prvku SR01



Obr. 4.3 Detail napojení SR02 a SR03



Obr. 4.4 Detail zalomení schodišťového prvku SR03

5 Řešení výtahové šachty

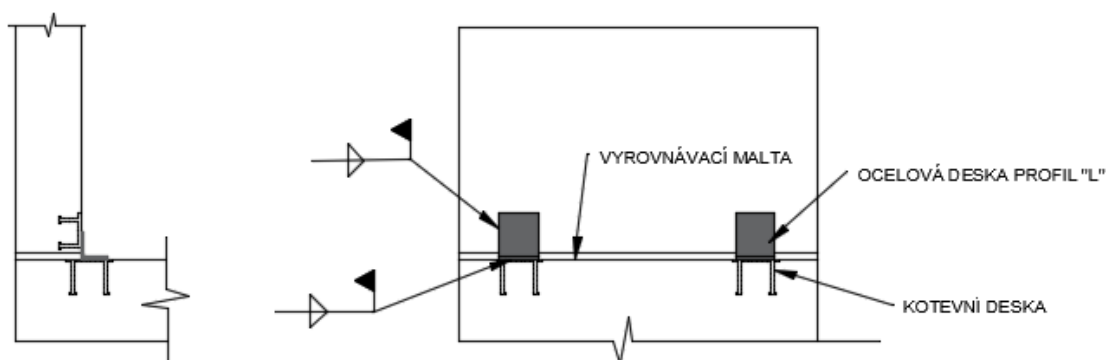
Základní informace o výtahu:

Je navržen výtah FN. 64 modelové řady 9000 bez strojovny od firmy Liftmont CZ s.r.o. Maximální nosnost výtahu FN.64 je 1600 kg, tedy 21 osob. Typ výtahu je elektrický lanový trakční. Pohon výtahu je umístěn v horní části šachty. Zde je také umístěn hlavní rozvaděč. Tímto je zabezpečený a možnost jednoduššího servisu celého výtahu.

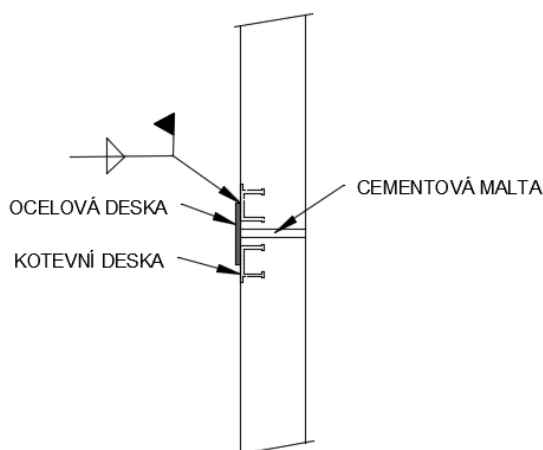
Konstrukce železobetonové výtahové šachty bude provedena technologicky jako prefabrikovaná. Výtahová šachta bude spojena s obklopujícími konstrukcemi (nosníky, sloupy) pomocí kotevních destiček. Díky spojení se zajistí stabilita průmyslové haly.

Osazení dílců šachty se provede za pomoci rektifikačního šroubu. Tímto se zajistí správná poloha jednotlivých dílců. Finální spojení se provede přivařením ocelové desky tvaru "L" (Obr. 5.1) k základové desce. Spojení mezi jednotlivými díly výtahové šachty se rovněž přivaří navzájem za pomoci kotevních destiček (Obr. 5.2). Spára mezi dílci se prolíje cementovou/vyrovnávací maltou. Zároveň je nutné kotevní destičky po přivaření zamazat cementovou maltou.

Statické působení v místech spojení dílců se uvažuje vetknutí.



Obr. 5.1 Styk monolitické desky a prefabrikovaného dílce šachty



Obr. 5.2 Styk stěna – stěna dílce šachty

6 Návrh a posouzení dílčích prvků

6.1 Jeřábový nosník

Ze statického hlediska tento prefabrikovaný prvek působí jako prostý nosník, který je na svých koncích uložený na vyčnívající trn z krátké konzoly sloupu. Následně přivařený přes kotevní prvek ke krátké konzolce ze sloupu. Tento způsob zajistí přenášení kroutícího momentu z nosníku do podpory. Rozpětí nosníku je 6 m.

Lokálně se zabudují do nosníku kotevní prvky po metru, na které se přivaří kolejnice.

Pro určení vnitřních sil se využije pod-podkapitola 3.2.8 (zatížení na jeřábový nosník) a norma ČSN EN 1991-3 „Tabulka A.1 – Doporučené hodnoty dílčích součinitelů zatížení γ “.

Z Tab. 3.1 lze zjistit podle dynamických součinitelů, že skupiny zatížení 3 a 4 budou vycházet menší hodnoty než u skupiny zatížení 1. Se 3 a 4 skupinou nebude dále uvažováno. Návrhové skupiny zatížení budou uvažovány **1,5 a 6**. Jedná se o skupiny vyvolující maximální vnitřní síly na nosníku.

1) Vnitřní síly od svislého zatížení:

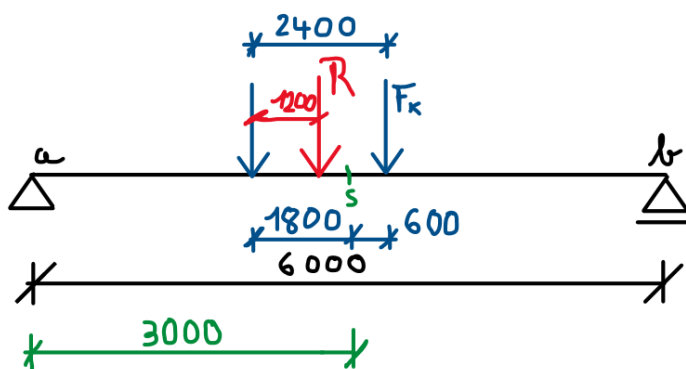
Působení jeřábu:

$$F_1 = \gamma_{Q,sup}(\varphi_1 Q_{c,r,max} + \varphi_2 Q_{H,r,max}) = 1,35 \cdot (1,1 \cdot 24,6 + 1,15 \cdot 72) = 148,31 \text{ kN}$$

$$F_5 = \gamma_{Q,sup}(\varphi_4 Q_{c,r,max} + \varphi_4 Q_{H,r,max}) = 1,35 \cdot (1,0 \cdot 24,6 + 1,0 \cdot 72) = 130,41 \text{ kN}$$

$$F_6 = \gamma_{Q,sup}(\varphi_4 Q_{c,r,max} + \varphi_4 Q_{H,r,max}) = 1,35 \cdot (1,0 \cdot 24,6 + 1,0 \cdot 72) = 130,41 \text{ kN}$$

Pro tento stav je nutné umístit dvojici kol takovým způsobem, aby na nosníku vyvolila maximální vnitřní síly. Takové polohy na nosníku lze dosáhnout použitím břemenového kritéria.



Obr. 6.1 Statické schéma pohyblivé soustavy pro maxM

$$R_{b,z} = \frac{148,31 \cdot 1,2 + 148,31 \cdot 3,6}{6} = 118,65 \text{ kN}$$

$$R_{a,z} = \frac{148,31 \cdot 2,4 + 148,31 \cdot 4,8}{6} = 177,97 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = R_{a,z} = 177,97 \text{ kN}; M_{Ed,y} = 118,65 \cdot 2,4 = 284,76 \text{ kNm}$$

	Skupina zatížení - MSÚ		
	1	5	6
$R_{b,z}$ [kN]	118,65	104,33	104,33
$R_{a,z}$ [kN]	177,97	156,49	156,49
$V_{Ed,z}$ [kN]	177,97	156,49	156,49
$M_{Ed,y}$ [kNm]	284,76	250,39	250,39

Tab. 6.1 Přehled vnitřních sil od svislého zatížení

Samotná vlastní tíha jeřábové dráhy:

Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]	γ_G	Návrhové zatížení [kN/m]
Vlastní tíha kolejnice	0,296	1,35	0,4

Vlastní tíha jeřábového nosníku generovaná softwarem (neuvažováno pro výpočet zatížení).

Vnitřní síly:

$$V_{Ed,z} = \frac{1}{2} f_d l = \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 6 = 1,2 \text{ kN}; \quad M_{Ed,y} = \frac{1}{8} f_d l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,4 \cdot 6^2 = 1,8 \text{ kNm}$$

Výsledné síly pro svislé zatížení:

	Skupina zatížení - MSÚ		
	1	5	6
$V_{Ed,z}$ [kN]	179,17	157,69	157,69
$M_{Ed,y}$ [kNm]	286,56	252,19	252,19

Tab. 6.2 Přehled výsledných vnitřních sil od svislého zatížení

2) Vnitřní síly od vodorovného zatížení:

Zrychlení/Brždění mostu jeřábu při pohybu jeřábové dráhy:

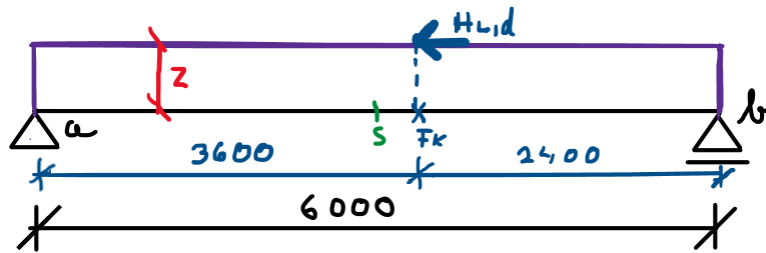
V Tab. 3.1 lze si povšimnout, že zrychlení jeřábu vyvodí podélné i příčné vodorovné namáhání. Oba tyto účinky budou ve výpočtu uvažovány odděleně.

Podélné namáhání:

$$H_{L,d} = \gamma_{Q,sup} \varphi_5 H_{L,i} = 1,35 \cdot 1,5 \cdot 3,88 = 7,86 \text{ kN}$$

Tato síla od jeřábové dráhy působí na horním povrchu kolejnice. Je třeba tuto sílu stáhnout ke střednici jeřábového nosníku. Výška kolejnice $h_k = 85 \text{ mm}$ a výška jeřábového nosníku (odhad) $h_j = 400 \text{ mm}$. Výška jeřáb. nosníku 400 mm bude uvažována do výpočtu ramena vnitřních sil pro stažení vodorovné síly ke střednici. Je to právě z důvodu bezpečnosti a kdyby bylo nutné zvětšit výšku nosníku při posouzení.

$$z = h_k + h_j = 85 + 400 = 485 \text{ mm}$$



Obr. 6.2 Schéma podélného namáhání nosníku od zrychlení/brzdění jeřábu

$$R_{a,x} = H_{L,d} = 7,86 \text{ kN}$$

$$R_{a,z} = \frac{7,86 \cdot 0,485}{6} = 0,64 \text{ kN}$$

$$R_{b,z} = -0,64 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,x} = -7,86 \text{ kN}; V_{Ed,z} = 0,64 \text{ kN}; M_{Ed,y} = 0,64 \cdot 3,6 = 2,30 \text{ kNm}$$

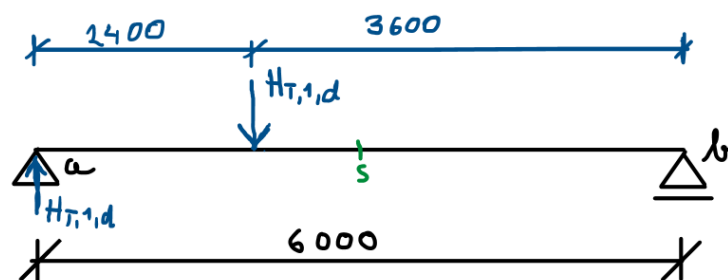
Příčné namáhání:

$$H_{T,1,d} = \gamma_{Q,sup} \varphi_5 H_{T,1} = 1,35 \cdot 1,5 \cdot 7,73 = 15,65 \text{ kN}$$

$$H_{T,2,d} = \gamma_{Q,sup} \varphi_5 H_{T,2} = 1,35 \cdot 1,5 \cdot 2,19 = 4,43 \text{ kN}$$

Dvojice sil na kolejnici působí jako opačně orientované. Je třeba zjistit stav, kdy bude nosník nejvíce namáhaný od dvojice sil. Tento stav nastane, pokud kolmo působící síla bude v blízkosti středu a druhá opačně orientovaná síla bude působit v podpoře. Bude uvažováno se silou $H_{T,1,d}$, protože bude nejvíce zatěžovat nosník.

Předpoklad pro vyztužení nosníku, na obou stranách průřezu stejná výztuž (síla působí i proti směru osy y).



Obr. 6.3 Schéma příčného namáhání nosníku od zrychlení/brzdění jeřábu

$$R_{a,y} = \frac{15,65 \cdot 3,6 - 15,65 \cdot 6}{6} = -6,26 \text{ kN}$$

$$R_{b,y} = \frac{15,65 \cdot 2,4}{6} = 6,26 \text{ kN}$$

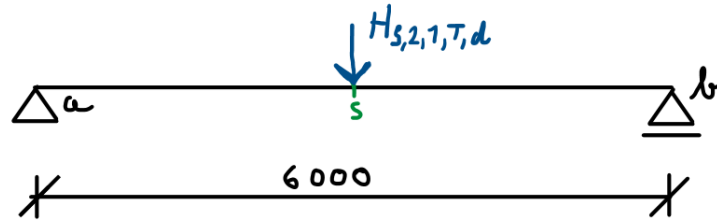
$$V_{Ed,y} = H_{T,1,d} + R_{a,y} = 15,65 - 6,26 = 9,39 \text{ kN}; M_{Ed,z} = 9,39 \cdot 2,4 = 22,54 \text{ kNm}$$

$$T = M_x = V_{Ed,y} z = 9,39 \cdot 0,485 = 4,55 \text{ kNm}$$

Příčení mostu jeřábu:

$$H_{S,1,1,T,d} = \gamma_{Q,sup} H_{S,1,1,T} = 1,35 \cdot 8,26 = 11,15 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,1,T,d} = \gamma_{Q,sup} H_{S,2,1,T} = 1,35 \cdot 29,02 = 39,18 \text{ kN} \dots \text{ uvažováno dále ve výpočtu}$$



Obr. 6.4 Schéma příčného namáhání nosníku od příčení mostu jeřábu

$$V_{Ed,y} = \frac{1}{2} H_{S,2,1,T,d} = \frac{1}{2} \cdot 39,18 = 19,59 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,z} = \frac{1}{4} H_{S,2,1,T,d} l = \frac{1}{4} \cdot 39,18 \cdot 6 = 58,77 \text{ kNm}$$

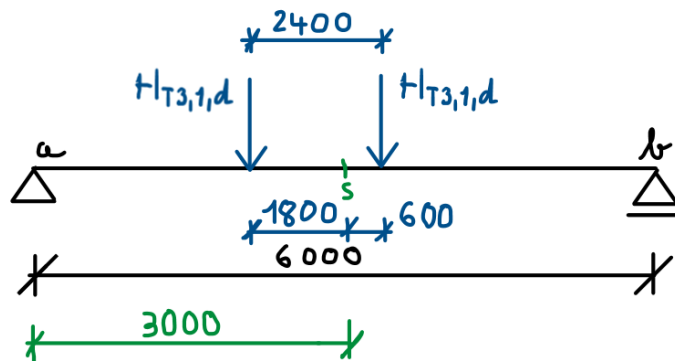
$$T = M_x = V_{Ed,y} z = 19,59 \cdot 0,485 = 9,50 \text{ kNm}$$

Zrychlení kočky:

Stejně orientované síly působící na nosník v příčném směru.

$$H_{T3,1,d} = \gamma_{Q,sup} H_{T3,1} = 1,35 \cdot 7,79 = 10,52 \text{ kN} \dots \text{ dále uvažováno ve výpočtu}$$

$$H_{T3,2,d} = \gamma_{Q,sup} H_{T3,2} = 1,35 \cdot 0,86 = 1,16 \text{ kN}$$



Obr. 6.5 Schéma příčného namáhání nosníku od kočky

$$R_{b,y} = \frac{10,52 \cdot 1,2 + 10,52 \cdot 3,6}{6} = 8,42 \text{ kN}$$

$$R_{a,y} = \frac{10,52 \cdot 2,4 + 10,52 \cdot 4,8}{6} = 12,62 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = R_{a,y} = 12,62 \text{ kN}, M_{Ed,z} = 8,42 \cdot 2,4 = 20,21 \text{ kNm}$$

$$T = M_x = V_{Ed,y} z = 12,62 \cdot 0,485 = 6,12 \text{ kNm}$$

Výsledné návrhové hodnoty zatížení pro MSÚ:

$N_{Ed,x} = -7,86 \text{ kN}$... Návrhová síla pro MSÚ 1

Zatížení	Značka	Skupina zatížení		
		Mezní stav únosnosti		
		1	5	6
Vlastní tíha jeřábu	$Q_C + Q_H$	179,17	157,69	157,69
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	0,64	-	-
Příčení mostu jeřábu	H_S, S	-	0	-
Zrychlení kočky	H_{T3}	-	-	0
$\sum (Q_C + Q_H) + (H_L, H_T) + (H_S, S) + H_{T3}$		179,81	157,69	157,69

Tab. 6.3 Výsledné posouvající síly ve svislém směru $V_{Ed,z}$

Zatížení	Značka	Skupina zatížení		
		Mezní stav únosnosti		
		1	5	6
Vlastní tíha jeřábu	$Q_C + Q_H$	286,56	252,19	252,19
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	2,30	-	-
Příčení mostu jeřábu	H_S, S	-	0	-
Zrychlení kočky	H_{T3}	-	-	0
$\sum (Q_C + Q_H) + (H_L, H_T) + (H_S, S) + H_{T3}$		288,86	252,19	252,19

Tab. 6.4 Výsledný ohybový moment ve svislém směru $M_{Ed,y}$

Zatížení	Značka	Skupina zatížení		
		Mezní stav únosnosti		
		1	5	6
Vlastní tíha jeřábu	$Q_C + Q_H$	0	0	0
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	9,39	-	-
Příčení mostu jeřábu	H_S, S	-	19,59	-
Zrychlení kočky	H_{T3}	-	-	12,62
$\sum (Q_C + Q_H) + (H_L, H_T) + (H_S, S) + H_{T3}$		9,39	19,59	12,62

Tab. 6.5 Výsledné posouvající síly ve vodorovném směru $V_{Ed,y}$

Zatížení	Značka	Skupina zatížení		
		Mezní stav únosnosti		
		1	5	6
Vlastní tíha jeřábu	$Q_C + Q_H$	0	0	0
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	22,54	–	–
Příčlení mostu jeřábu	H_S, S	–	58,77	–
Zrychlení kočky	H_{T3}	–	–	20,21
$\sum (Q_C + Q_H) + (H_L, H_T) + (H_S, S) + H_{T3}$		22,54	58,77	20,21

Tab. 6.6 Výsledný ohybový moment ve vodorovném směru $M_{Ed,z}$

Zatížení	Značka	Skupina zatížení		
		Mezní stav únosnosti		
		1	5	6
Vlastní tíha jeřábu	$Q_C + Q_H$	0	0	0
Zrychlení/Brzdění mostu jeřábu	H_L, H_T	4,55	–	–
Příčlení mostu jeřábu	H_S, S	–	9,50	–
Zrychlení kočky	H_{T3}	–	–	6,12
$\sum (Q_C + Q_H) + (H_L, H_T) + (H_S, S) + H_{T3}$		4,55	9,50	6,12

Tab. 6.7 Výsledný kroutící moment ve vodorovném směru $T = M_{Ed,x}$

Skupina zatížení pro MSÚ	$N_{Ed,x}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	$M_{Ed,y}$ [kNm]	$V_{Ed,y}$ [kN]	$M_{Ed,z}$ [kNm]	$T = M_{Ed,x}$ [kNm]
1	-7,86	179,81	288,86	9,39	22,54	4,55
5	0	157,69	252,19	19,59	58,77	9,50

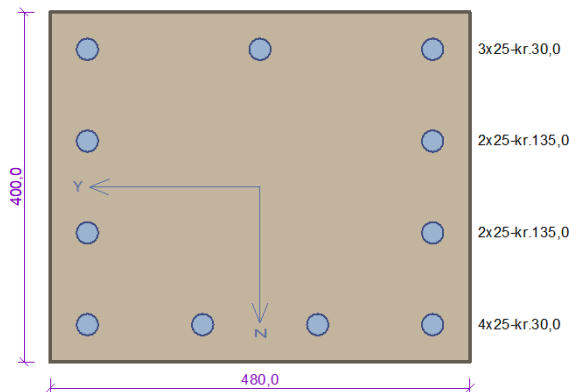
Tab. 6.8 Výsledné návrhové hodnoty zatížení

Pro posouzení jeřábového nosníku v programu FIN EC 2021 modulu Beton je potřeba pro návrhové vnitřní síly přičíst vl. tíhu nosníku do Tab. 6.8. Tedy, dojde k navýšení návrhových vnitřních sil $V_{Ed,z}$; $M_{Ed,y}$.

$$g_{o,d} = \gamma_{\text{žB}} \cdot h \cdot b \cdot \gamma_G = 25 \cdot 0,4 \cdot 0,48 \cdot 1,35 = 6,48 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,z} = \frac{1}{2} \cdot g_{o,d} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 6,48 \cdot 6 = 19,44 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \frac{1}{8} \cdot g_{o,d} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 6,48 \cdot 6^2 = 29,16 \text{ kNm}$$



Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 35000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr

Vzpěrná délka kolmo na osu Y: $l_{ef,y} = 6,00 \times 1,00 = 6,00 \text{ m}$

Vzpěrná délka kolmo na osu Z: $l_{ef,z} = 6,00 \times 1,00 = 6,00 \text{ m}$

S tlačnou výztuží je počítáno.

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

Spony, vnitřní třmínky svislé

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 150,0 mm; Střihy: 1

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$\rho_{s,t} = 0,0196 \geq \rho_{s,min} = 0,00182 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

$\rho_s = 0,0281 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení vzdáleností vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00327 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 241,9 \text{ mm} \geq 150,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost větví třmínků $s_{t,max} = 241,9 \text{ mm} \geq 215,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max} = 220,0 \text{ mm} \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	T_{Ed}	Využití [%]	Posouzení
		N_{Rd} [kN]	M_{Rdy} [kNm]	M_{Rdz} [kNm]	V_{Rdz} [kN]	V_{Rdy} [kN]	T_{Rd} [kNm]		
1	Zat. případ 1	-7,86	318,02 → 318,14	-22,54 → -22,55	199,25	9,39	4,55	92,6	Vyhovuje
		-7279,84	393,22	-27,87	215,15	10,14	4,91		

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE - 92,6 %**

Využití: 92,6 %

Obr. 6.6 Výstup z FIN EC 2021 (posouzení MSÚ)

Ve směru osy z bude provedeno nadvýšení prefabrikovaného prvku o 24 mm.

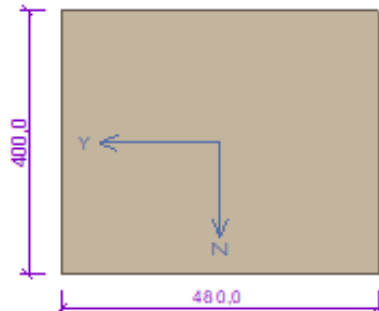
Charakteristické zatížení působící ve směru osy z – vl. tíha nosníku, max. zatížení na jedno kolo, zatížení od kladkostroje.

Charakteristické zatížení působící ve směru osy y – síla od zrychlení mostu jeřábu, přičení mostu jeřábu, zrychlení kočky.

1 Směr z

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 35000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ_i ($\gamma_{i,inf}$)*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 $QC_{i,r,max} + QH_{i,r,max}$	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-

* $\gamma_{i,inf}$ pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

G1 vlastní tíha-stálé - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásově	0,000	6,000	4,800kN/m	-
G2 $QC_{i,r,max} + QH_{i,r,max}$ - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
síla	1,200	-	96,600kN	-
síla	3,600	-	96,600kN	-

1.2 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Trhliny

Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,218\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhlin: $w_{max} = 0,400\text{mm}$ (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

Šířka trhlin VYHOVUJE

Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání: $t_s = 7$ [dny]

Konec vysychání: $t = 29200$ [dny]

Počátek zatěžování: $t_0 = 28$ [dny]

Konec zatěžování: $t = 29200$ [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 27,9mm v bodě $x = 3,000\text{m}$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 34,0mm (včetně nadvýšení 24,0mm)

Průhyb dílce VYHOVUJE

Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

$\sigma_c = 22,1\text{MPa} < k_1 \times f_{ck} = 24,0\text{MPa} \Rightarrow$ Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS

$\sigma_c = 22,1\text{MPa} > k_2 \times f_{ck} = 18,0\text{MPa} \Rightarrow$ Nelineární dotvarování

Největší tahové napětí ve výztuži:

$\sigma_s = 271,2\text{MPa} < k_3 \times f_{yk} = 400,0\text{MPa} \Rightarrow$ Nepříjemné trhliny ani deformace nevzniknou

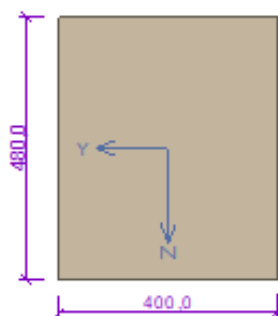
Napětí na dílci VYHOVUJE

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

2 Směr y

2.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0\text{MPa}$; $f_{ctm} = 3,5\text{MPa}$; $E_{cm} = 35000\text{MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0\text{MPa}$; $E_s = 200000\text{MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0\text{MPa}$; $E_s = 200000\text{MPa}$

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	Y _f (Y _{f,inf}) [*]	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
1	G1 _{HT,1}	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 _{HS,2,1,♦}	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	G3 _{HT3,1}	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-

* Y_{f,inf} pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

G1 _{HT,1} - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
síla	2,400	-	7,730kN	-
G2 _{HS,2,1,♦} - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
síla	3,000	-	39,180kN	-
G3 _{HT3,1} - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
síla	1,200	-	7,790kN	-
síla	3,600	-	7,790kN	-

2.2 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Trhliny

Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,052\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhliny: $w_{max} = 0,400\text{mm}$ (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

Šířka trhlin VYHOVUJE

Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání: $t_s = 7$ [dny]

Konec vysychání: $t = 29200$ [dny]

Počátek zatěžování: $t_0 = 28$ [dny]

Konec zatěžování: $t = 29200$ [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 3,4mm v bodě $x = 3,000\text{m}$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 24,0mm

Průhyb dílce VYHOVUJE

Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

$\sigma_c = 7,2\text{MPa} < k_1 \cdot f_{ck} = 24,0\text{MPa} \Rightarrow$ Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS

$\sigma_c = 7,2\text{MPa} < k_2 \cdot f_{ck} = 18,0\text{MPa} \Rightarrow$ Lineární dotvarování

Největší tahové napětí ve výztuži:

$\sigma_s = 94,2\text{MPa} < k_3 \cdot f_{yk} = 400,0\text{MPa} \Rightarrow$ Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou

Napětí na dílci VYHOVUJE

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Obr. 6.7 Výstup z FIN EC 2021 (posouzení MSP)

6.2 Stěna výtahové šachty

Od výrobce výtahu v technických informacích je psáno, že stěna šachty musí v libovolném místě šachty odolat vodorovné síle **300 N** na plochu čtverce nebo kruhu o obsahu **5 cm²**.

Jedná se o soustředné břemeno, kde největší tahové napětí povrchu stěny se nachází v blízkosti břemene.

Pokud platí podmínka $|N_{Ed}| \leq A_{c0} \cdot f_{cd}$, není třeba ověřovat roznášecí oblast z hlediska porušení (rozdrcení betonu pod osamělým břemenem, roztržení roznášecí oblasti a další).

$$|N_{Ed}| = |-300| = 300 \text{ N} \leq A_{c0} \cdot f_{cd} = 500 \cdot 26,67 = 13\,335 \text{ N} \dots \text{Splněno}$$

Návrh tloušťky stěny šachty: 200 mm. Je to právě z důvodu vyztužení prvku, ale také kvůli kotvení konstrukce výtahu do konstrukce výtahového dílce ze železobetonu.

6.3 Vazník bez otvoru

Stanovení rozměrů vazníku za pomoci empirických vzorců (výsledné rozměry nejsou závazné a někdy až příliš konzervativní, tedy optimálnější tvar zvolen pomocí MSP v programu FIN EC 2021):

Výška:

$$h = \frac{L}{15} = \frac{11975}{15} = 798 \text{ mm} \rightarrow h = 900 \text{ mm}$$

Délka konzoly „T“:

$$k_t = \min\left(\frac{h}{15}; 80 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{900}{15}; 80 \text{ mm}\right) = \min(60; 80) = 60 \text{ mm}$$

$$\rightarrow k_t = 150 \text{ mm}$$

Šířka stojiny vazníku:

$$b_v = \min\left(\frac{h}{5}; 220 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{900}{5}; 220 \text{ mm}\right) = \min(180; 220 \text{ mm}) = 180 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b_v = 150 \text{ mm}$$

Výška horní příruby:

$$h_p = \min\left(\frac{h}{6}; 200 \text{ mm}\right) = \min\left(\frac{900}{6}; 200 \text{ mm}\right) = \min(150; 200 \text{ mm}) = 150 \text{ mm}$$

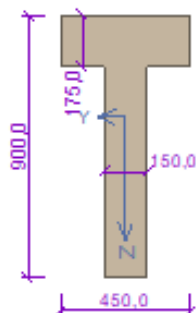
$$\rightarrow h_p = 175 \text{ mm}$$

Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]
Vlastní tíha konstrukce	Generováno FIN EC 2021
Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]
Střešní pláště	$0,65 \cdot 6 = 3,9$
Fotovoltaika + TZB	$(0,6 + 0,65) \cdot 6 = 7,5$
Sníh	$1,6 \cdot 6 = 9,6$
Vítr (tlak)	$0,18 \cdot 6 = 1,08$

* Zatěžovací šířka jednoho vazníku je 6 metrů.

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: C 50/60

$f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 37000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	Y _f (Y _{f,inf})*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 Střešní plášť	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	G3 Fotovoltaika +TZB	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
4	S4 silové-proměnné snih	Silové	Proměnné snih	1,50	-	H<1000	0,50	0,20	0,00
5	W5 silové-proměnné vítr	Silové	Proměnné vítr	1,50	-	Vitr	0,60	0,20	0,00

* Y_{f,inf} pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

G1 vlastní tíha-stálé - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	11,975	4,688kN/m	-
G2 Střešní plášť - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	11,975	3,900kN/m	-
G3 Fotovoltaika +TZB - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	11,975	7,500kN/m	-
S4 silové-proměnné snih - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	11,975	9,600kN/m	-
W5 silové-proměnné vítr - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	11,975	1,080kN/m	-

Kombinace

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

Číslo	Název a druh kombinace Složení
1	S4+W5:G1+G2+G3; základní kombinace $Y_{f,sup,1}(1,35)*G1 + Y_{f,sup,2}(1,35)*G2 + Y_{f,sup,3}(1,35)*G3 + Y_{f,sup,4}(1,50)*S4 + Y_{f,sup,5}(1,50)*W5$

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace Složení
1	S4+W5:G1+G2+G3; častá kombinace $G1 + G2 + G3 + \psi_{1,4}(0,20)*S4 + \psi_{1,5}(0,20)*W5$
2	S4+W5:G1+G2+G3; charakteristická kombinace $G1 + G2 + G3 + S4 + W5$
3	G1+G2+G3+S4+W5; kvazistálá kombinace $G1 + G2 + G3 + \psi_{2,4}(0,00)*S4 + \psi_{2,5}(0,00)*W5$

Podélná výztuž

Typ vložky	Počátek [m]	Konec [m]	Krytí [mm]	Profil [mm]	Počet
Dolní	0,000	11,975	30,0	22	2
Dolní	0,000	11,975	82,0	22	2
Dolní	0,000	11,975	134,0	22	2

S tlačnou výztuží není počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 11,98m)

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 200,0 mm

1.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

Mezní stav únosnosti je posuzován pro všechny zatěžovací případy

Ohyb

Tlačná výztuž neuvažována; redukce momentu - ne; vliv smyku uvažován

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0154 \geq \rho_{s,min} = 0,00213 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,0122 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Kritický řez v bodě $x = 5,988\text{m}$

$$M_{Ed} = 676,46\text{kNm} \leq M_{Rd} = 800,16\text{kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ohyb dílce VYHOVUJE

Smyk

Typ prvku: nosník

Kritický řez v bodě $x = 0,000\text{m}$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,00113 \leq \rho_w = 0,00524 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,max} = 400,0 \text{ mm} \geq 200,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmíneků } s_{t,max} = 600,0 \text{ mm} \geq 106,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 225,96\text{kN} \leq V_{Rd} = 313,98\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Smyk dílce VYHOVUJE

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

1.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Trhliny

Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Trhliny jsou kontrolovány pouze na nejvíce tažené straně průřezu.

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,099\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhlin: $w_{max} = 0,400\text{mm}$ (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

Šířka trhlin VYHOVUJE

Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání: $t_s = 7$ [dny]

Konec vysychání: $t = 29200$ [dny]

Počátek zatěžování: $t_0 = 28$ [dny]

Konec zatěžování: $t = 29200$ [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je $31,5\text{mm}$ v bodě $x = 5,988\text{m}$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je $47,9\text{mm}$

Průhyb dílce VYHOVUJE

Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

$$\sigma_c = 15,4\text{MPa} < k_1 \times f_{ck} = 30,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

$$\sigma_c = 15,4\text{MPa} < k_2 \times f_{ck} = 22,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Lineární dotvarování}$$

Největší tahové napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = 304,5\text{MPa} < k_3 \times f_{yk} = 400,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou}$$

Napětí na dílci VYHOVUJE

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Obr. 6.8 Výstup z FIN EC 2021

6.4 Okrajový nosník

Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]
Vlastní tíha konstrukce	Generováno FIN EC 2021

Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]
Střešní plášť	$0,65 \cdot 3 = 1,95$
Fotovoltaika + TZB	$(0,6 + 0,65) \cdot 3 = 3,75$
Sníh	$1,6 \cdot 3 = 4,8$
Vítr (tlak)	$0,18 \cdot 3 = 0,54$

* Zatěžovací šířka jednoho okrajového nosníku je 3 metry.

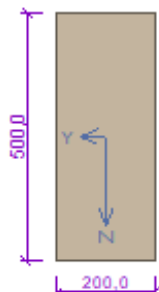
$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right)L = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 6000 = 500 \div 600 \text{ mm} \rightarrow h = 500 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 500 = 167 \div 250 \rightarrow b = 200 \text{ mm}$$

1 Nosník 1

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 35000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	$Y_i (Y_{i,inf})^*$	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	G1 vlastní tíha-stálé	Vlastní tíha	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	G2 Střešní plášť	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	G3 Fotovoltaika + TZB	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
4	S4 silové-proměnné sníh	Silové	Proměnné sníh	1,50	-	H<1000	0,50	0,20	0,00
5	W5 silové-proměnné vítr	Silové	Proměnné vítr	1,50	-	Vitr	0,60	0,20	0,00

* $Y_{i,inf}$ pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

G1 vlastní tíha-stálé - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	6,000	2,500kN/m	-
G2 Střešní plášť - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	6,000	1,950kN/m	-
G3 Fotovoltaika + TZB - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	6,000	3,750kN/m	-
S4 silové-proměnné sníh - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	6,000	4,800kN/m	-
W5 silové-proměnné vítr - zatížení				
Typ	Souř.x [m]	Délka [m]	Vel.1	Vel.2
pásové	0,000	6,000	0,540kN/m	-

Kombinace

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	S4+W5:G1+G2+G3; základní kombinace
	$Y_{f,sup,1}(1,35)*G1 + Y_{f,sup,2}(1,35)*G2 + Y_{f,sup,3}(1,35)*G3 + Y_{f,sup,4}(1,50)*S4 + Y_{f,sup,5}(1,50)*W5$

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	S4+W5:G1+G2+G3; charakteristická kombinace
	$G1 + G2 + G3 + S4 + W5$
2	G1+G2+G3+S4+W5; kvazistálá kombinace
	$G1 + G2 + G3 + \psi_{2,4}(0,00)*S4 + \psi_{2,5}(0,00)*W5$
3	S4+W5:G1+G2+G3; častá kombinace
	$G1 + G2 + G3 + \psi_{1,4}(0,20)*S4 + \psi_{1,5}(0,20)*W5$

Podélná výztuž

Typ vložky	Počátek [m]	Konec [m]	Krytí [mm]	Profil [mm]	Počet
Dolní	0,000	6,000	30,0	18	2

S tlačnou výztuží není počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 6,00m)

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 300,0 mm

1.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

Mezní stav únosnosti je posuzován pro všechny zatěžovací případy

Ohyb

Tlačená výztuž neuvažována; redukce momentu - ne; vliv smyku uvažován

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00552 \geq \rho_{s,min} = 0,00182 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00509 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Kritický řez v bodě $x = 3,000\text{m}$

$$M_{Ed} = 85,86\text{kNm} \leq M_{Rd} = 101,06\text{kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ohyb dílce **VYHOVUJE**

Smyk

Typ prvku: nosník

Kritický řez v bodě $x = 0,000\text{m}$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00262 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{l,max} = 345,8 \text{ mm} \geq 300,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 345,8 \text{ mm} \geq 150,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 57,24\text{kN} \leq V_{Rd} = 174,65\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Smyk dílce **VYHOVUJE**

Mezní stav únosnosti **VYHOVUJE**

1.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Trhliny

Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,114\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhliny: $w_{max} = 0,400\text{mm}$ (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

Šířka trhlin **VYHOVUJE**

Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání: $t_s = 7$ [dny]

Konec vysychání: $t = 29200$ [dny]

Počátek zatěžování: $t_0 = 28$ [dny]

Konec zatěžování: $t = 29200$ [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 6,8mm v bodě $x = 3,000\text{m}$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 24,0mm

Průhyb dílce **VYHOVUJE**

Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

$$\sigma_c = 14,0\text{MPa} < k_1 \times f_{ck} = 24,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

$$\sigma_c = 14,0\text{MPa} < k_2 \times f_{ck} = 18,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Lineární dotvarování}$$

Největší tahové napětí ve výztuži:

$$\sigma_s = 280,4\text{MPa} < k_3 \times f_{yk} = 400,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou}$$

Napětí na dílci **VYHOVUJE**

Mezní stav použitelnosti **VYHOVUJE**

Obr. 6.9 Výstup z FIN EC 2021

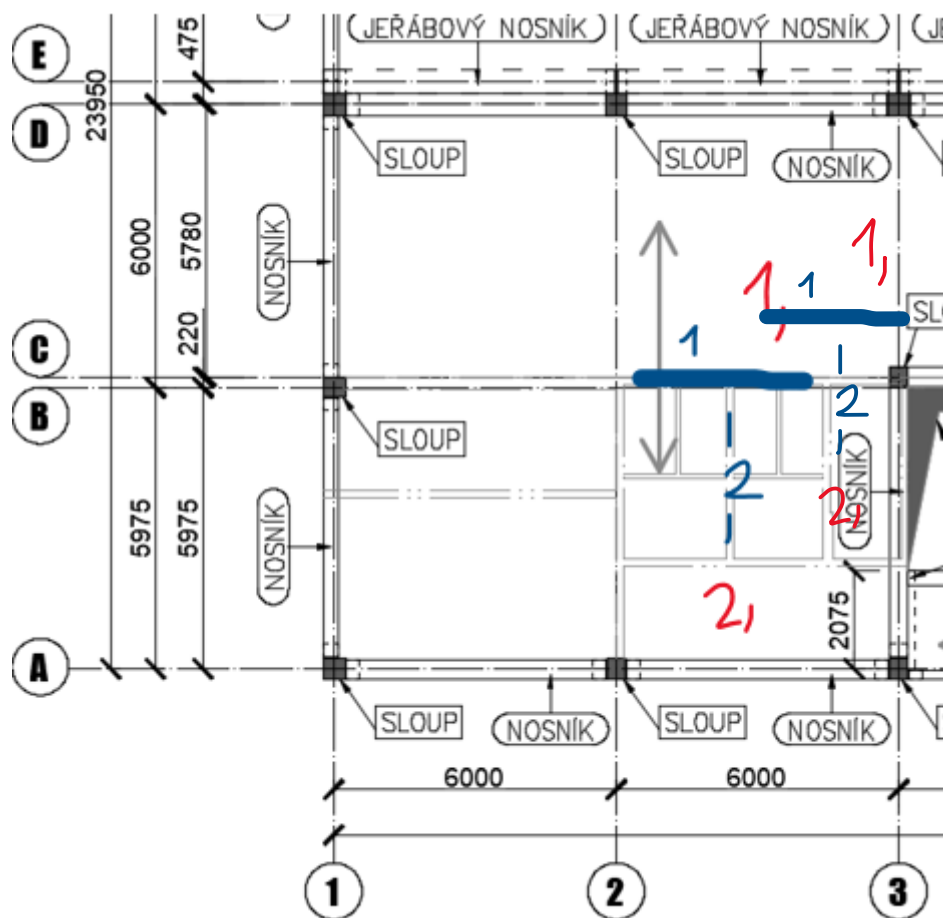
6.5 Ztužidlo

Ztužidlo je primárně namáháno svojí vlastní tíhou. Z tohoto důvodu geometrie ztužidla je odvozena z empirických vztahů, kde výška průřezu se snížila za účelem hospodárnosti prvku.

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) L = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 6000 = 500 \div 600 \text{ mm} \rightarrow h = 300 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 300 = 100 \div 150 \rightarrow b = 180 \text{ mm}$$

6.6 Předem předpjatý stropní panel SPIROLL



Obr. 6.10 Konstrukční schéma umístění SPIROLLU

Zatížení (šířka panelu 1,2 m):

Proměnné zatížení	Charakteristické zatížení [kN/1,2 m]	γ_Q	Návrh. zatížení [kN/1,2 m]
Užitné zatížení	$6,5 \cdot 1,2 = 7,8$	1,5	11,7

Stálé zatížení	Charakteristické zatížení [kN/1,2 m]	γ_G	Návrh. zatížení [kN/1,2 m]
Skladba podlahy 1)	$3,011 \cdot 1,2 = 3,61$	1,35	4,88
Skladba podlahy 2)	$2,001 \cdot 1,2 = 2,40$		3,24
Příčka 1	$4,025 \cdot 1,2 = 4,83 \text{ kN}$ (přesná pozice na panelu)		6,52 kN
Příčka 2	2,415 ... přesná pozice na panelu		3,26
SDK podhled	$0,15 \cdot 1,2 = 0,18$		0,243

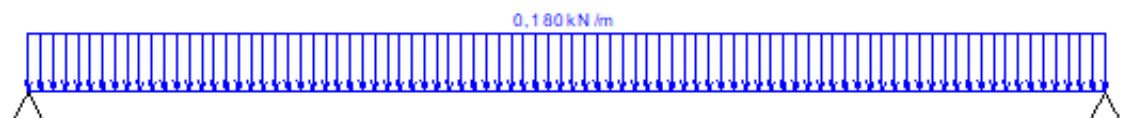
Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	γ_f ($\gamma_{f,inf}$)*	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	G1 SDK	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
2	Q2 silové-proměnné	Silové	Proměnné	1,50	-	C	0,70	0,70	0,60
3	G3 Podlaha 1	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
4	G4 Podlaha 2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
5	G5 Příčka 1	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
6	G6 Příčka 2	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-

* $\gamma_{f,inf}$ pro příznivě působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

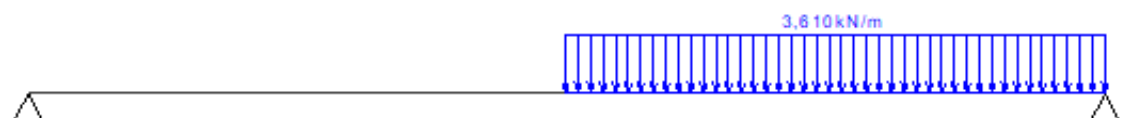
G1 SDK - zatížení



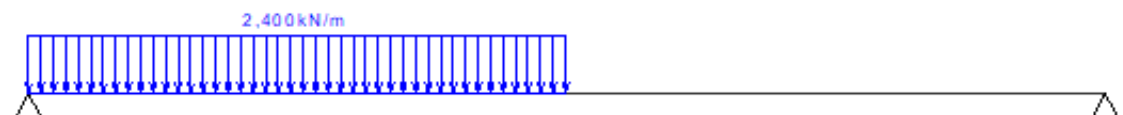
Q2 silové-proměnné - zatížení



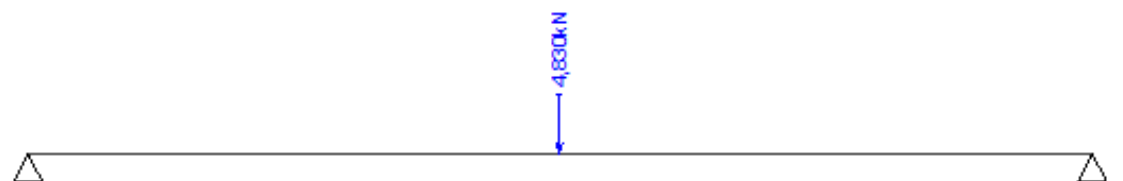
G3 Podlaha 1 - zatížení



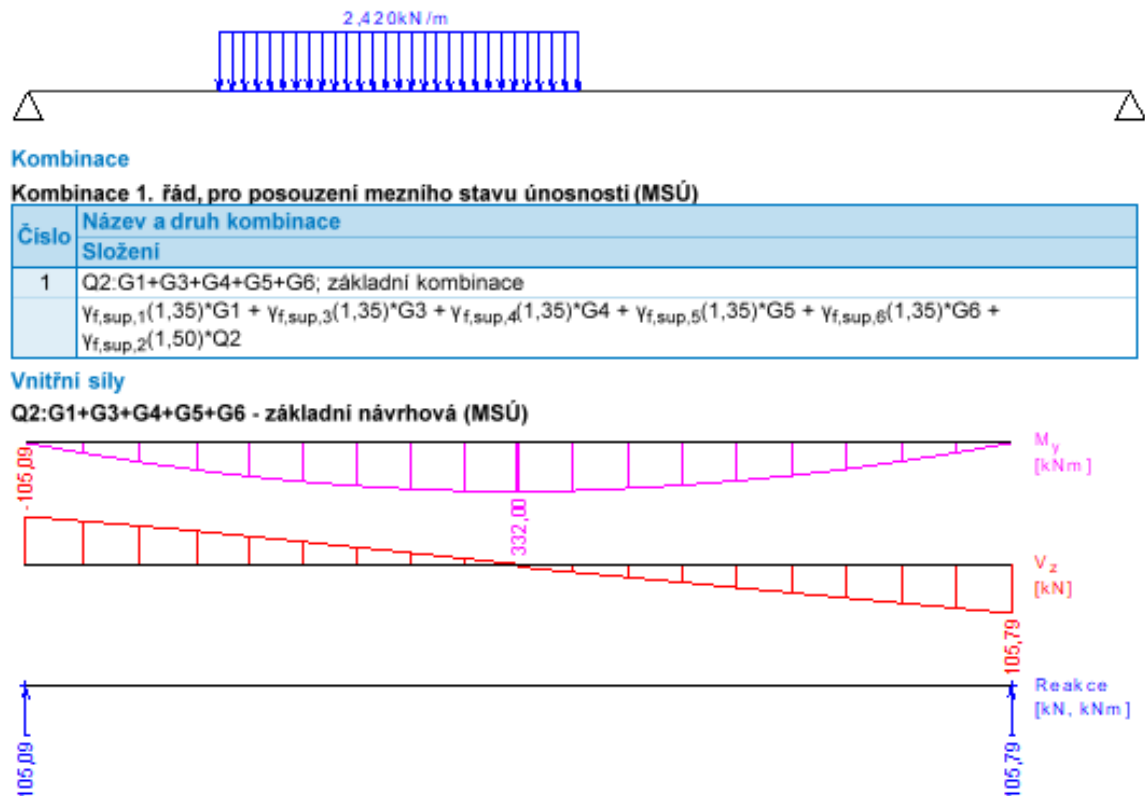
G4 Podlaha 2 - zatížení



G5 Příčka 1 - zatížení



G6 Příčka 2 - zatížení



Obr. 6.11 Výstup z FIN EC 2021

Návrh panelu **SPH40308**:

Statické parametry (ČSN EN 1168+A3, ČSN EN 1990, ČSN EN 1992-1-1)

Typ vyztužení	Průřezové charakteristiky						
	A _{p,h} horní (mm ²)	A _{p,s} spodní (mm ²)	M _{R,d} (kNm/1,20m)	M _{R,k} * (kNm/1,20m)	M _{R,w,02} * (kNm/1,20m)	M _{R,dek} * (kNm/1,20m)	V _{R,detl} (kN/1,20m)
SPH 40006	0	558	269,5	116,5	162,0	116,8	181,0
SPH 40008	0	744	382,8	245,8	216,2	150,6	189,9
SPH 40308	279	744	381,7	234,8	216,0	140,2	188,4
SPH 40210	104	930	469,5	274,7	269,7	177,4	194,5
SPH 40314**	156	1179	567,1	311,0	333,7	210,9	198,1

Obr. 6.12 Tabulka únosnosti od Goldbecku

$$M_{Ed} = 332 \leq M_{Rd} = 381,7 \text{ [kNm]} \dots \text{Vyhovuje}$$

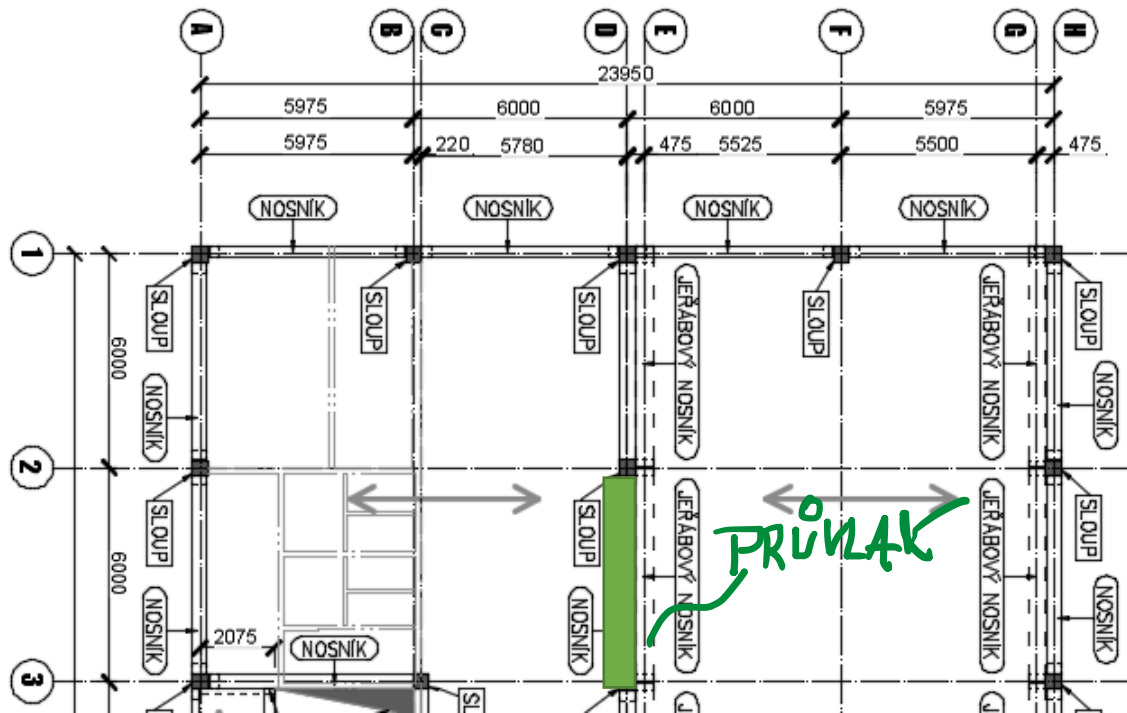
$$V_{Ed} = 105,79 \leq V_{Rd} = 188,4 \text{ [kNm]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Závěr: Navržený stropní panel **SPH40308 tloušťky 400 mm vyhovuje.**

6.7 Vnitřní průvlak

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) L = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10} \right) \cdot 6000 = 500 \div 600 \text{ mm} \rightarrow h = 600 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 600 = 200 \div 300 \rightarrow b = 450 \text{ mm}$$



Obr. 6.13 Konstrukční schéma umístění nejzatíženějšího průvlastku

Využije se již spočtená reakce od Spirollu (Obr. 6.11), která působí na průvlastku.

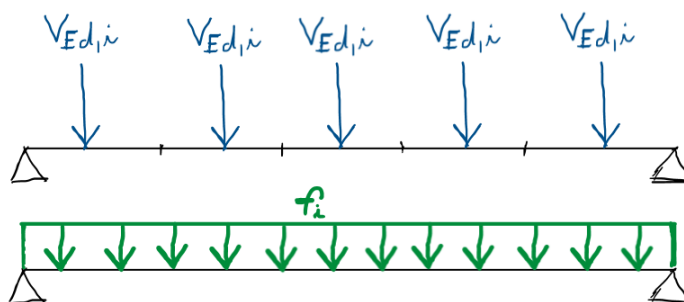
$$V_{Ed,1} = 105,79 \text{ kN}/1,2 \text{ m.}$$

Zatížení na panel	Charakteristické zatížení [kN/m]/1,2m	γ_G	Návrh. zatížení [kN/m]/1,2m
Skladba podlahy	$3,011 \cdot 1,2 = 3,61$	1,35	4,88
Užitné zatížení	$6,5 \cdot 1,2 = 7,8$	1,50	11,7

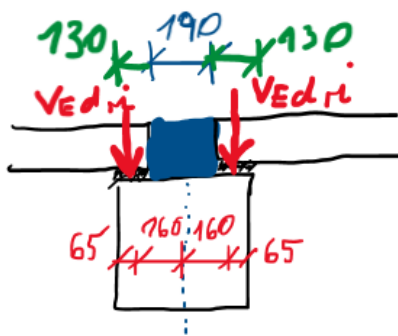
$$V_{Ed,2} = \frac{1}{2} (g + q)_d L = \frac{1}{2} \cdot (4,88 + 11,7) \cdot 11,975 = 99,27 \text{ kN}/1,2 \text{ m}$$

Zatížení na průvlastku	Charakteristické zatížení [kN/m]	γ_G	Návrhové zatížení [kN/m]
$f_1 = V_{Ed,1}/1,2$	$73,17^*/1,2 = 60,98$	-	$105,79/1,2 = 88,15$
$f_2 = V_{Ed,2}/1,2$	56,95	-	$99,27/1,2 = 82,73$
ŽB věnec	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,19 = 1,9$	1,35	2,57
Vlastní tíha průvlastku	$25 \cdot 0,6 \cdot 0,45 = 6,75$	1,35	9,11
Spiroll	$520 \cdot 10 \cdot 0,001 \cdot 11,975 = 62,27$	1,35	84,07

* Reakce od SPIROLLU $V_{Ed,1} = 73,17 \text{ kN}/1,2 \text{ m}$ od charakteristické kombinace zatížení.



Obr. 6.14 Schéma zatížení na průvlaku



Obr. 6.15 Detail působení zatížení od panelu na průvlak

$$V_{Ed,z} = \frac{1}{2} (f_1 + f_2 + g_{v\check{e}nec} + g_o + g_{Spiroll})_d L$$

$$V_{Ed,z} = \frac{1}{2} \cdot (88,15 + 82,73 + 2,57 + 9,11 + 84,07) \cdot 6 = 799,89 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = \frac{1}{8} (f_1 + f_2 + g_{v\check{e}nec} + g_o + g_{Spiroll})_d L^2$$

$$M_{Ed,y} = \frac{1}{8} \cdot (88,15 + 82,73 + 2,57 + 9,11 + 84,07) \cdot 6^2 = 1199,84 \text{ kNm}$$

$$M_x = T = \frac{1}{2} \cdot f_1 \cdot L \cdot 0,16 - \frac{1}{2} \cdot f_2 \cdot L \cdot 0,16$$

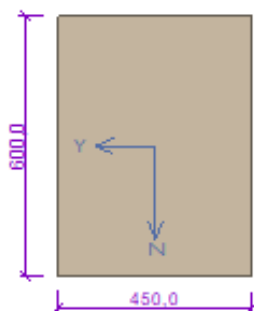
$$M_x = 0,5 \cdot (88,15 - 82,73) \cdot 6 \cdot 0,16 = 2,60 \text{ kNm}$$

Kroutící moment vznikne v podpoře, kde vzniká maximální posouvající síla.

1.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník
Prostředí: XC1

Průřez



Materiály

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 35000 \text{ MPa}$

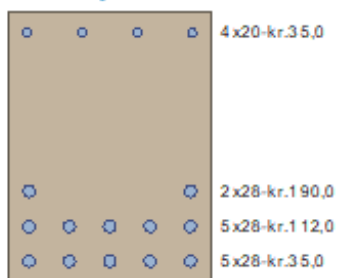
Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Podélná výztuž



S tlačnou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky

Profil: 10 mm; Vzdálenost: 45,0 mm

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,0267 \geq \rho_{s,min} = 0,00182 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,032 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení vzdálenosti vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svise

$$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00776 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 400,0 \text{ mm} \geq 45,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmínků } s_{t,max} = 416,2 \text{ mm} \geq 394,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmínků } s_{t,max} = 262,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed}	M_{Edy}	M_{Edz}	V_{Edz}	V_{Edy}	T_{Ed}	Využití [%]	Posouzení
		N_{Rd}	M_{Rdy}	M_{Rdz}	V_{Rdz}	V_{Rdy}	T_{Rd}		
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]		
1	Zat. případ 1	0,00	1199,84	0,00	799,89	0,00	2,60	96,9	Vyhovuje
		0,00	1238,41	0,00	889,50	0,00	2,89		

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 96,9 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

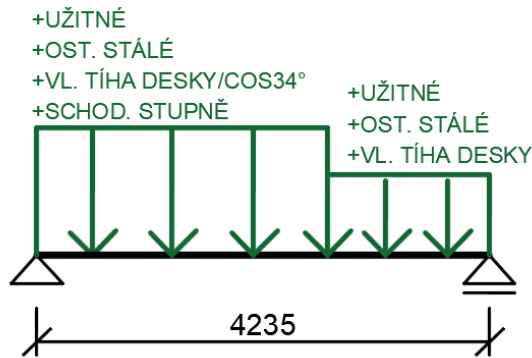
Využití: 96,9 %

Obr. 6.16 Výstup z FIN EC 2021

6.8 Schodišťový prvek

Zatížení	Charakteristické zatížení [kN/m]	γ_G	Návrhové zatížení [kN/m]
Užitné zatížení C3	$5 \cdot 1 = 5$	1,5	7,5
Ostatní stálé	$0,33 \cdot 1 = 0,33$	1,35	0,45
Schodišťové stupně	$2,28 \cdot 1 = 2,28$		3,08
Zalomená deska	$(25 \cdot 1 \cdot 0,2) / \cos 34^\circ = 6,03$		8,14
Podestová deska	$25 \cdot 1 \cdot 0,25 = 6,25$		8,44

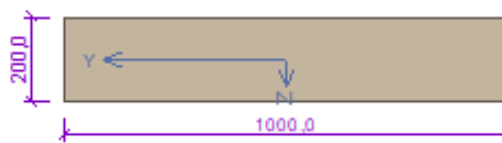
* Na Obr. 6.17 je znázorněné schéma vnějšího zatížení.



Obr. 6.17 Statické schéma prvku SR03

1.1 Vstupní data

Průřez



Materiály

Beton: C 40/50

$f_{ck} = 40,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 35000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Ocel příčná: B500B

$f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Zatěžovací stavy

č.	Název	Kód	Typ	$Y_f (Y_{f,inf})^*$	Součinitele pro kombinace				
					ξ	Kateg.**	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	Q1 silové-proměnné	Silové	Proměnné	1,50	-	C	0,70	0,70	0,60
2	G2 Ostatní stálé	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
3	G3 Schodišťové stupně	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
4	G4 Zalomená deska	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-
5	G5 Podestová deska	Silové	Stálé	1,35(0,90)	0,85	-	-	-	-

* $Y_{f,inf}$ pro příznivé působící stálá zatížení

** Kategorie proměnných zatížení podle tabulky A1.1 v EN 1990

Kombinace

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSÚ)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	Q1:G2+G3+G4+G5; základní kombinace
	$Y_{f,sup,2}(1,35)*G2 + Y_{f,sup,3}(1,35)*G3 + Y_{f,sup,4}(1,35)*G4 + Y_{f,sup,5}(1,35)*G5 + Y_{f,sup,1}(1,50)*Q1$

Kombinace 1. řád, pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP)

Číslo	Název a druh kombinace
	Složení
1	Q1+G2+G3+G4+G5; kvazistálá kombinace
	$G2 + G3 + G4 + G5 + \psi_{2,1}(0,60)*Q1$
2	Q1:G2+G3+G4+G5; častá kombinace
	$G2 + G3 + G4 + G5 + \psi_{1,1}(0,70)*Q1$
3	Q1:G2+G3+G4+G5; charakteristická kombinace
	$G2 + G3 + G4 + G5 + Q1$

Podélná výztuž

Typ vložky	Počátek [m]	Konec [m]	Krytí [mm]	Profil [mm]	Počet
Dolní	0,000	4,235	28,0	14	5

S tlačnou výztuží není počítáno.

Smyková výztuž

Úsek č.: 1, (0,00m - 4,24m)

Obvodové třmínky

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 120,0 mm

Spony

Profil: 8 mm; Vzdálenost: 120,0 mm; Střihy: 3

1.2 Posouzení mezního stavu únosnosti

Mezní stav únosnosti je posuzován pro všechny zatěžovací případy

Ohyb

Tlačená výztuž neuvažována; redukce momentu - ne; vliv smyku uvažován

Posouzení vzdáleností vložek

Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Deska (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):

$$\rho_{s,t} = 0,00466 \geq \rho_{s,min} = 0,00182$$

$$\rho_{s,t,CSN} = 0,00385 \geq \rho_{s,min,CSN} = 0,0018 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\rho_s = 0,00385 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Kritický řez v bodě $x = 2,118\text{m}$

$$M_{Ed} = 41,36\text{kNm} \leq M_{Rd} = 55,61\text{kNm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Ohyb dílce VYHOVUJE

Smyk

Typ prvku: deska

Kritický řez v bodě $x = 0,000\text{m}$

Stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_{w,min} = 0,00101 \leq \rho_w = 0,00209 \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost třmíneků } s_{l,max} = 123,8 \text{ mm} \geq 120,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$\text{Maximální vzdálenost větví třmíneků } s_{t,max} = 247,5 \text{ mm} \geq 238,0 \text{ mm} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

$$V_{Ed} = 39,82\text{kN} \leq V_{Rd} = 171,55\text{kN} \Rightarrow \text{Vyhovuje}$$

Smyk dílce VYHOVUJE

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE

1.3 Posouzení mezního stavu použitelnosti

Trhliny

Mezní stav použitelnosti (šířka trhlin) je posuzován pro všechny kvazistálé zatěžovací případy

Trhliny jsou kontrolovány pouze na nejvíce tažené straně průřezu.

Maximální velikost trhlin: $w_k = 0,227\text{mm}$

Maximální povolená šířka trhlin: $w_{max} = 0,400\text{mm}$ (Prostředí - X0 nebo XC1 - šířka trhliny neovlivňuje trvanlivost)

Šířka trhlin VYHOVUJE

Průhyb

Mezní stav použitelnosti (omezení průhybu) je posuzován pro všechny kvazistálé, charakteristické, časté zatěžovací případy

Počátek vysychání: $t_s = 7$ [dny]

Konec vysychání: $t = 29200$ [dny]

Počátek zatěžování: $t_0 = 28$ [dny]

Konec zatěžování: $t = 29200$ [dny]

Maximální deformace dílce od kvazistálých kombinací je 6,7mm v bodě $x = 2,118\text{m}$

Maximální povolená deformace dílce od kvazistálých kombinací je 16,9mm

Průhyb dílce VYHOVUJE

Napětí

Mezní stav použitelnosti (omezení napětí) je posuzován pro všechny charakteristické zatěžovací případy

Největší tlakové napětí v betonu:

$$\sigma_c = 11,3\text{MPa} < k_1 \times f_{ck} = 24,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Splněna hodnota pro prostředí XD, XF, XS}$$

$$\sigma_c = 11,3\text{MPa} < k_2 \times f_{ck} = 18,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Lineární dotvarování}$$

Největší tahové napětí ve výztuži:

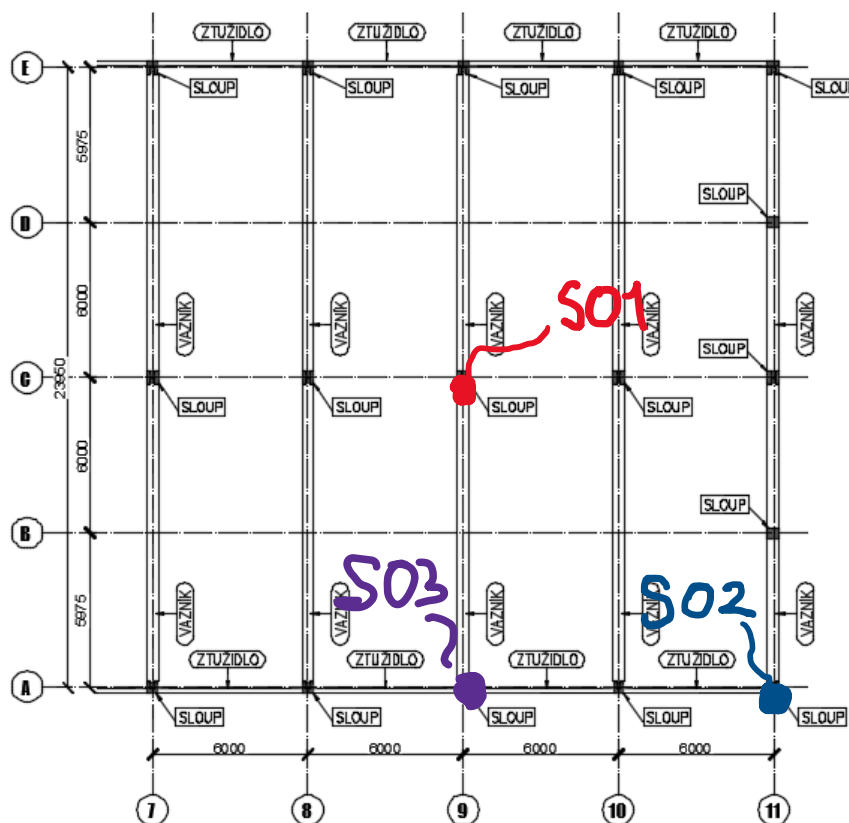
$$\sigma_s = 248,5\text{MPa} < k_3 \times f_{yk} = 400,0\text{MPa} \Rightarrow \text{Nepřijatelné trhliny ani deformace nevzniknou}$$

Napětí na dílci VYHOVUJE

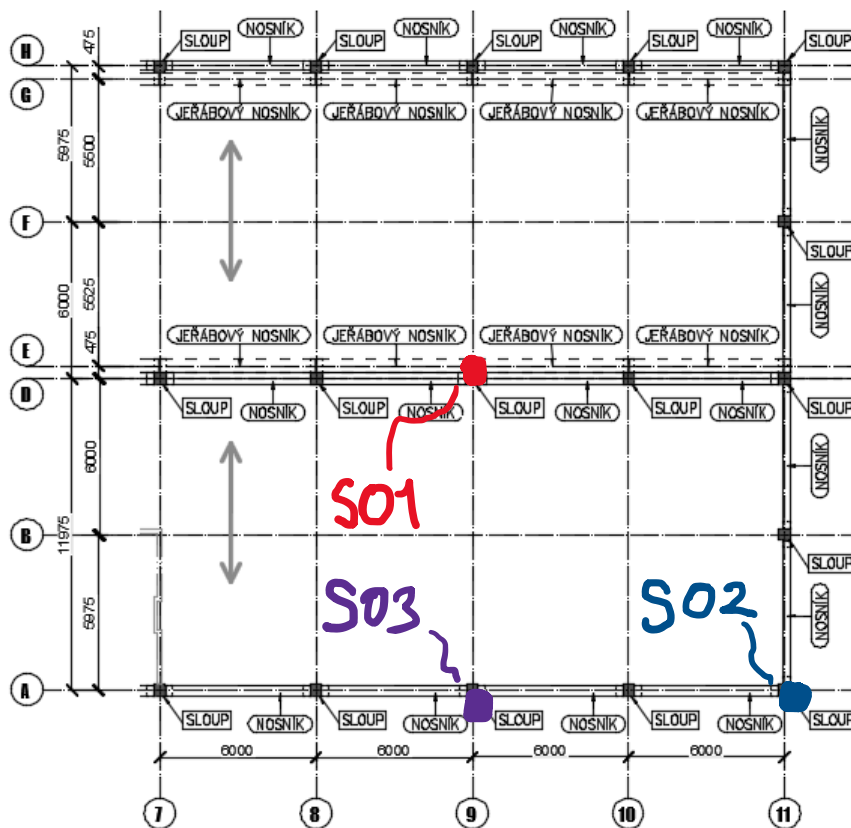
Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE

Obr. 6.18 Výstup z FIN EC 2021

6.9 Sloupy



Obr. 6.19 Zastřešení řešení průmyslové haly

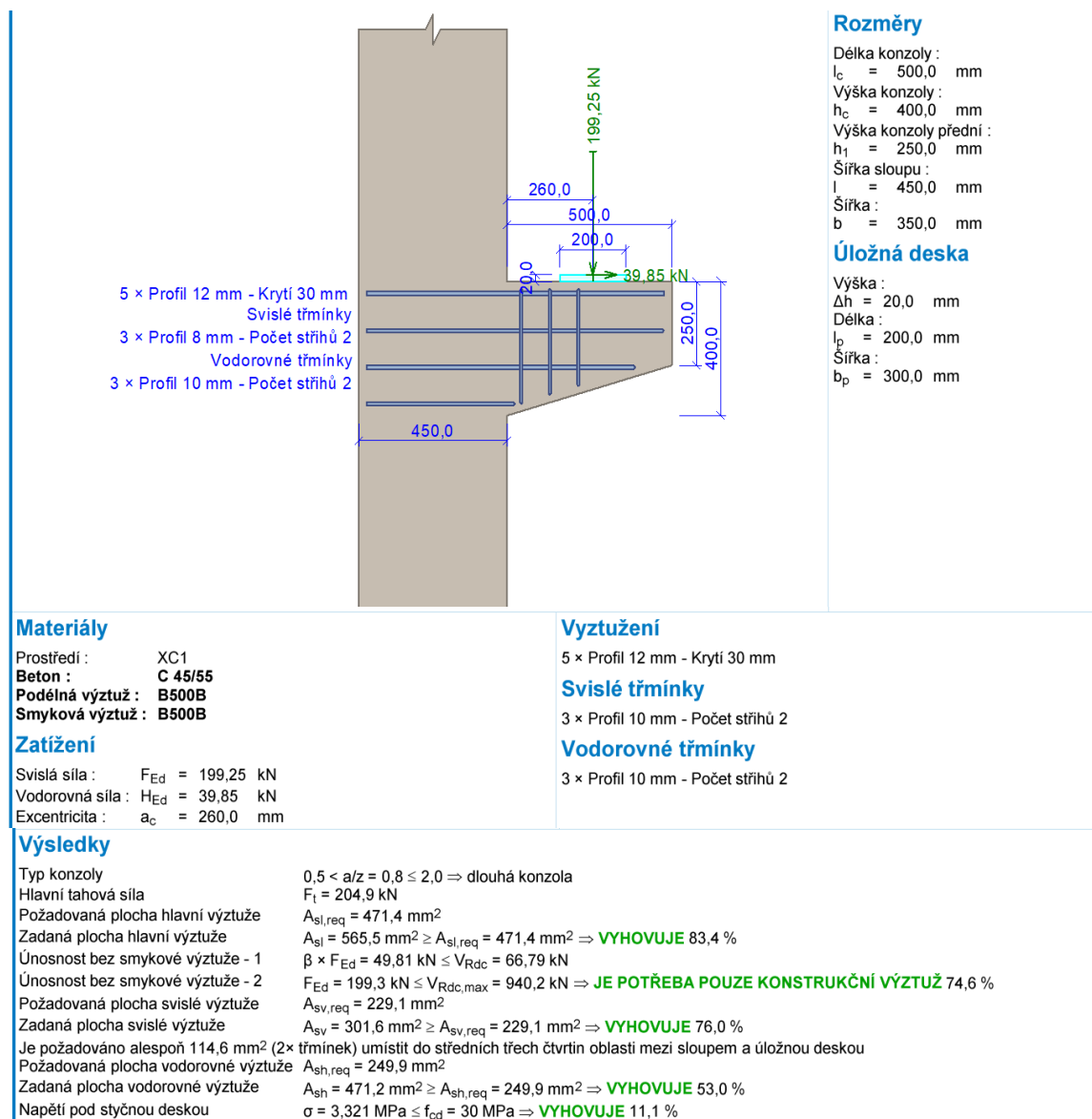


Obr. 6.20 Půdorys řešení průmyslové haly

6.9.1 Sloup S01

Nejdříve se navrhne krátká konzolka k jeřábovému nosníku:

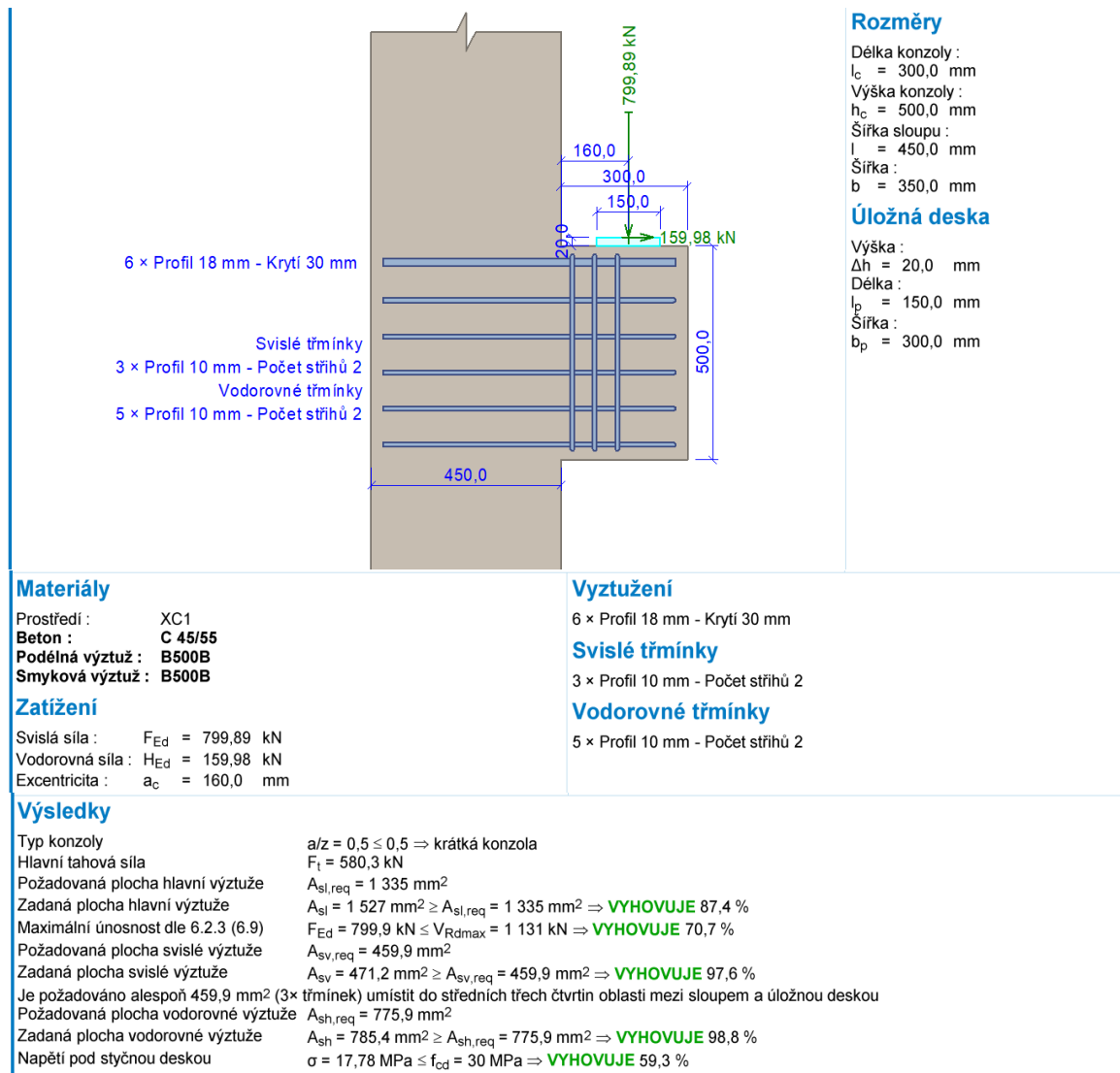
Na krátkou konzolku působí vnější síly, které byly vypočteny a jejich hodnotu lze nalézt na Obr. 6.6. Pro výpočet vodorovné síly je aplikován vztah $V_{Ed,y} = 0,2 V_{Ed,z}$. Tato hodnota dává větší hodnotu vodorovné síly, než jaká ve skutečnosti vzniká od jeřábového nosníku.



Obr. 6.21 Výstup z FIN EC 2021

Krátká konzola pro osazení průvlaku pro konstrukci desky nad 1. NP:

Síly působící na krátkou konzolku lze nalézt na Obr. 6.16.



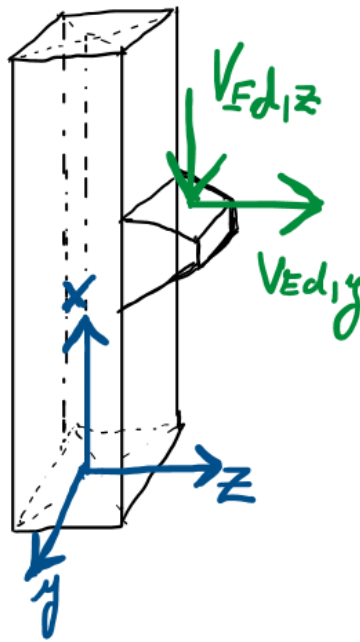
Obr. 6.22 Výstup z FIN EC 2021

Svislé zatížení sloupu	Excentricita [mm]	Návrhové zatížení [kN]
2x Reakce od vazníku	127,5 (vyruší navzájem)	$182,61 \cdot 2 = 365,22$
Reakce od jeřábového nosníku	485/117,5	199,25
2x Reakce od průvlaku	385 (vyruší navzájem)	$799,89 \cdot 2 = 1599,78$
Vlastní tíha sloupu	0	$25 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 1,3 \cdot 10,8 = 73,81$
Vodorovné zatížení sloupu	Délka paty sloupu [mm]	Návrhové zatížení [kN]
Reakce od jeřábového nosníku	5040	$V_{Ed,y} = 19,59$

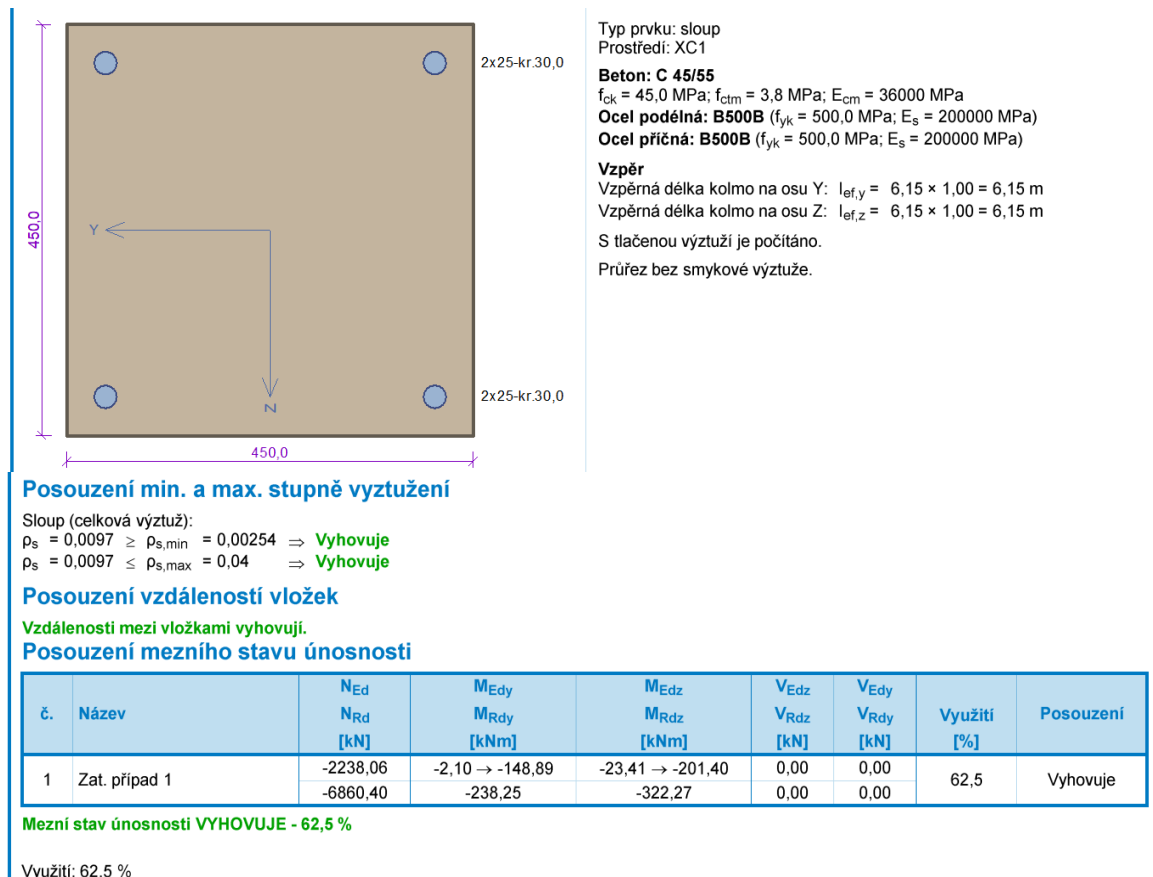
$N_{Ed} = -2\,238,06$ kN ... součet svislého návrhového zatížení

$M_{Ed,y} = -19,59 \cdot 5,04 + 199,25 \cdot 0,485 = -2,10$ kN

$M_{Ed,z} = -199,25 \cdot 0,1175 = -23,41$ kN



Obr. 6.23 Náčrt statického systému ve 3D



Obr. 6.24 Výstup z FIN EC 2021 (dolní část sloupu)

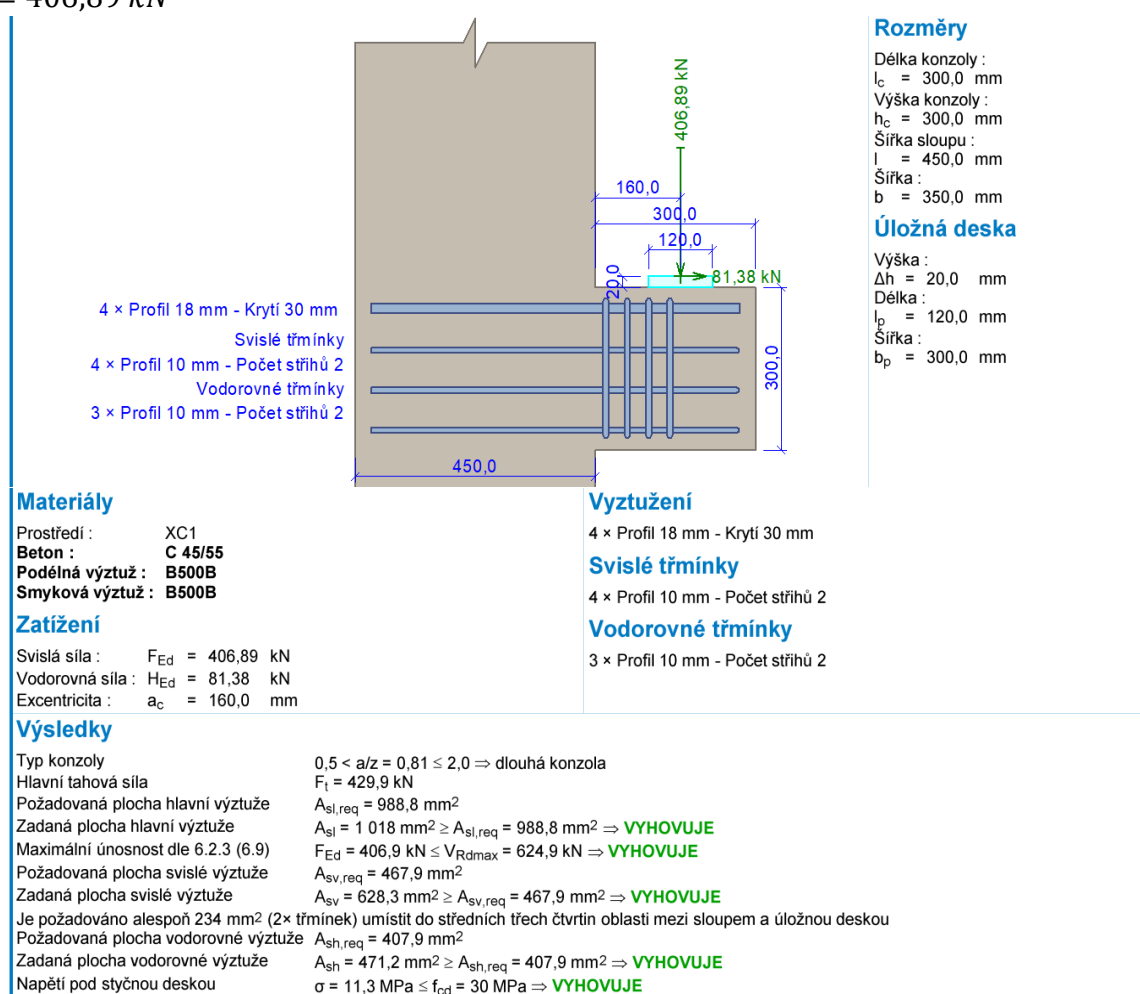
6.9.2 Sloup S02

Pro sloup S02 i S03 bude navržena krátká konzolka pro osazení nosníku, na kterém jsou uloženy panely SPIROLL.

Zatížení na průvzlaku	Charakteristické zatížení [kN/m]	γ_G	Návrhové zatížení [kN/m]
ŽB věnec	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,13 = 1,3$	1,35	1,76
Vlastní tíha průvzlaku	$25 \cdot 0,6 \cdot 0,45 = 6,75$	1,35	9,11
Spiroll	$520 \cdot 10 \cdot 0,001 \cdot 11,975 \cdot 0,5 = 31,14$	1,35	42,03

$f_{2,d} = 82,73 \text{ kN/m}$... spojité zatížení na nosníku od SPIROLLU (11.6.7)

$$V_{Ed,z,1} = \frac{1}{2} \cdot (g_{v\acute{e}nec} + g_o + g_{Spiroll} + f_{2,d}) L = \frac{1}{2} \cdot (1,76 + 9,11 + 42,03 + 82,73) \cdot 6 = 406,89 \text{ kN}$$



Obr. 6.25 Výstup z FIN EC 2021

V ose 11 působí na sloup S02 nosník o rozměru 300x500x5975 mm, tedy:

$$V_{Ed,z,2} = \frac{1}{2} \cdot g_o \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (25 \cdot 1,35 \cdot 0,3 \cdot 0,5) \cdot 5,975 = 15,12 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y,2} = 0,2 \cdot V_{Ed,z,2} = 0,2 \cdot 15,12 = 3,02 \text{ kN}$$

Svislé zatížení sloupu	Excentricita y/z [mm]	Návrhové zatížení [kN]
Zatížení od nosníku v osa A	385	406,89
Zatížení od nosníku v osa 11	385	15,12
Okrajový nosník	125/100	57,24
Ztužidlo	135	$25 \cdot 1,35 \cdot 0,3 \cdot 0,18 \cdot 6 = 10,94$
Vlastní tíha sloupu	0	$25 \cdot 1,35 \cdot 0,45 \cdot 0,45 \cdot 11,64 = 79,55$
Stěnový panel	300/1500	$3 \cdot 0,145 \cdot 11,64 \cdot 1,35 = 6,84$

Vodorovné zatížení sloupu	Délka paty sloupu [mm]	Návrhové zatížení [kN]
Reakce od nosníku 1	6955	81,38
Reakce od nosníku 2	6955	3,02
Tlak od větru ve směru osy z	$11\ 640/2 = 5820$	$3 \cdot 0,64 \cdot 11,64 \cdot 1,5 = 33,52$
Sání větru ve směru osy y	5820	$1,1 \cdot 3 \cdot 11,64 \cdot 1,5 = 57,62$

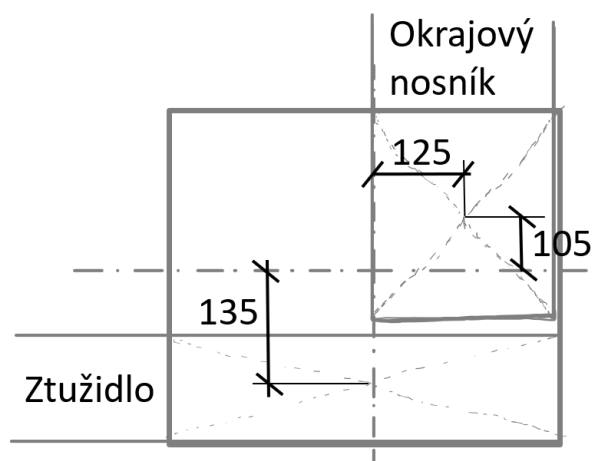
$N_{Ed} = -584,87\ kN$... součet svislého návrhového zatížení

$$M_{Ed,y} = -57,24 \cdot 0,1 + 406,89 \cdot 0,385 + 6,84 \cdot (1,5 - 0,3) + 33,52 \cdot 5,82 =$$

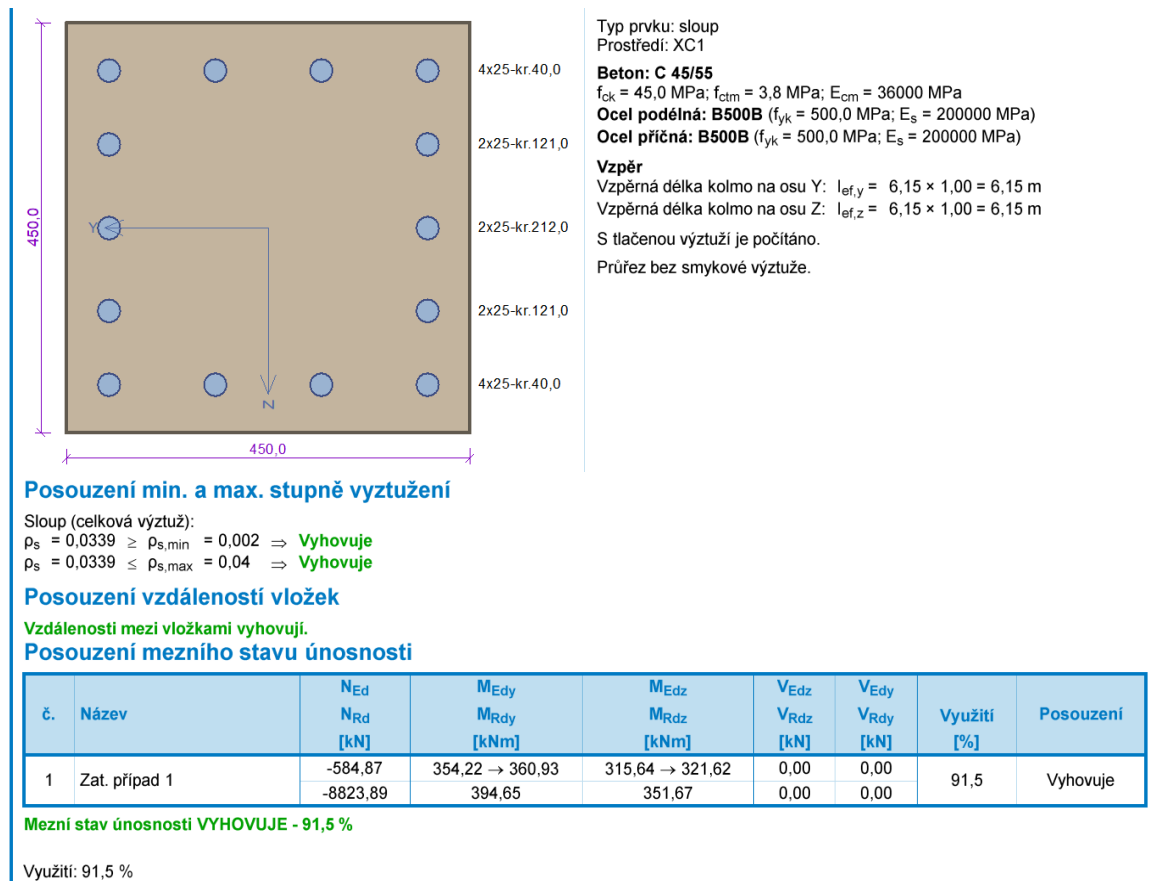
$$= 354,22\ kNm$$

$$M_{Ed,z} = -15,12 \cdot 0,385 - 57,24 \cdot 0,125 + 10,94 \cdot 0,135 + 6,84 \cdot (-1,5 + 0,3) +$$

$$+ 57,62 \cdot 5,82 = 315,64\ kNm$$



Obr. 6.26 Schéma excentricit prvků zastřešení u rohového sloupu



Obr. 6.27 Výstup z FIN EC 2021 (dolní část sloupu)

6.9.3 Sloup S03

Svislé zatížení sloupu	Excentricita y/z [mm]	Návrhové zatížení [kN]
2x Zatížení od nosníku v osa A	385	$406,89 \cdot 2 = 813,78$
2x Ztužidlo	105/135	$10,94 \cdot 2 = 21,88$
Vazník	110	182,61
Vlastní tíha sloupu	0	$25 \cdot 1,35 \cdot 0,40 \cdot 0,45 \cdot 11,64 = 70,71$
Stěnový panel	300/1500	$6 \cdot 0,145 \cdot 11,64 \cdot 1,35 = 13,67$
Vodorovné zatížení sloupu	Délka paty sloupu [mm]	Návrhové zatížení [kN]
Tlak od větru ve směru osy y	$11\,640/2 = 5820$	$6 \cdot 0,64 \cdot 11,64 \cdot 1,5 = 67,05$
Sání větru ve směru osy y	5820	$6 \cdot 0,73 \cdot 11,64 \cdot 1,5 = 74,47$

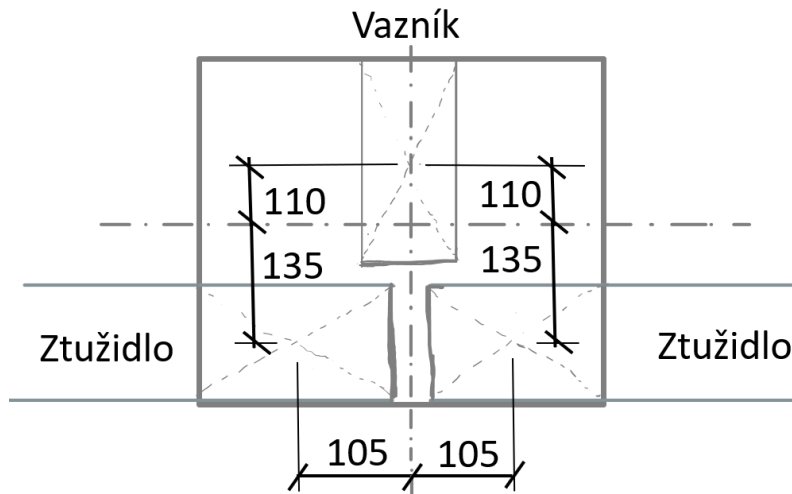
$N_{Ed} = -1\,102,65 \text{ kN}$... součet svislého návrhového zatížení

$M_{Ed,z,1} = 21,88 \cdot 0,135 - 182,61 \cdot 0,11 + 13,67 \cdot 0,3 - 67,05 \cdot 5,82 =$

$= -403,26 \text{ kNm}$... tlak větru

$$M_{Ed,z,2} = 21,88 \cdot 0,135 - 182,61 \cdot 0,11 + 13,67 \cdot 0,3 + 74,47 \cdot 5,82 =$$

$$= 420,38 \text{ kNm ... sání větru}$$



Obr. 6.28 Schéma excentricit prvků zastřešení u okrajového sloupu

Typ prvku: sloup
Prostředí: XC1

Beton: C 45/55
 $f_{ck} = 45,0 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 36000 \text{ MPa}$

Ocel podélná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Ocel příčná: B500B ($f_{yk} = 500,0 \text{ MPa}$; $E_s = 200000 \text{ MPa}$)

Vzpěr
Vzpěrná délka kolmo na osu Y: $l_{ef,y} = 6,15 \times 1,00 = 6,15 \text{ m}$
Vzpěrná délka kolmo na osu Z: $l_{ef,z} = 6,15 \times 1,00 = 6,15 \text{ m}$

S tlačenu výztuží je počítáno.
Průřez bez smykové výztuže.

Posouzení min. a max. stupně výztužení

Sloup (celková výztuž):
 $\rho_s = 0,0327 \geq \rho_{s,min} = 0,002 \Rightarrow$ **Vyhovuje**
 $\rho_s = 0,0327 \leq \rho_{s,max} = 0,04 \Rightarrow$ **Vyhovuje**

Posouzení vzdáleností vložek
Vzdálenosti mezi vložkami vyhovují.

Posouzení mezního stavu únosnosti

č.	Název	N_{Ed} N_{Rd} [kN]	M_{Edy} M_{Rdy} [kNm]	M_{Edz} M_{Rdz} [kNm]	V_{Edz} V_{Rdz} [kN]	V_{Edy} V_{Rdy} [kN]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 1	-1102,65 -7756,19	0,00 → -83,07 -88,77	420,38 → 513,83 549,16	0,00 0,00	0,00 0,00	93,6	Vyhovuje

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 93,6 %

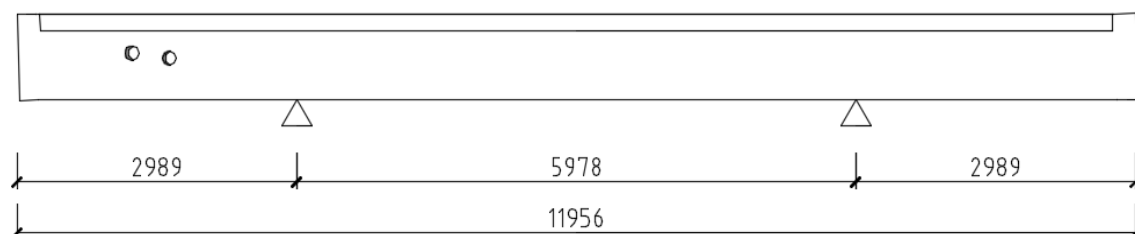
Využití: 93,6 %

Obr. 6.29 Výstup z FIN EC 2021 (dolní část sloupu)

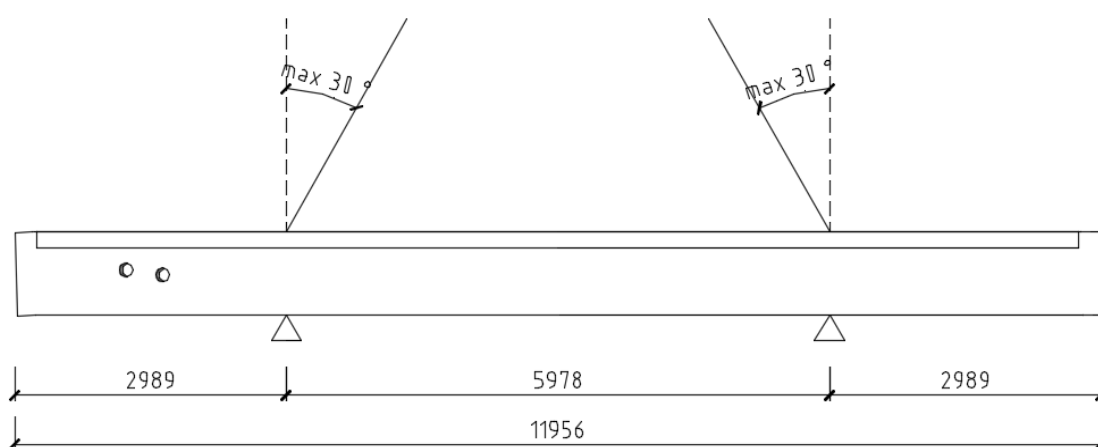
7 Posouzení vazníku s otvorem na montážní stádium

Podkladem pro návrh úchytů a manipulaci s dílcem byla použita následující literatura:

- https://velement.sk/doc-produkty/systemy-prepravnych-uchytov/KKT08_CZ.pdf
- ČSN 73 1201 – Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb [7]



Obr. 7.1 Uskladnění na stavbě/ v závodě a přeprava dílce



Obr. 7.2 Manipulace s dílcem (vytahování z formy, přemísťování a montáž na stavbě)

Manipulace během odbedňování:

Celková plocha přilnutí k formě:

$$A = 0,15 \cdot 11,956 = 1,79 \text{ m}^2$$

Normálová přilnavost dílce k formě:

$$q_{adh,k} = 2 \text{ kN/m}^2$$

Návrhové zatížení působící na dílec při vytahování z formy:

$$g_k = \gamma_{\check{z}B} \cdot A_T = 25 \cdot (0,45 \cdot 0,175 + 0,725 \cdot 0,15) = 4,688 \text{ kN/m}$$

$$f = 1,3 \cdot \gamma_{fg} \cdot (b \cdot q_{adh,k} + g_k) = 1,3 \cdot 1,1 \cdot (0,15 \cdot 2 + 4,688) = 7,13 \text{ kN/m}$$

kde γ_{fg} ... dynamický součinitel

Vnitřní síly ve vazníku způsobené odbedňováním:

$$M_{Ed} = M_{podpora} = -\frac{f \cdot 2,989^2}{2} = -\frac{7,13 \cdot 2,989^2}{2} = -31,85 \text{ kNm}$$

$$R_z = f \cdot 2,989 + f \cdot \frac{5,978}{2} = 7,13 \cdot 2,989 + 7,13 \cdot \frac{5,978}{2} = 42,62 \text{ kN}$$

Lze předpokládat, že pevnost betonu při vytahování z formy bude odpovídat 30 %:

$$f_{cd} = 0,3 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,3 \cdot \frac{50}{1,5} = 10 \text{ MPa}$$

Návrh tahové výztuže v přírubě (konstrukční vyztužení 4Ø12):

$$A_{s,1} = \pi \cdot \frac{\phi_s^2}{4} = \pi \cdot \frac{12^2}{4} = 113,10 \text{ mm}^2$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{452,39 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 150 \cdot 10} = 163,91 \text{ mm (leží tlačená výška ve stojně)}$$

Účinná výška:

$$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi_s}{2} = 900 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 864 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 864 - 0,4 \cdot 163,91 = 798,44 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 452,39 \cdot 798,44 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} = 157,05 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$|M_{Ed}| = 31,85 \leq M_{Rd} = 157,05 \text{ [kNm]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Přeprava, skladování dílce, manipulace a montáž dílce:

$$f_m = 1,8 \cdot \gamma_{mean} \cdot \gamma_{fg} \cdot g_k = 1,8 \cdot 1,3 \cdot 1,1 \cdot 4,688 = 12,07 \text{ kN/m}$$

kde γ_{mean} ... součinitel podmínek působení dílce (opakovatelnost použití)

Vnitřní síly ve vazníku způsobené odbedňováním:

$$M_{Ed} = M_{podpora} = -\frac{f_m \cdot 2,989^2}{2} = -\frac{12,07 \cdot 2,989^2}{2} = -53,92 \text{ kNm}$$

$$R_z = f_m \cdot 2,989 + f_m \cdot \frac{5,978}{2} = 12,07 \cdot 2,989 + 12,07 \cdot \frac{5,978}{2} = 72,15 \text{ kN}$$

Výška tlačené oblasti:

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{452,39 \cdot 434,78}{0,8 \cdot 150 \cdot 33,33} = 49,18 \text{ mm (leží tlačená výška ve stojně)}$$

Účinná výška:

$$d = h - c - \phi_{tř} - \frac{\phi_s}{2} = 900 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 864 \text{ mm}$$

Rameno vnitřních sil:

$$z = d - 0,4 \cdot x = 864 - 0,4 \cdot 49,18 = 844,33 \text{ mm}$$

Moment únosnosti:

$$M_{Rd} = A_{s,prov} \cdot f_{yd} \cdot z = 452,39 \cdot 844,33 \cdot 434,78 \cdot 10^{-6} = 166,07 \text{ kNm}$$

Posouzení:

$$|M_{Ed}| = 53,92 \leq M_{Rd} = 166,07 \text{ [kNm]} \dots \text{Vyhovuje}$$

Návrh manipulačních úchytů:

Manipulační úchyty jsou navrženy pro manipulaci vazníku. To znamená, že pro vytahování vazníku z formy, manipulaci a montáži. Při odbedňování vzniká v manipulačním úchytu $R_z = 42,62 \text{ kN}$ při návrhové pevnosti betonu 10 MPa. Při manipulaci s dílcem vzniká v manipulačním úchytu síla $R_{z,max} = 72,15 \text{ kN}$ při návrhové pevnosti betonu 33,33 MPa. Na obě tyto síly se posoudí vybraný přepravní úchyt s kulovou hlavou od firmy HALFEN. Navržen je úchyt DEHA 6000-10.0-0170.

Velikost síly působící na úchyt pro odbedňování:

$$N_{Ed} = \frac{R_z}{\cos \alpha} = \frac{42,62}{\cos 30^\circ} = 49,21 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 49,21 \text{ kN} \leq N_{Rd,deha} = 57,60 \text{ kN}$$

Velikost síly působící na úchyt při manipulaci:

$$N_{Ed} = \frac{R_{z,max}}{\cos \alpha} = \frac{72,15}{\cos 30^\circ} = 83,32 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 83,32 \text{ kN} \leq N_{Rd,deha} = 88,00 \text{ kN}$$

Tab. 09 – pokračování Únosnost přepravních úchytů s kulovou hlavou v nosících a stěnách... (hmot. skupina 10,0–45,0) pouze 1 a 4


hmotnostní skupina	označení bez povrchové úpravy	délka přepravních úchytů l [mm]	minimální výška nosníku B ₁ [mm]	tloušťka stěny 2 × e _r [mm]	přip. únosnost v kN pevnost betonu v tlaku				osová vzdálenost úchytů e _z [mm]
					osový tah do 30° [β] 15 N/mm ²	šikmý tah do 45° [β] 15 N/mm ²	osový tah a šikmý tah do 45° [β] 25 N/mm ²	osový tah a šikmý tah do 45° [β] 35 N/mm ²	
10,0	6000-10.0-0170	170	340	300	46,4	37,2	60,0	70,9	520
				400	57,6	46,1	74,4	88,0	
	6000-10.0-0340	340	680	280	76,6	61,3	98,9	100,0	1030
				300	80,7	64,5	100,0	100,0	
				320	84,7	67,7	100,0	100,0	
	6000-10.0-0680	680	1360	160	73,7	70,0	95,2	100,0	2050
180				83,0	76,5	100,0	100,0		
				200	92,2	82,8	100,0	100,0	

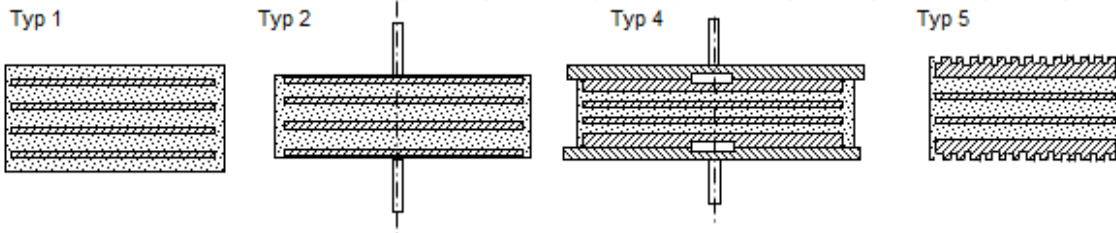
Obr. 7.3 Tabulka dimenzí přepravních úchytů s kulovou hlavou

8 Návrh elastomerového ložiska pod vazníkem

Elastomerové ložisko bude navrženo od výrobce Helmos. Informace o produktu:

- <http://helmos.cz/produkty/elastomerova-loziska>

												
Elastomerová vrstvená ložiska												
1 Půdorysní rozměry	2 Stavební výška				3 Výška gumy		4 Počet vrstev	5 Maximální zatížení	6 Maximální posun		7 Natočení	
	Typ 1	Typ 2	Typ 4	Typ 5	Typ 1	Typ 2, 4, 5			Typ 1	Typ 2, 4, 5		
a x b mm	c mm				T mm		n	Fz kN	v = ± mm		a	b
											‰	
100x100 100x150 100x200	14				10		1	100 150 200	7,0		4,0	3,0
	21	42	72	32	15	10	2		10,5	7,0	8,0	6,0
	28	49	79	39	20	15	3		14,0	10,5	12,0	9,0
	35	56	86	46	25	20	4		16,3	14,0	16,0	12,0
	42	63	93	53	30	25	5		18,0	16,3	20,0	15,0
		70	100	60		30	6			18,0	24,0	18,0
150x200	14				10		1	300	7,0		3,0	3,0
	21	42	72	32	15	10	2		10,5	7,0	6,0	6,0
	28	49	79	39	20	15	3		14,0	10,5	9,0	9,0
	35	56	86	46	25	20	4		17,5	14,0	12,0	12,0
	42	63	93	53	30	25	5		21,0	17,5	15,0	15,0
	49	70	100	60	35	30	6		23,3	21,0	18,0	18,0
	56	77	107	67	40	35	7		25,3	23,3	21,0	21,0
	63	84	114	74	45	40	8		27,0	25,3	24,0	24,0
		91	121	81		45	9			27,0	27,0	27,0



Obr. 8.1 Tabulka pro návrh elastomerového ložiska (zeleně označený návrh)

Návrh: Elastomerové ložisko 200x150x21 mm

Posouzení:

$$R_z = 225.96 \text{ (hodnota z podkapitoly 6.3)} \leq F_{z, \text{ložisko}} = 300 \text{ [kN]} \dots \text{Vyhovuje}$$

9 Prostorová tuhost průmyslové haly

S ohledem na velikost řešeného objektu a technologické řešení průmyslové haly (prefabrikovaná ŽB) lze účinky teploty zanedbat. Tedy, není nutné navrhnout dilataci objektu.

Prostorovou tuhost haly zajišťují vazníky, okrajové nosníky, ztužidla, stropní konstrukce a výtahová šachta. Tuhost haly zajišťuje skládaný střešní plášť, pokud se prokáže experimentem nebo výpočtem dostatečná smyková tuhost navrženého trapézového plechu s kotvením do vazníku.

Výtahová šachta je tvořena stěnovým jádrem ze ŽB prefabrikovaných prvků. Na tuto konstrukci bude za pomoci kotevních destiček přivařeny prvky (sloupy a nosníky dle výkresu). Tedy, výtahová šachta spolupůsobí se stropní konstrukcí, jenž je tvořena dutinovými panely Spiroll. Po obvodě desky nad 1. NP se provede věncová výztuž a mezi panely se provede záhlvková výztuž. Obě výztuže se navzájem při styku provážou. Lze považovat stropní desku nad 1. NP za tuhou.

Použité normy

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2; Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. 2. Praha: ÚNMZ, 2021.
- [2] ČSN EN 1991-1-1; Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. Praha: Český normalizační institut, 2004.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 ed. 2; Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. 2. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [4] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2; Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. 2. Praha: ÚNMZ, 2020.
- [5] ČSN EN 1991-3; Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 3: Zatížení od jeřábů a strojního vybavení. Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [6] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2; Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. 2. Praha: ÚNMZ, 2019.
- [7] ČSN 73 1201; Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb. Praha: ÚNMZ, 2010.

Použitý software

- [A] Microsoft office 365
- [B] Autocad 2017
- [C] FIN EC 2021