

AKCE

LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK

Zpracování analýzy technického řešení stavby

Lodní zdvihadlo Orlík s protizávažím

Číslo projektu 521 551 0006

INVESTOR:



ČESKÁ REPUBLIKA
ŘEDITELSTVÍ VODNÍCH CEST ČR
Vlnohradská 184, 130 52 Praha 3

Razítko:

Ověřil:
DATUM: PODPIS:

GENERÁLNÍ PROJEKTANT:



VPÚ DECO PRAHA a.s.
PODBABSKÁ 20, 160 00 PRAHA 6

PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ
A KONSULTAČNÍ ORGANIZACE

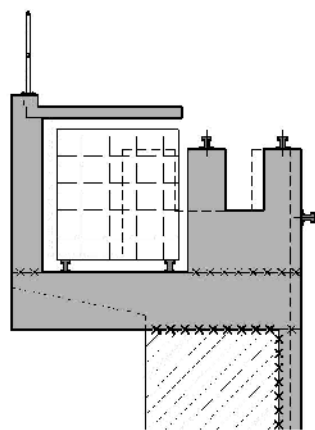
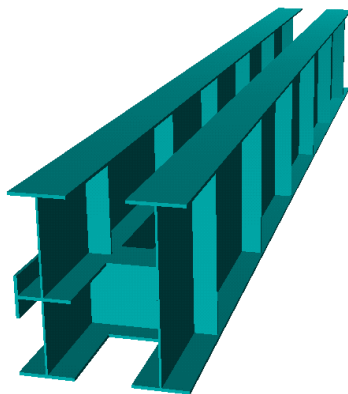
DESIGN, ENGINEERING AND CONSULTING ORGANIZATION
CERTIFIKÁT ISO 9001 IČO 60193280
Internet: www.vpupraha.cz TEL. 220 188 301

NÁZEV PŘÍLOHY:

ANALÝZA TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ STAVEBNÍ ČÁSTI ZDVIHADLA

POSOUZENÍ VARIANT ŘEŠENÍ DRÁHY ZDVIHADLA

STUDIE



PROJEKTANT:

ING. RYJÁČEK

VYPRACOVAL:

ING. DUPAČ

KONTROLA:

ING. SCHINDLER

ČÍSLO ZAKÁZKY:

1-0185-00/97

DATUM DOKONČENÍ:

09. 2010

ČÍSLO KOPIE

ČÁST

ČÍSLO PŘÍLOHY

C

C.3

LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK

ZPRACOVÁNÍ ANALÝZY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ STAVBY LODNÍ ZDVIHADLO ORLÍK S PROTIZÁVAŽÍM

C.3 - Posouzení variant řešení dráhy zdvihadla

VYPRACOVAL: ING. PETR DUPAČ
VPÚ DECO PRAHA a.s.
PODBABSKÁ 20
PRAHA 6
STUPEŇ PD: STUDIE
DATUM: ZÁŘÍ 2010

1	ÚVOD	4
1.1	PODKLADY	5
1.2	POUŽITÉ NORMY	5
1.3	SOFTWARE	5
2	PŘEHLED MOŽNÝCH VARIANT ŘEŠENÍ DRAH	6
2.1	VARIANTY A, B	6
2.2	VARIANTA C.1.....	7
2.3	VARIANTA C.2.....	8
2.4	VARIANTA D.....	9
2.5	VARIANTA E.....	10
2.6	VÝBĚR OPTIMÁLNÍCH VARIANT PRO DALŠÍ POSOUZENÍ	11
3	VLASTNÍ VÝPOČET	12
3.1	ROZBOR ZATÍŽENÍ.....	12
3.1.1	Vlastní tíha konstrukce dráhy.....	12
3.1.2	Zatížení od pojezdu lodního zdvihadla	12
3.1.3	Zatížení příčného vedení od příčení pojezdu zdvihadla.....	14
3.1.4	Zatížení příčnými třecími silami při pojezdu zdvihadla.....	15
3.1.5	Zatížení od pojezdu protizávaží.....	15
3.1.6	Zatížení obslužného schodiště.....	16
3.1.7	Zatížení klimatickými vlivy - větrem	16
3.1.7.1	Zatížení větrem na bok dráhy zdvihadla	17
3.1.7.2	Zatížení větrem na ocelovou vanu zdvihadla	17
3.2	POSOUZENÍ VARIANTY C.1 (OCELOVÁ DRÁHA)	18
3.2.1	GLOBALNÍ POSOUZENÍ POMOCÍ PROSTOROVÉHO MODELU	18
3.2.1.1	Geometrie modelu dráhy	18
3.2.1.2	Zatížení modelu.....	19
3.2.1.3	Výstupní data – srovnávací napětí.....	21
3.2.1.4	Výstupní data – reakce	22
3.2.2	POSOUZENÍ LOKÁLNÍHO BOULENÍ STĚNY DLE ČSN EN 1993-1-5	25

3.3	POSOUZENÍ VARIANTY C.2 (ŽELEZOBETONOVÁ DRÁHA)	26
3.3.1	Posouzení lokálních účinků pod kolejnicí pojezdové dráhy.....	26
3.3.2	Posouzení lokálních účinků pod kolejnicí příčného vedení	27
3.3.3	Posouzení ŽB průřezu v patě stěny pojezdové dráhy	28
3.3.4	Posouzení spodního ŽB stupně pojezdové dráhy	30
3.3.5	Posouzení ŽB průřezu konzoly levého úložného prahu.....	34
4	ZÁVĚR	37
4.1	STATICKE PROVĚŘENÍ VHODNÝCH VARIANT	37
4.2	POROVNÁNÍ VARIANT A VÝBĚR VÝSLEDNÉ VARIANTY	37

1 ÚVOD

V rámci investičního záměru „Lodní zdvihadlo Orlík“ byla zpracována studie „Analýza technického řešení stavby lodní zdvihadlo Orlík s protizávažím“. Studie se zabývá přestavbou stávající konstrukce nezprovozněného lodního zdvihadla pro plavidla do 300t vybudovaném v 60.letech na vodním díle Orlík na variantu zdvihadla s protizávažím. Cílem tohoto technického řešení je dosažení výrazného snížení provozních nákladů. Jednou z částí této studie je „Posouzení variant řešení dráhy zdvihadla“.

Hlavním cílem této části je porovnání různých variant uspořádání pojezdových drah na bocích žlabu a zvolení nejvhodnější varianty. Jednotlivé varianty se liší jak vzájemným umístěním pojezdových drah a drah protizávaží, tak konstrukčním materiálem použitým pro pojezdové dráhy.

Varianty vyhodnocené jako vhodné z hlediska navrhované strojní technologie zdvihadla byly staticky posouzeny tak, aby byla prověřena jejich proveditelnost a ověřeny základní dimenze konstrukcí drah.



Pohled na stávající stav žlabu lodního zdvihadla na vodním díle Orlík

1.1 PODKLADY

1. Lodní zdvihadlo Orlík č.p. 500 554 0004 – DSP – Hydroprojekt, a.s. 06/2009
2. Lodní zdvihadlo Orlík – Závěrečná zpráva č.p. 521 551 0006 – DSP – Inset 11/2009
3. Vodní dílo Orlík - Prováděcí výkresy - Hydroprojekt 12/1960

1.2 POUŽITÉ NORMY

1. ČSN EN 1990 (730002 / 2004-03, 2007-03) Zásady navrhování konstrukcí (včetně A2 Příloha pro mosty),
2. ČSN EN 1991-1-1 (730035 / 2004-03) Zatížení konstrukcí, Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
3. ČSN EN 1991-1-3 (730035 / 2005-06, 2006-10) Zatížení konstrukcí, Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem,
4. ČSN EN 1991-1-4 (730035 / 2007-04) Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem,
5. ČSN EN 1991-1-5 (730035 / 2005-05) Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou,
6. ČSN EN 1991-1-6 (730035 / 2006-10) Zatížení konstrukcí – Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění,
7. ČSN EN 1991-1-7 (730035 / 2007-12) Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení,
8. ČSN EN 1991-2 (736203 / 2005-07) Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
9. ČSN EN 1992-1-1 (731201 / 2005-04, 2006-11) Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
10. ČSN EN 1992-2 (736208 / 2006-06, 2007-05) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady,
11. ČSN EN 1993-1-5: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-5: Boulení stěn
12. ČSN 73 0035 (1988-02, 1991-08, 1994-02, 2006-10) Zatížení stavebních konstrukcí,
13. ČSN 73 1201 (1988-01, 1989-09, 1994-09) Navrhování betonových konstrukcí,

1.3 SOFTWARE

1. MS WORD 2003

- texty

- | | |
|------------------------------|-----------|
| 2. MS EXCEL 2003 | - tabulky |
| 3. NEXIS 32, verze 3.80 | - výpočty |
| 4. NEXIS CONCRETE SECTION | - výpočty |
| 5. AUTOCAD 2007 cz/ win 2000 | - výkresy |

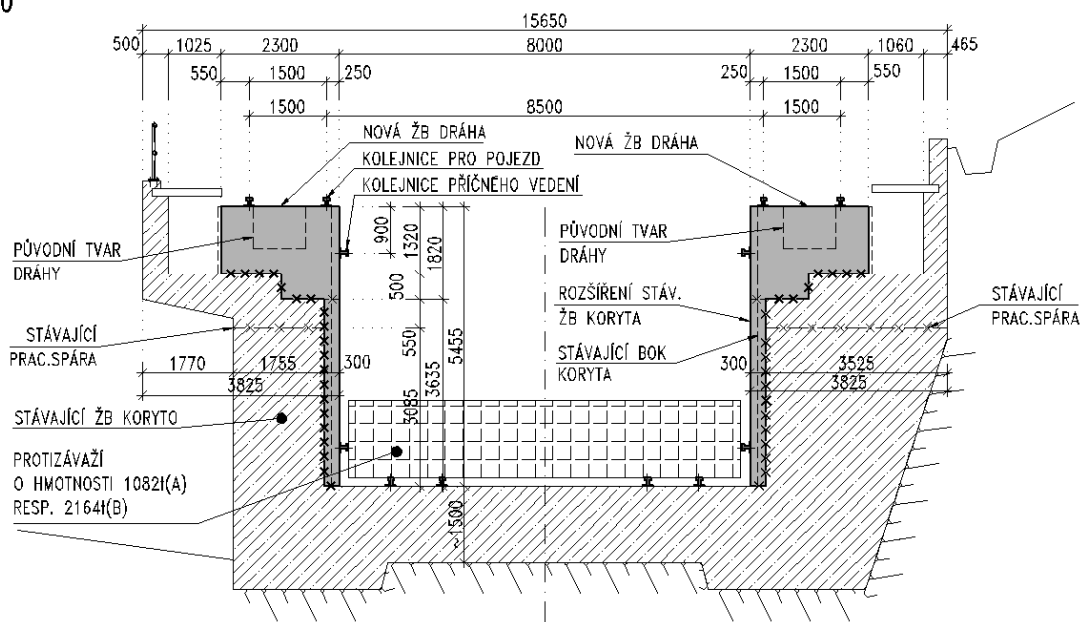
2 PŘEHLED MOŽNÝCH VARIANT ŘEŠENÍ DRAH

2.1 VARIANTY A, B

Příčný řez obou variant je shodný, liší se v hmotnosti použitého protizávaží, které pojíždí po dně žlabu – ve variantě A je stejně těžké jako pojezd s vanou 1082t, ve variantě B je dvakrát těžší tj. 2164t, což umožňuje zkrácení délky dráhy protizávaží na polovinu a nebude tak docházet k zajíždění protizávaží do vody.

Pojezdová dráha, každá na jedné straně žlabu, je tvořena masivním železobetonovým blokem šířky 2,30 m, zakotveným do nového zesílení boku žlabu tl.300 mm. Rozchod podvozku zdvihadla je 1,50 m. V těchto variantách není třeba z prostorových důvodů vybourat celý stávající úložný práh.

VARIANTY A a B – ŽELEZOBETONOVÉ DRÁHY, PROTIZÁVAŽÍ NA DNĚ KORYTA
PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU)
M 1:100

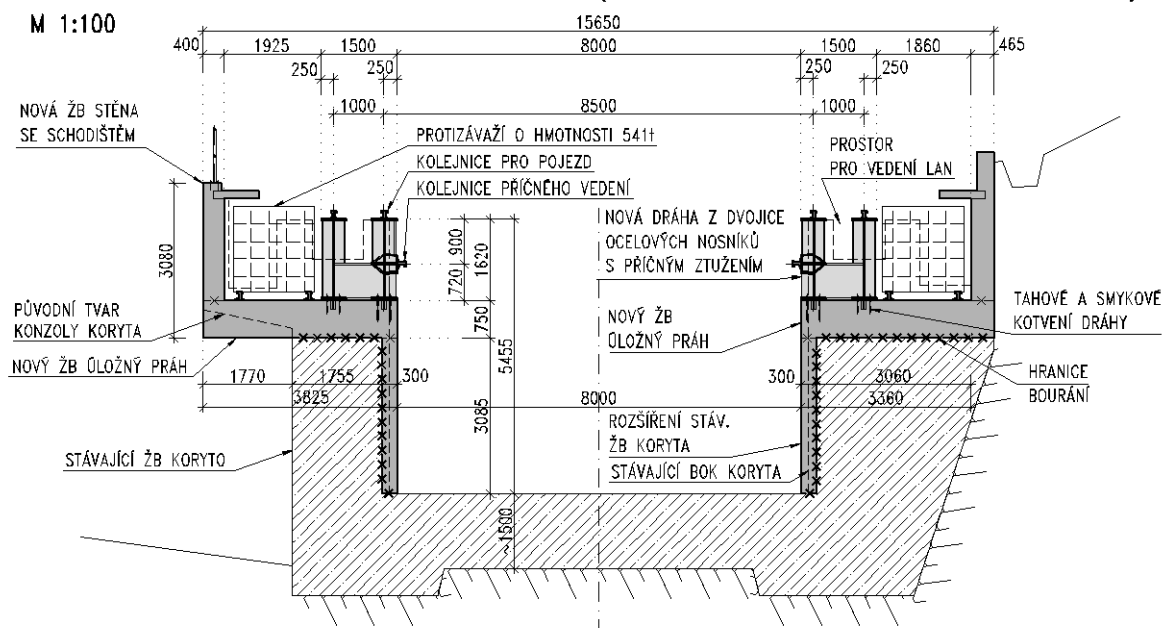


2.2 VARIANTA C.1

V této variantě se předpokládá použití dvou protizávaží o hmotnosti 2x 541t poježdějících po drahách umístěných na bocích žlabu. Protizávaží se pohybuje v prostoru mezi boční stěnou nesoucí obslužné schodiště a pojezdovou dráhou jednoho podvozku lodního zdvihadla. Pojezdová dráha, každá na jedné straně žlabu, je tvořena ocelovou svařovanou konstrukcí o dvou nosnících tvaru I spojených ztužením z plnostěnných příčníků a vyztužených svislými výztuhami. Rozchod podvozku zdvihadla je 1,00 m. Obslužná schodiště jsou umístěna nad dráhami protizávaží a jejich šířka může být až 1,9 m. Stávající konstrukce je třeba vybourat na úroveň stávající pracovní spáry pod úložným prahem. Úložný práh bude zhotoven nový, zakotvený do nového zesílení boků žlabu tl.300 mm.

VARIANTA C.1 – OCELOVÉ DRÁHY, DVOJICE PROTIZÁVAŽÍ NA BOCÍCH VNĚ DRAH PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU)

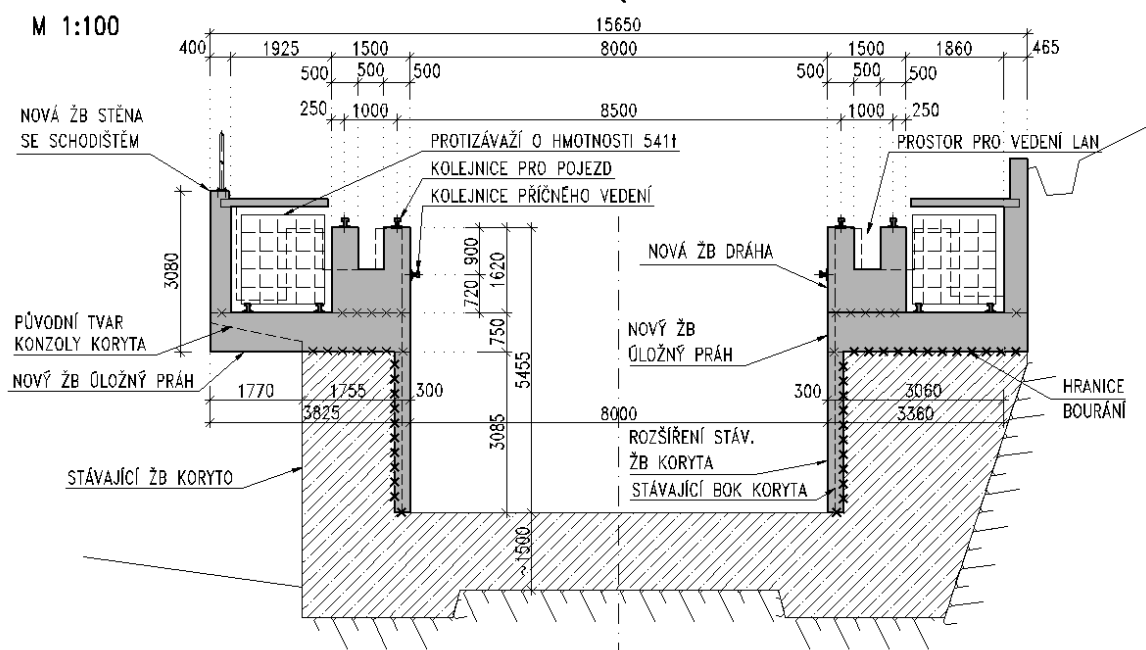
M 1:100



2.3 VARIANTA C.2

V této variantě se předpokládá použití dvou protizávaží o hmotnosti 2x 541t poježdějících po drahách umístěných na bocích žlabu. Protizávaží se pohybuje v prostoru mezi boční stěnou nesoucí obslužné schodiště a pojezdovou dráhou jednoho podvozku lodního zdvihadla. Pojezdová dráha, každá na jedné straně žlabu, je tvořena železobetonovou konstrukcí složenou ze spodního bloku šířky 1,50 m a dvou stěn tloušťky 0,50 m a výšky 0,80 m nesoucích jeřábové kolejnice. Rozchod podvozku zdvihadla je 1,00 m. Obslužná schodiště jsou umístěna nad dráhami protizávaží a jejich šířka může být až 1,9 m. Stávající konstrukce je třeba vybourat na úroveň stávající pracovní spáry pod úložným prahem. Úložný práh bude zhotoven nový, zakotvený do nového zesílení boků žlabu tl.300 mm.

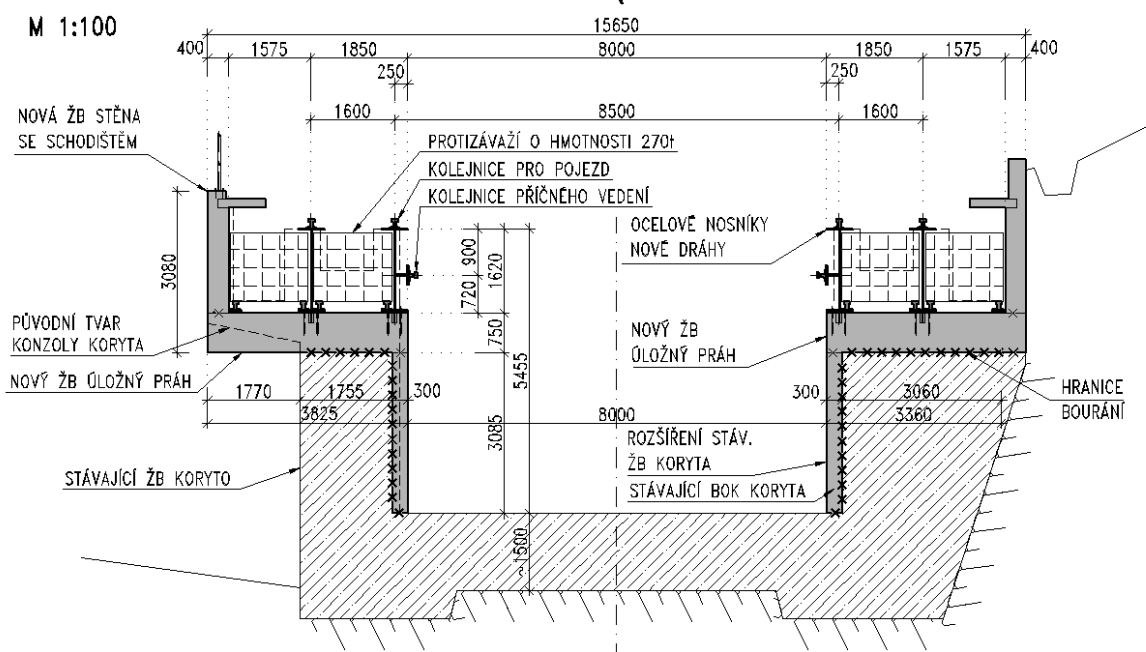
VARIANTA C.2 – BETONOVÉ DRÁHY, DVOJICE PROTIZÁVAŽÍ NA BOCÍCH VNĚ DRAH PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU)



2.4 VARIANTA D

V této variantě se předpokládá použití 4 protizávaží o hmotnosti 270t poježdějících po drahách umístěných na bocích žlabu. Protizávaží se pohybují jak v prostoru mezi boční stěnou nesoucí obslužné schodiště a jedním ocelovým nosníkem pojezdové dráhy, tak i v prostoru mezi nosníky dráhy jednoho podvozku lodního zdvihadla. Rozchod podvozku je 1,60 m, šířka obslužných schodišť cca 1,5 m. Stávající konstrukce je třeba vybourat na úroveň stávající pracovní spáry pod úložným prahem. Úložný práh bude zhotoven nový, zakotvený do nového zesílení boků žlabu tl.300 mm.

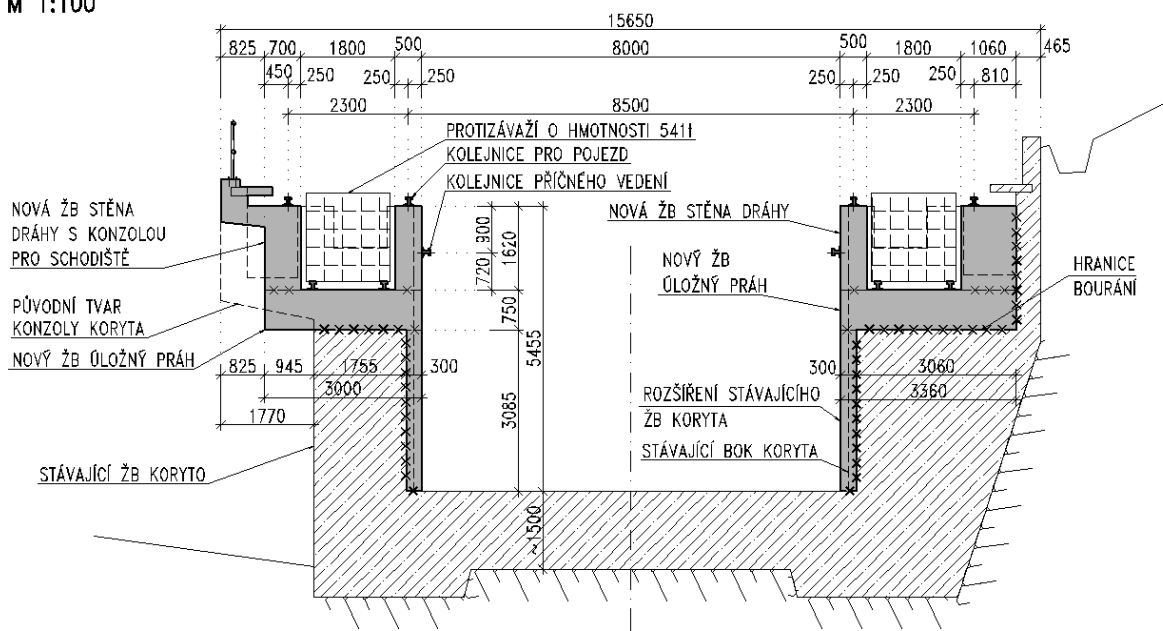
VARIANTA D – OCELOVÉ DRÁHY, 4 PROTIZÁVAŽÍ NA MEZI NOSNÍKY DRAH PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU)



2.5 VARIANTA E

V této variantě se předpokládá použití dvou protizávaží o hmotnosti 2x 541t poježdějících po drahách umístěných na bocích žlabu. Protizávaží se pohybuje v prostoru mezi dvěma železobetonovými stěnami sloužícími jako pojezdové dráhy jednoho podvozku lodního zdvihadla. Z toho vyplývá větší rozchod podvozku (2,30 m) a menší možná šířka obslužných schodišť. Stávající konstrukce je třeba vybourat na úroveň stávající pracovní spáry pod úložným prahem. Úložný práh bude zhotoven nový, zakotvený do nového zesílení boků žlabu tl.300 mm.

VARIANTA E – ŽELEZOBETONOVÉ DRÁHY, DVOJICE PROTIZÁVAŽÍ NA BOCÍCH MEZI DRÁHAMÍ PŘÍČNÝ ŘEZ BĚŽNÝM ÚSEKEM DRÁHY (ŘEZ KOLMÝ K PODÉLNÉMU SKLONU) M 1:100



2.6 VÝBĚR OPTIMÁLNÍCH VARIANT PRO DALŠÍ POSOUZENÍ

Na základě postupových jednání se zpracovateli strojní technologie lodního zdvihadla a po upřesnění koncepce strojní technologie se varianty C.1 a C.2 ukázaly jako optimální pro další posouzení. Při prostorovém uspořádání podle těchto variant platí, že osa kladky tažných lan je ve svislé rovině a úchyty tažných lan na podvozku pojezdu s vanou a úchyty na protizávaží jsou ve zhruba stejné výšce.

Varianty A, B, D a E komplikují prostorové řešení strojní technologie a navíc ve variantách A a B umístění protizávaží na dně žlabu zhoršuje možnost využití žlabu pro převedení povodňových průtoků. Ve variantě D se konstrukce pojezdových drah z osamocených I-nosníků jeví s ohledem na únosnost a tuhost na hranici realizovatelnosti, měla by zvýšené nároky na kotvení a vyztužení, proto nebyla dále sledována.

Způsob vyhodnocení je patrný z níže uvedené tabulky:

VARIANTA	POPIS VARIANT	TECHNICKÉ A PROVOZNÍ HODNOCENÍ	TYP KONSTRUKCE, STATICKÉ HLEDISKO (SCHOPNOST ODOLÁVAT ZATÍŽENÍ)	EKONOMICKÉ HODNOCENÍ (INVESTIČNÍ A PROVOZNÍ NÁKLADY)	CELKOVÉ ZHODNOCENÍ (POŘADÍ)	Pozn:
A, B	pojezdové dráhy železobetonové, 1 ks protizávaží pohybující se po dně žlabu o hmotnosti: A - stejné jako vana (zajišťují do vody), B - dvojnásobné hmotnosti vany (nezajišťují do vody)	– nejméně vhodné z hlediska strojní technologie – nevýhodné umístění protizávaží v případě využití žlabu pro převod velkých vod z VD Orlík – provozní problémy při zajištění protizávaží do vody (nebo nutnost dimenzování na dvojnásobně těžké protizávaží)	masivní a odolná konstrukce drah tvořená železobetonovými bloky	nejnižší náklady na stavbu dráhy, nízké náklady na údržbu	4	<i>méně vhodná</i>
	body	7	1	1	9	
C.1	pojezdové dráhy ocelové, 2 ks protizávaží stejné hmotnosti jako vana, pohyb v bocích žlabu pod schodišti mimo kolejnice vany	– optimální z hlediska strojní technologie – užití žlabu pro převedení velkých vod ze zdrže VD Orlík	konstrukce drah tvořená dvojicí vyztužených nosníků se ztužením z plnostěnných příčníků	vyšší stavební náklady na ocelovou konstrukci dráhy, zvýšené náklady na údržbu	2	<i>méně vhodná</i>
	body	1	2	3	6	
C.2	pojezdové dráhy železobetonové, 2 ks protizávaží stejné hmotnosti jako vana, pohyb v bocích žlabu pod schodišti mimo kolejnice vany	– optimální z hlediska strojní technologie – užití žlabu pro převedení velkých vod ze zdrže VD Orlík	masivní konstrukce drah tvořená spodním železobetonovým blokem a stěnami pod pojezdovými kolejnicemi	vyšší stavební náklady než u variant A a B, nízké náklady na údržbu	1	<i>nejvýhodnější</i>
	body	1	2	2	5	
D	pojezdové dráhy ocelové, 4 ks protizávaží stejné hmotnosti jako vana, pohyb v bocích žlabu pod schodišti a mezi kolejnicemi vany	– méně vhodné z hlediska strojní technologie – užití žlabu pro převedení velkých vod ze zdrže VD Orlík	subtilní konstrukce drah tvořená osamocenými ocelovými nosníky bez ztužení, problém s kotvením	vyšší stavební náklady na ocelovou konstrukci a kotvení dráhy, zvýšené náklady na údržbu	5	<i>nejméně vhodná</i>
	body	3	5	4	12	
E	pojezdové dráhy železobetonové, 2 ks protizávaží stejné hmotnosti jako vana, pohyb v bocích žlabu mezi kolejnicemi vany, protizávaží nezajišťují do vody	– méně vhodné z hlediska strojní technologie – užití žlabu pro převedení velkých vod ze zdrže VD Orlík	masivní konstrukce drah tvořená železobetonovými stěnami pod pojezdovými kolejnicemi	vyšší stavební náklady než u variant A a B, nízké náklady na údržbu	3	<i>méně vhodná</i>
	body	3	3	2	8	

3 VLASTNÍ VÝPOČET

3.1 ROZBOR ZATÍŽENÍ

Pro obě varianty C.1 a C.2 je rozbor zatížení vzhledem ke stejnému způsobu zatížení a šířkovému uspořádání shodný, liší se pouze při výpočtu vlastní tíhy pojezdové dráhy.

Ve výpočtu byly uvažovány následující zatížení:

3.1.1 Vlastní tíha konstrukce dráhy

Zatížení vlastní tíhou bylo pro uvažováno hodnotou:

pro železobetonové konstrukce 25 kN/m^3

pro ocelové konstrukce $78,5 \text{ kN/m}^3$

Pro ocelovou konstrukci dráhy byl vytvořen prostorový model v programu NEXIS32, který zatížení vlastní tíhou vygeneruje automaticky podle zadaných rozměrů modelu.

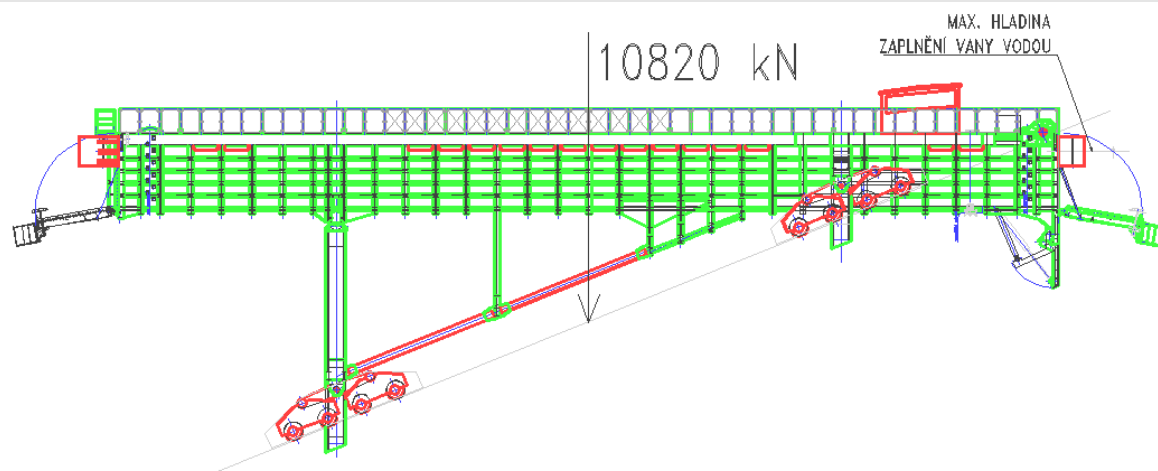
dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek (únosnost)	$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$
	zákl. kombinace – nepříznivý účinek (stabilita)	$\gamma_{G,\text{sup}} = 1,10$
	zákl. kombinace – příznivý účinek (únosnost)	$\gamma_{G,\text{inf}} = 1,00$
	zákl. kombinace – příznivý účinek (stabilita)	$\gamma_{G,\text{inf}} = 0,90$

3.1.2 Zatížení od pojezdu lodního zdvihadla

Svislé zatížení od pojezdu lodního zdvihadla se přenáší pomocí podvozků poježdějících po jeřábových kolejnicích na dvojici dvoukolejných pojezdových drah (tzn. v příčném řezu 4 kolejnice).

Jeřábové kolejnice předpokládané ve výpočtech jsou JKL 120 (hmotnost 136 kg/m , výška 167 mm , šířka hlavy 120 mm , šířka paty 200 mm).

Celková tíha vany lodního zdvihadla i s náplní vodou je 10820 kN . Celková tíha dvojice protizávaží je rovněž 10820 kN , každé na jedné straně koryta. Zdvihadlo se pohybuje po nakloněné rovině se sklonem 22° od vodorovné.



Je uvažován rovnoměrný roznos na jednotlivé podvozky (celkem 4 podvozky), resp. na jednotlivá kola podvozků (8 kol na jednom podvozku). Na jedno kolo připadá osamělá síla 338 kN (celkem 32 kol pojezdu vany). Na níže uvedeném obrázku je znázorněn roznos zatížení vanou zdvihadla na jednotlivá kola podvozku. 4×338 kN značí, že jsou čtyři kola paralelně vedle sebe.

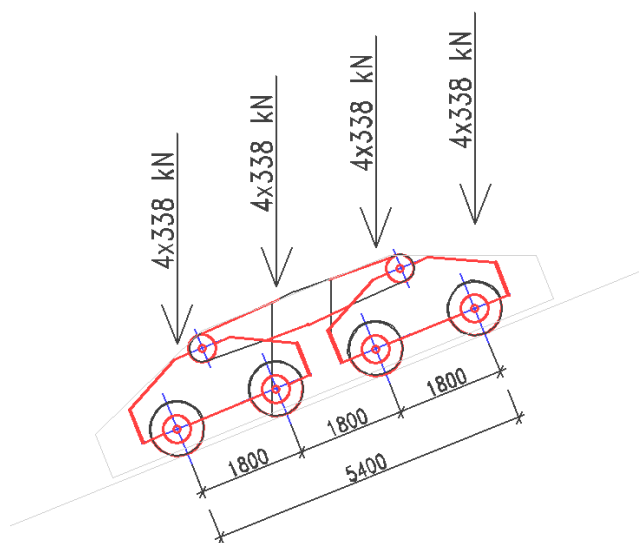
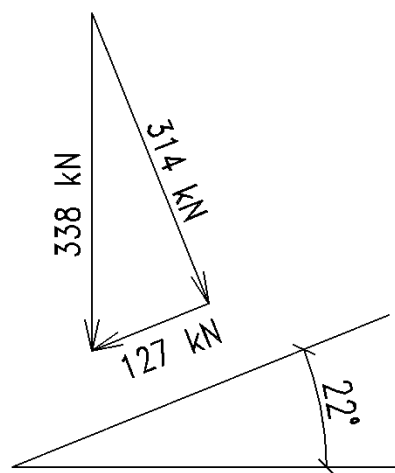


Schéma podvozku zdvihadla



Rozklad sil na nakloněné rovině

Kolové tlaky působí pouze kolmo k rovině dráhy, tudíž do výpočtu bude brána kolmá složka kolového tlaku 314 kN. Rovnoběžné složky sil se přenášejí tažnými lany.

dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,sup} = 1,35$
	zákl. kombinace – příznivý účinek	$\gamma_{Q,inf} = 0,00$

3.1.3 Zatížení příčného vedení od příčení pojezdu zdvihadla

Dráha lodního zdvihadla je opatřena příčným vedením, které vymezuje pohyb po stanovené dráze proti příčným pohybům a přenáší případné síly od příčení pojezdu. Bez příčného vedení by bylo nutné tyto síly přenášet přes okolky kol do kolejnic, což by přineslo problém nadimenzovat kotvení kolejnic i samotnou konstrukci dráhy. Příčné vedení tyto síly přenáší níže do masivnější části konstrukce.

Příčné vedení tvoří dvojice kolejnic, každá na jedné straně koryta, umístěné na bocích dráhy ve výšce zhruba 0,9 m pod horním povrchem pojezdové dráhy.

Síly od příčení pojezdu s vanou působící na kolejnice příčného vedení jsou uvažovány hodnotou 10% od svislé složky z celkového zatížení vanou, tedy

$$F_{k,pr} = 0,1 \cdot 10820 \cdot \cos 22^\circ \cdot 0,5 = 501,6 \text{ kN}.$$

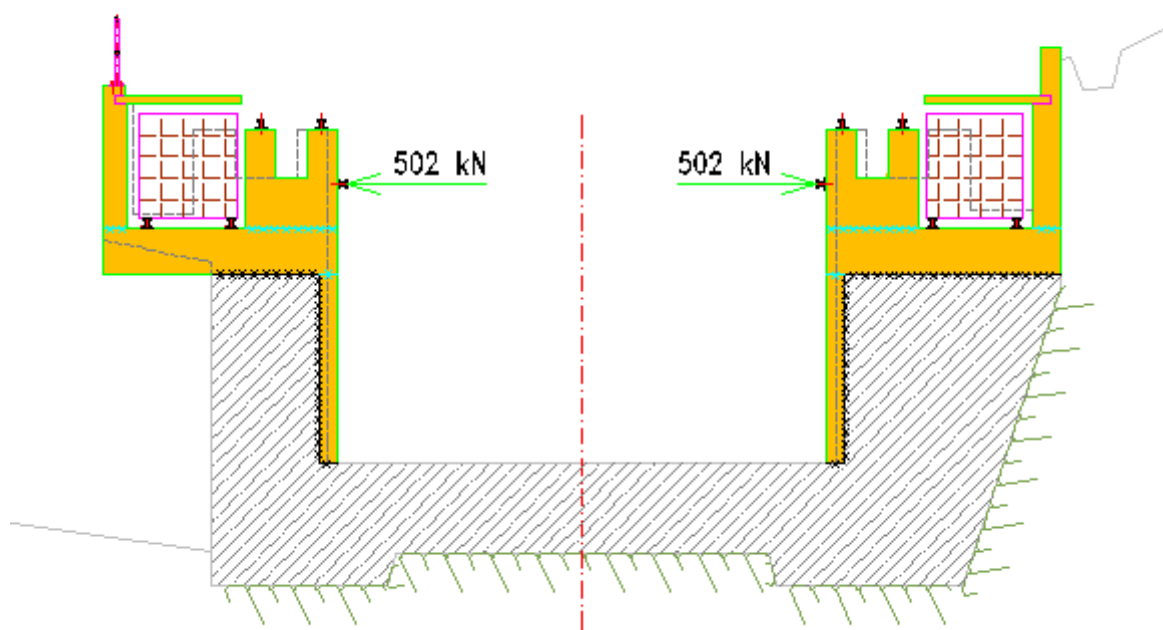
dílčí součinitel zatížení: zákl. kombinace – nepříznivý účinek

$$\gamma_{Q,sup} = 1,35$$

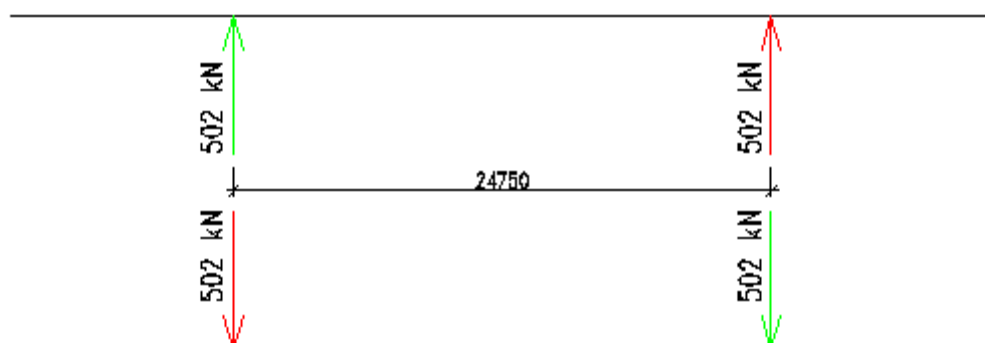
zákl. kombinace – příznivý účinek

$$\gamma_{Q,inf} = 0,00$$

ROZNOS ZATÍŽENÍ OD PŘÍČENÍ VANY V PŘÍČNÉM ŘEZU



ROZNOŠ ZATÍŽENÍ OD PŘÍČENÍ VANY V PŮDORYSE (PŘÍČENÍ PŮSOBÍ V JEDNOM NEBO DRUHÉM SMĚRU)



3.1.4 Zatížení příčnými třecími silami při pojezdu zdvihadla

Při pojezdu zdvihadla může docházet k drobným příčným pohybům než se zaktivuje příčné vedení. Tyto pohyby by mohly vyvozovat příčné třecí síly na temenech poježděných kolejnic pod jednotlivými koly pojezdu zdvihadla.

Ve výpočtu jsou uvažovány jako $F_t = \mu * F_k = 0,3 * 314 = 94,2 \text{ kN}$

F_k ... kolový tlak pojezdu zdvihadla

$\mu = 0,3$... součinitel tření pro tření oceli na oceli

Tyto síly nepůsobí současně s příčnými silami od příčného vedení a nebudou s nimi ve výpočtu kombinovány.

dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,35$
	zákl. kombinace – příznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{inf}} = 0,00$

3.1.5 Zatížení od pojezdu protizávaží

Pojezd zdvihadla s vanou je vyvažován dvojicí protizávaží, každé o hmotnosti 541t, které ve variantách C.1 a C.2 poježdějí po obou stranách koryta vně pojezdových drah po kolejnicích připevněných k novým úložným prahům. Rozchod kolejnic pro protizávaží se předpokládá 1,4 m. Délka protizávaží bude dlouhá cca 25 m a bude se skládat ze soustavy vozíků, zatím nejsou specifikovány vzdálenosti a počet náprav, pro výpočet se tedy předpokládá 5 dvounápravových vozíků se vzdáleností náprav 2,5 m, tj. 10 náprav = 20 kol

Kolový tlak $F_k = 5410 \text{ kN} / 20 * \cos 22^\circ = 250,8 \text{ kN}$

Pro některé posudky lze nahradit soustavu nápravových tlaků dvěmi pásy liniového rovnoměrného zatížení na délku 25 m, $f = 5410 / (25 \cdot 2) \cdot \cos 22^\circ = 100,3 \text{ kN/m}$.

dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,35$
	zákl. kombinace – příznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{inf}} = 0,00$

3.1.6 Zatížení obslužného schodiště

Zatížení obslužných schodišť bylo uvažováno jako zatížení chodníků dle ČSN EN 1991-1-1 rovnoměrným plošným zatížením 5 kN/m^2 . Šířka schodiště je 1,9 m.

Zatížení ze schodišť se přenáší bočními zdmi do nových úložných prahů.

dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,50$
	zákl. kombinace – příznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{inf}} = 0,00$

3.1.7 Zatížení klimatickými vlivy - větrem

Zatížení větrem bylo uvažováno dle normy ČSN EN 1991-1-4 (730035 / 2007-04) Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem, jednak z boku pojezdové dráhy zdvihadla jako plošné zatížení, jednak na boční plochu vany, a poté přeneseno z plochy vany v místě kolejnice pro příčné vedení vany jako bodové zatížení na boky žlabu zdvihadla.

Základní dynamický tlak větru:

$$q_b = 1/2 \cdot v_b^2 \cdot \rho \quad v_b = 26 \text{ m/s} \quad \text{základní rychlost větru}$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \quad \text{měrná hmotnost vzduchu}$$

$$q_b = 1/2 \cdot 26^2 \cdot 1,25 = 422,5 \text{ N/m}^2$$

Maximální dynamický tlak větru ve výšce z:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad c_e(z) = 3,8 \quad \text{součinitel expozice}$$

Součinitel expozice je v normě definován jako funkce výšky na terénu a kategorií terénu (výška nad terénem je uvažována 20m a kategorie terénu I – jezera nebo vodorovné oblasti se zanedbatelnou vegetací a bez překážek). Hodnota expozice se dá odečíst z grafu na obr. 4.2 normy – uvažovaná hodnota je konzervativní.

$$q_p(z) = 422,5 \cdot 3,8 = 1605,5 \text{ N/m}^2 = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

Tlak větru na vnější povrchy w_e :

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad c_{pe,10} (D) = 0,8 \text{ (tlak větru)} \quad \text{součinitel vnějšího tlaku}$$

$$c_{pe,10} (E) = -0,7 \text{ (sání větru)}$$

Tlak větru na vnější povrch koryta a vany lze uvažovat:

$$w_e = 1,61 * (0,8 + 0,7) = \underline{2,4 \text{ kN/m}^2}$$

dílčí součinitel zatížení:	zákl. kombinace – nepříznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{sup}} = 1,50$
	zákl. kombinace – příznivý účinek	$\gamma_{Q,\text{inf}} = 0,00$

3.1.7.1 Zatížení větrem na bok dráhy zdvihadla

Zatížení větrem na boky dráhy zdvihadla je uvažováno plnou hodnotou plošného zatížení

$w_e = 2,4 \text{ kN/m}^2$, a to z levé strany či z pravé strany tak, aby účinek větru byl přítěžující.

3.1.7.2 Zatížení větrem na ocelovou vanu zdvihadla

Roznos zatížení od větru na ocelovou vanu je konzervativně uvažován přes kolejnice příčného vedení tedy ve čtyřech bodech. Plocha vany vystavena větru, včetně stojky je 216 m^2 . Na tuto plochu působí plošný tlak větru $w_e = 2,4 \text{ kN/m}^2$, který v těžišti vyvodí sílu $216 * 2,4 = 518,4 \text{ kN}$, a tato síla se roznese 2-mi body přes kolejnice příčného vedení na boky dráhy zdvihadla, tedy $F_{k,w} = 518,4 / 2 = 259 \text{ kN}$.

3.2 POSOUZENÍ VARIANTY C.1 (OCELOVÁ DRÁHA)

Předmětem posudku bude namáhání ocelové konstrukce pojezdové dráhy tvořené dvojicí svařovaných plnostěnných I nosníků ztužených plnostěnnými příčníky po 2.0 m a posouzení přikotvení pojezdové dráhy k novému železobetonovému prahu.

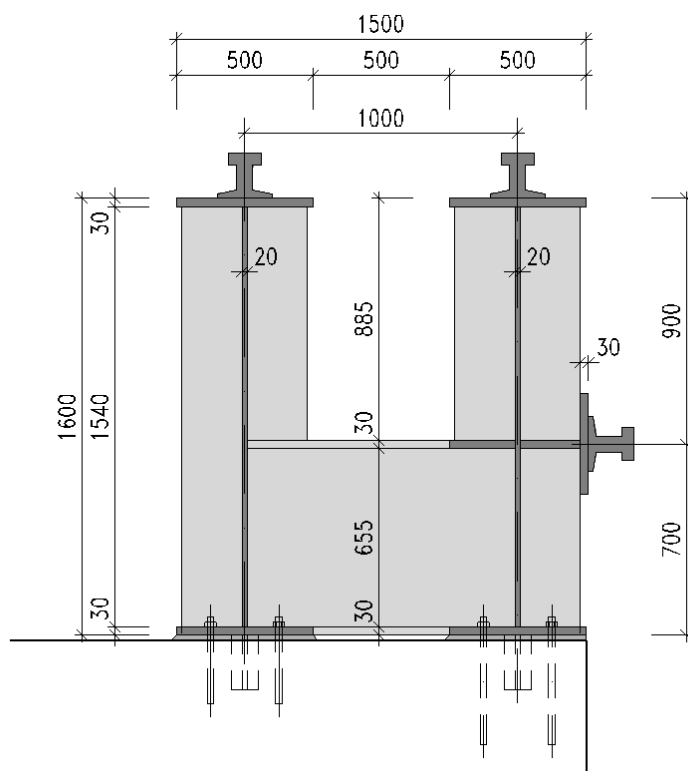
3.2.1 GLOBÁLNÍ POSOUZENÍ POMOCÍ PROSTOROVÉHO MODELU

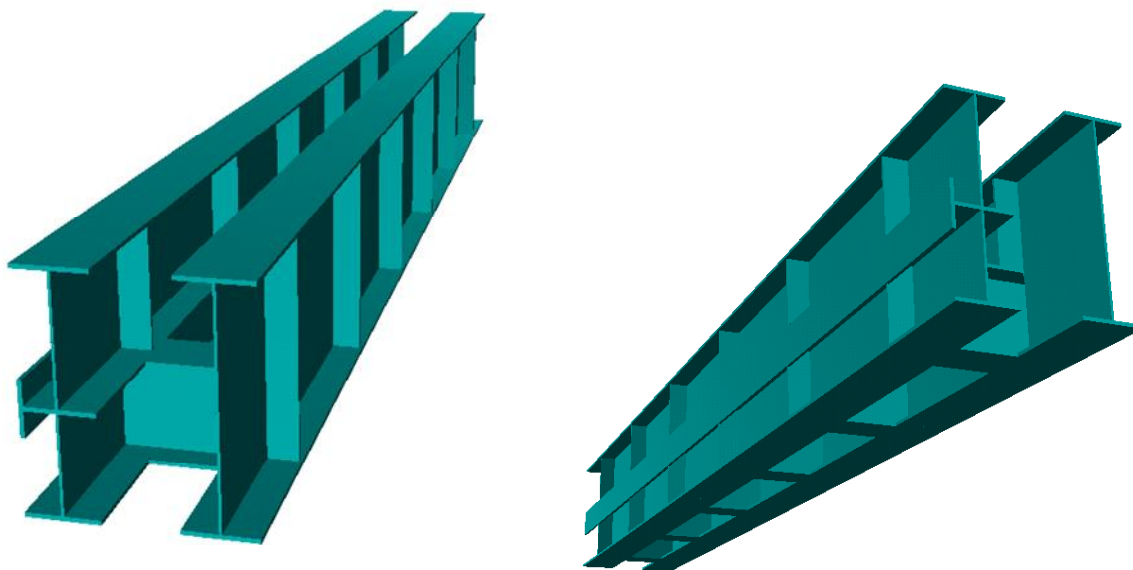
Namáhání ocelové konstrukce dráhy bude posouzeno na deskostěnovém prostorovém modelu metodou MKP programem NEXIS32. Model představuje úsek dráhy o délce 12 m zatížený jedním čtyřnápravovým podvozkem zdvihadla a příčným vedením zdvihadla.

Vzhledem k tomu, že nosníky dráhy jsou kontinuálně podepřeny, jde především o vyšetření účinků zatížení v příčném směru a lokálních účinků zatížení a pro tento účel by měla být zvolená délka namodelovaného úseku dostatečná.

3.2.1.1 Geometrie modelu dráhy

Prostorový deskostěnový model vychází z tohoto příčného řezu pojezdovou dráhou:





Render 3D modelu pojezdové dráhy

Svislé výztuhy a ztužení z plnostěnných příčníků jsou rozmístěna po 2,0 m.

Model byl podepřen bodovými podporami průběžně pod dolní pásnicí v roztečích možného kotvení dráhy pomocí kotevních šroubů – 2 podpory vedle sebe po 250 mm v podélném směru na obou dolních pásnicích.

3.2.1.2 Zatížení modelu

Vlastní tíha konstrukce

Vlastní tíhu ocelové konstrukce pojezdové dráhy generuje program NEXIS32.

Zatěžovací stav ZS1.

Svislé zatížení kolovým tlakem

Zatěžovací stav ZS2, ZS3.

Kolový tlak je roznesen kolejnící JKL120 na rovnoměrné zatížení působící na horní pásnici na ploše – šířka paty kolejnice x 2x výška kolejnice.

$$\text{Plocha} \quad A = 0,2 \cdot 2 \cdot 0,167 = 0,0668 \text{ m}^2$$

$$\text{Svislý kolový tlak:} \quad F_k = 314 \text{ kN}$$

$$\text{Roznesené svislé rovnoměrné zatížení} \quad f = 314 / 0,0668 = 4701 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení kolovým tlakem z příčného vedení

$$\text{Síla od příčiení (ZS4, ZS5)} \quad F_{pr} = 502 \text{ kN}$$

- roznos kolejnící na rovnoměrné zatížení:

$$\text{Roznesené rovnoměrné zatížení} \quad f = 502 / 0,0668 = 7515 \text{ kN/m}^2$$

Síla od větru (ZS6, ZS7)

$$F_w = 259 \text{ kN}$$

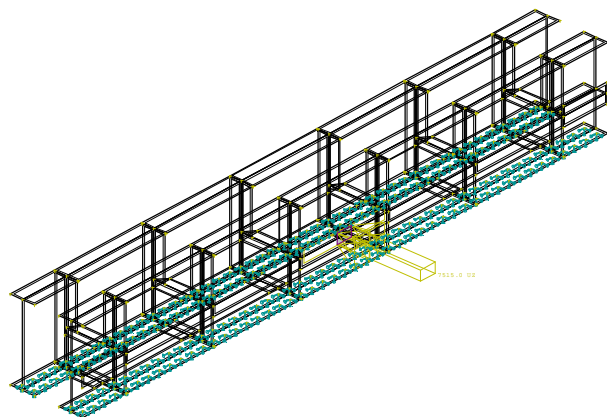
Roznesené rovnoměrné zatížení $f = 259 / 0,0668 = 3877 \text{ kN/m}^2$

Polohy podvozku pro posouzení konstrukce

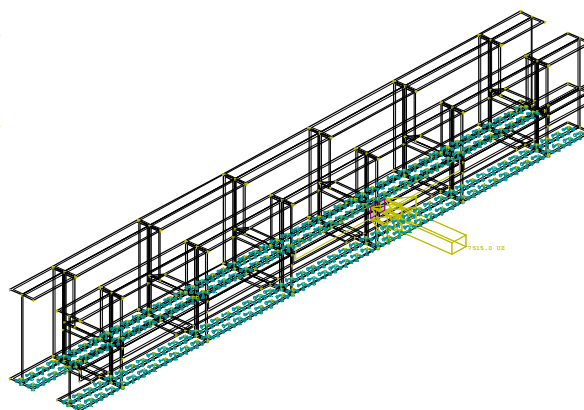
Model byl zatížen ve dvou základních polohách podvozku zdvihadla

Poloha 1 – kolový tlak příčného vedení působí uprostřed mezi ztužidly (ZS2, ZS4, ZS6)

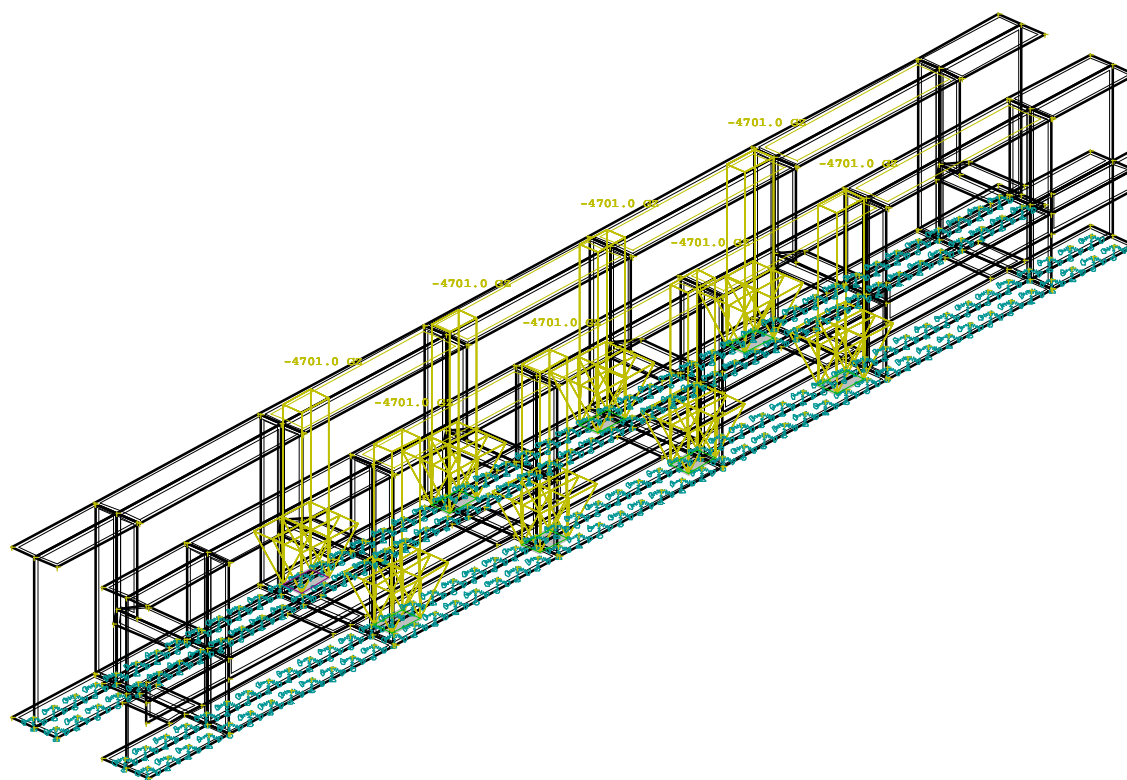
Poloha 2 – kolový tlak příčného vedení působí v místě ztužidla (ZS3, ZS5, ZS7)



Poloha 1



Poloha 2

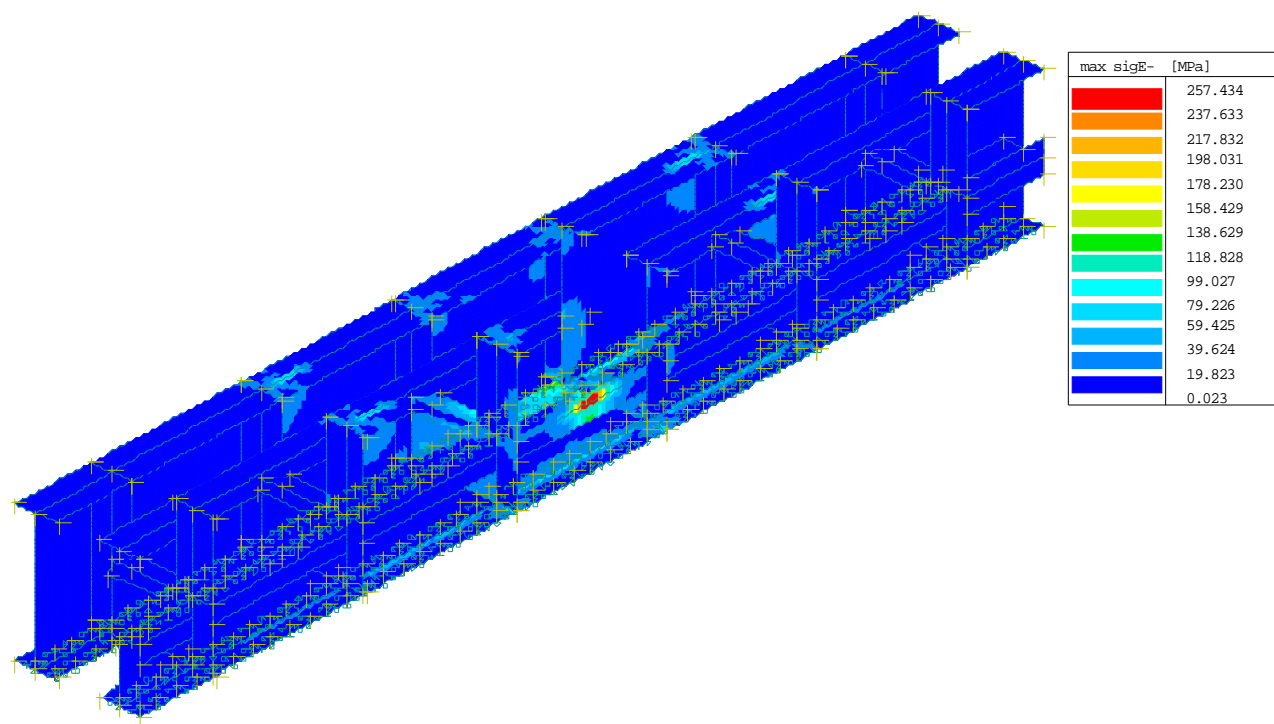


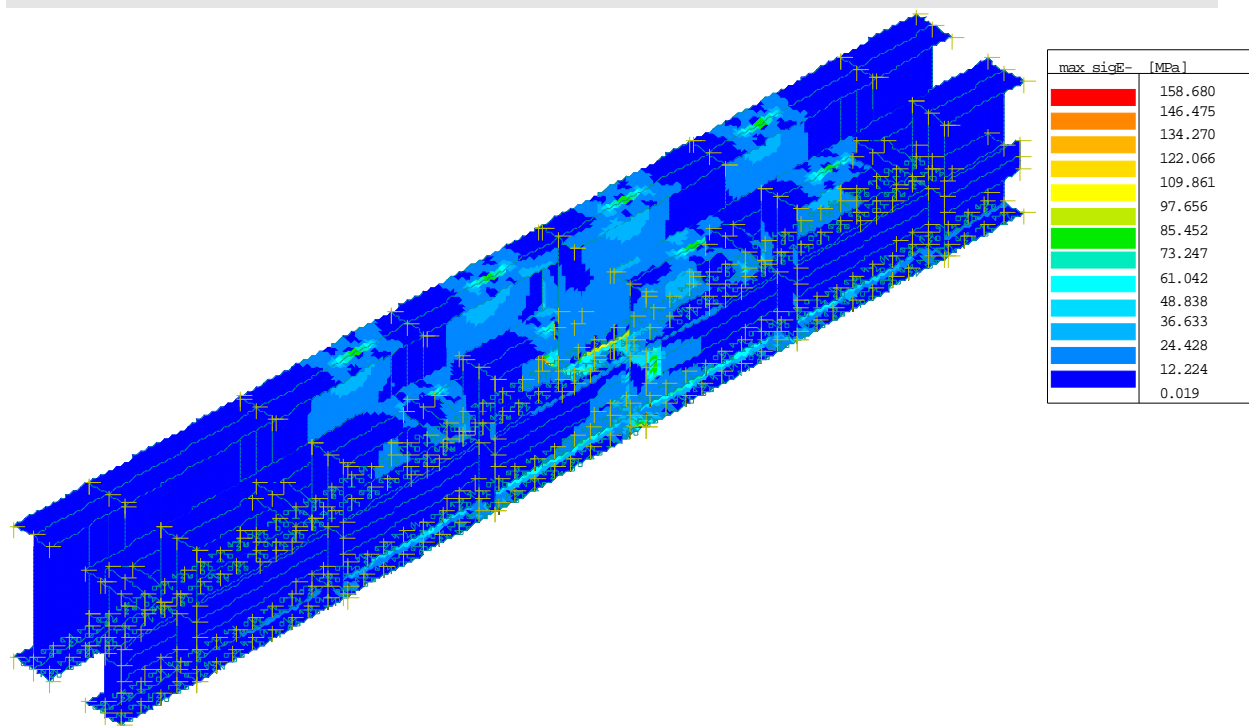
Zatížení svislými kolovými tlaky podvozku zdvihadla (poloha 1)

Kombinace

Kombi	Norma	Stav	souč.
1.G	Zadaná - únosnost hlavní zatížení	1 vl.tíha	1.35
2.G+P		1 vl.tíha	1.35
		2 svisle zat.-pojezd-poloha1(uprostred)	1.35
		3 svisle zat.-pojezd-poloha2	1.35
3.G+P+PR1+W1		1 vl.tíha	1.35
		2 svisle zat.-pojezd-poloha1(uprostred)	1.35
		4 PR-příčení-pol1(uprostřed)	1.35
		6 W-vítr-pol1(uprostřed)	1.50
4.G+P+PR2+W2		1 vl.tíha	1.35
		3 svisle zat.-pojezd-poloha2	1.35
		5 PR-příčení-pol2	1.35
		7 W-vítr-pol2	1.50

3.2.1.3 Výstupní data – srovnávací napětí

Srovnávací napětí σ_E - pro zatížení v poloze 1 (kombinace C3)



Srovnávací napětí σ_E - pro zatížení v poloze 2 (kombinace C4)

Z analýzy deskostěnového 3D modelu vychází jako maximální napětí v konstrukci srovnávací napětí σ_E - při kombinaci C3 ... $s_E = 257,4 \text{ MPa} < 355 / 1,15 = 308,7 \text{ MPa} = f_{yd}$...

Vyhovuje.

3.2.1.4 Výstupní data – reakce

Model byl podepřen bodovými podporami průběžně pod dolní pásnicí v roztečích možného kotvení dráhy pomocí kotevních šroubů – 2 podpory vedle sebe po 250 mm v podélném směru na obou dolních pásnicích.

Reakce v podporách - hodnoty v uzlech. Globální extrém

Lineární statický - nebezpečné nebo všechny kombinace

Skupina uzlů :1/430

Skupina kombinací na únosnost :1/7

podpora	uzel	kombi	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
43	80	6	8.37	-12.25	35.79	0.00	0.00	0.00
155	331	7	-8.52	-0.12	19.18	0.00	0.00	0.00
120	279		-4.13	1.18	17.13	0.00	0.00	0.00
130	303		-0.03	-42.88	68.44	0.00	0.00	0.00
129	302		-2.73	-40.94	82.20	0.00	0.00	0.00
79	124	5	-2.22	-39.41	-42.40	0.00	0.00	0.00

Posouzení tahového kotvení dráhy:

Tahové kotvení je možné provést různými způsoby, pro posouzení v rámci této studie se předpokládá kotvení pomocí kotevních šroubů s hákem.

Maximální tahová reakce zjištěnou z výpočtu je 42,4 kN.

Únosnost kotevního šroubu M24 v tahu – přetržení šroubu :

$$A_s = 353 \text{ mm}^2, f_{yd} = 235/1,15 = 204,3 \text{ MPa}$$

$$F_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot 0,8 = 353 \cdot 204,3 \cdot 0,8 = 57,7 \text{ kN} > 42,4 \text{ kN} = R_{z,max} \quad \text{Vyhovuje.}$$

Posouzení vytržení kotevního šroubu z betonu je třeba provést pro vytržení skupiny šroubů, protože kotevní oblasti šroubů v roztečích po 250 mm se ovlivňují. Z tohoto posudku vyplyne potřebná hloubka kotvení. Posoudím podélný úsek o délce 0,25 m pro dvojici nejvíce zatížených šroubů – síly 42,4 kN + 21,2 kN = 63,6 kN ... síla pro posouzení vytržení.

$$\text{Únosnost na vytržení: } F_{v,Rd} = A_k \cdot f_{td}$$

Návrhová pevnost v tahu a soudržnosti pro beton C30/37:

$$f_{td} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 2/1,5 = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\text{plocha pláště tělesa při vytržení pro tento případ } A_k = 0,25 \cdot (0,375 + h / \cos 30^\circ)$$

$$\text{pro hloubku kotvení } h = 0,3 \text{ m ... } A_k = 0,180 \text{ m}^2, F_{v,Rd} = 240 \text{ kN} > 63,6 \text{ kN ... Vyhovuje.}$$

Posouzení tlaku v uložení pod dolní pásnicí:

Model byl podepřen bodově v rastru 0,25 m, čemuž odpovídá plocha

$$A_c = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625 \text{ m}^2$$

Maximální reakce v tlaku je 82,2 kN

$$\text{Napětí v kontaktní spáře } \sigma = 82,2 / 0,0625 = 1,315 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa} = 30/1,5 = f_{cd}$$

Vyhovuje.

Posouzení potřeby smykového kotvení dráhy:

V této části bude zjišťováno, zda vodorovné síly působící na dráhu přenesou tření v uložení dráhy nebo bude třeba zajistit smykové kotvení dráhy.

Bude posouzen úsek 3 polí (o délce 6 m) nacházející se přímo pod podvozkem pojezdu a zatěžovaný uprostřed kolovým tlakem příčného vedení – tomu odpovídají zatěžovací stavy při poloze 1. Pro jednotlivé stavy byla vyhledána výslednice reakcí na tomto úseku.

3.2.2 POSOUZENÍ LOKÁLNÍHO BOULENÍ STĚNY DLE ČSN EN 1993-1-5

V této kapitole bude posouzeno lokální boulení stěny nosníku dráhy při zatížení svislým kolovým tlakem na jeřábové kolejnici umístěné na horní pásnici nosníku.

Posouzení lokálního boulení

Ocelový svařovaný nosník tvaru I:

výška nosníku	$h =$	1.62 m
horní pásnice	$b_{f1} =$	500 mm
	$t_{f1} =$	30 mm
dolní pásnice	$b_{f2} =$	500 mm
	$t_{f2} =$	30 mm
tloušťka stěny	$t_w =$	20 mm
výška stěny	$h_w =$	1560 mm
štíhlost	$h_w/t_w =$	78
průřezová plocha	$A =$	61200 mm ²
hmotnost	$m =$	480.42 kg/m

Jeřábová kolejnice	JKL120	136 kg/m
výška kolejnice	$h_k =$	167 mm
šířka paty	$b_k =$	200 mm
šířka hlavy	$b_{hl} =$	120 mm

Ocel S355	$f_{yk} =$	355 MPa	$\varepsilon =$	0.813617
$\gamma_{M1} = 1.15$	$f_{yd} =$	308.7 MPa		

Roznos pod kolejnicí

Roznášecí délka	$s_s =$	334 mm	
Vzdálenost svislých výztuh	$a =$	2000 mm	
Součinitel boulení	$k_F = 3.5 + 2 \cdot (h_w/a)^2 =$	4.72	pro typ b)

	$E =$	210000 MPa	
	$F_{cr} = 0.9 \cdot k_F \cdot E \cdot t_w^3 / h_w =$	4572 kN	
	$\lambda_F = (I_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / F_{cr})^{1/2} =$	1.200	
účinná zatížená délka $l_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + (m_1 + m_2)^{1/2})$			pro typ b)

$m_1 = f_{yf} \cdot b_f / (f_{yw} \cdot t_w) =$	25.0
$f_{yf} =$	355 MPa
$f_{yw} =$	355 MPa
pro $\lambda_F > 0.5 \dots m_2 = 0.02 \cdot (h_w/t_f)^2 =$	54.08
pro $\lambda_F \leq 0.5 \dots m_2 =$	0
$m_2 =$	54.08 (výběr)
$l_y =$	928 mm

Součinitel lokálního boulení	$\chi_F = 0.5 / \lambda_F \leq 1.0$
	$\chi_F = 0.417$

Účinná délka pro únosnost na příčné síly $L_{eff} = \chi_F \cdot l_y$	
$L_{eff} =$	386 mm

Návrhová únosnost v lokálním boulení	
$F_{Rd} = f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w / \gamma_{M1} =$	2385.7 kN

Svislé zatížení:

Kolový tlak-charakteristický	$V_n =$	313.5 kN	$\gamma_F =$	1.35
Kolový tlak-návrhový	$V_{n,d} =$	423.2 kN = F_{Ed}	... návrhová příčná síla	

Posouzení	$F_{Ed} =$	423.2 kN	$<$	2385.7 kN = F_{Rd}	Vyhovuje.
	$h_2 = F_{Ed} / F_{Rd} =$	0.177	$<$	1.0	

3.3 POSOUZENÍ VARIANTY C.2 (ŽELEZOBETONOVÁ DRÁHA)

3.3.1 Posouzení lokálních účinků pod kolejnicí pojezdové dráhy

Zatížení kolovým tlakem se roznáší pomocí jeřábové kolejnice na horní povrch ŽB stěny tloušťky 0,50 m vysoké 0,80 m (jedna stěna pod každou kolejnicí). Roznos kolejnicí je v podélném směru uvažován konzervativně na délku = 2x výška kolejnice.

Posuzuje se místní rozdrčení betonu a příčné tahové síly dle ČSN EN 1992-1-1.

Železobetonová stěna:

beton C30/37	$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c = 1.50$	$f_{cd} =$	20 MPa
výztuž R 10 505	$f_{sk} =$	490 MPa
$\gamma_s = 1.15$	$f_{cd} =$	426 MPa
tloušťka	$h =$	0.50 m
výška	$z =$	0.80 m

Jeřábová kolejnice	JKL120	
výška kolejnice	$h_k =$	167 mm
šířka paty	$b_k =$	200 mm
šířka hlavy	$b_{hl} =$	120 mm

Posouzení roznosu pod kolejnicí od svislého zatížení

Horní plocha pod kolejnicí	$A_{c0} =$	0.067 m ²	
Dolní plocha po roznesení	$A_{c1} =$	0.317 m ²	
výška roznášejího bloku	$h =$	0.260 m	roznos pod úhlem 60°

Kolový tlak-charakteristický	$V_n =$	313.5 kN
	$\gamma_F =$	1.35
Kolový tlak-návrhový	$V_{n,d} =$	423.2 kN
Napětí pod kolejnicí	$\sigma_0 =$	6.336 MPa
Soustředěná síla na mezi únosnosti	$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} \leq 3 * f_{cd} * A_{c0}$	

$$F_{Rdu} = 2910.4 \text{ kN} \leq 4008.0 \text{ kN}$$

$$\text{Posouzení} \quad V_{n,d} = 423.2 \text{ kN} \leq F_{Rdu} = 2910.4 \text{ kN}$$

Příčná tahová síla v oblasti roznášení $F_s = 0,25 * (1-c/h) * N_{Ed}$

	$N_{Ed} = V_{n,d} =$	423.2 kN
	$c = b_k =$	0.2 m
	$h =$	0.260 m
	$F_s =$	24.4 kN
nutná plocha výztuže	$A_{s,min} =$	57 mm ²
návrh výztuže počet n = 4	$D =$	8 mm
	$A_s =$	201 mm ²

Beton v tlaku pod kolejnicí bezpečně vyhoví a pro zachycení příčných tahů postačí minimální množství výztuže.

3.3.2 Posouzení lokálních účinků pod kolejnicí příčného vedení

Zatížení kolovým tlakem se roznáší pomocí jeřábové kolejnice na boku ŽB dráhy, která se v této výšce spojuje ze dvou stěn tl. 0,50 m do bloku tl. 1,50 m. Roznos kolejnicí je v podélném směru uvažován konzervativně na délku = 2x výška kolejnice, roznášení betonem uvažují konzervativně na střednici stěny tj. do hloubky 0,25 m.

Posuzuje se místní rozdrčení betonu a příčné tahové síly dle ČSN EN 1992-1-1.

Max. kolový tlak v příčném vedení vznikne v kombinaci příčného pojezdu a zatížení větrem.

Návrhová hodnota $V_{n,d} = \gamma_{Q,sup} * F_{k,př} + \gamma_{Q,sup} * F_{k,w} = 1,35 * 502 + 1,50 * 259 = 1066,2 \text{ kN}$

Železobetonová stěna:

beton C30/37	$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c = 1.50$	$f_{cd} =$	20 MPa
výztuž R 10 505	$f_{sk} =$	490 MPa
$\gamma_s = 1.15$	$f_{cd} =$	426 MPa

Jeřábová kolejnice

JKL120

výška kolejnice	$h_k =$	167 mm
šířka paty	$b_k =$	200 mm
šířka hlavy	$b_{hl} =$	120 mm

Posouzení roznosu pod kolejnicí od svislého zatížení

Horní plocha pod kolejnicí	$A_{c0} =$	0.067 m ²	
Dolní plocha po roznesení	$A_{c1} =$	0.304 m ²	
výška roznášejícího bloku	$h =$	0.250 m	roznos pod úhlem 60°

Kolový tlak-návrhový	$V_{n,d} =$	1066.2 kN
Napětí pod kolejnicí	$\sigma_0 =$	15.961 MPa
Soustředěná síla na mezi únosnosti	$F_{Rdu} = A_{c0} * f_{cd} * (A_{c1}/A_{c0})^{1/2} \leq 3 * f_{cd} * A_{c0}$	

$$F_{Rdu} = 2851.4 \text{ kN} \leq 4008.0 \text{ kN}$$

$$\text{Posouzení} \quad V_{n,d} = 1066.2 \text{ kN} \leq F_{Rdu} = 2851.4 \text{ kN}$$

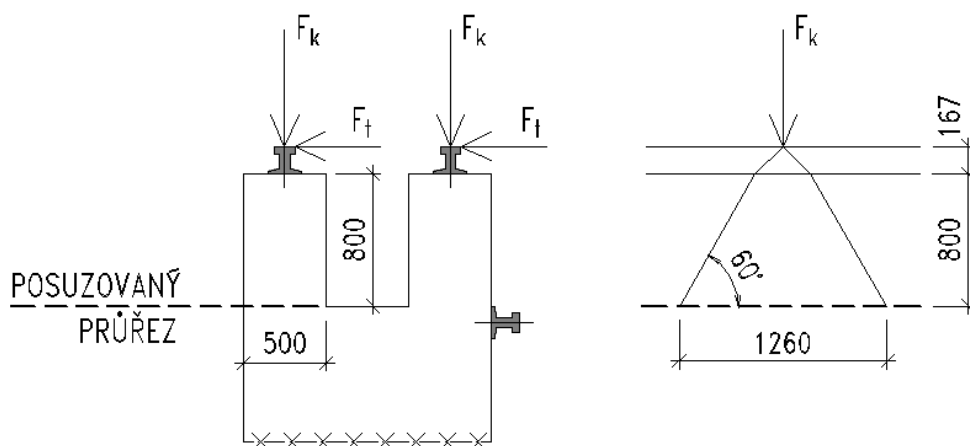
Příčná tahová síla v oblasti roznášení $F_s = 0,25 * (1-c/h) * N_{Ed}$

	$N_{Ed} = V_{n,d} =$	1066.2 kN
	$c = b_k =$	0.2 m
	$h =$	0.250 m
	$F_s =$	53.3 kN
nutná plocha výztuže	$A_{s,min} =$	125 mm ²
návrh výztuže počet n = 4	$D =$	8 mm
	$A_s =$	201 mm ²

Vyhovuje.

3.3.3 Posouzení ŽB průřezu v patě stěny pojezdové dráhy

Svislá stěna výšky 0,80 m a tloušťky 0,50 m je zatěžována na přes kolejnici uloženou na horním povrchu svislými silami od kolových tlaků a případnými příčnými třecími silami na temeni kolejnice. Pro posudek je třeba stanovit vnitřní síly rozpočítané na běžný metr v patě konzoly. Zatížení a jeho roznos konstrukcí jsou zřejmé z obrázku:



Roznášecí šířka $b = 1,26 \text{ m}$

$F_k = 314 \text{ kN}$, $F_t = 94,2 \text{ kN}$

Návrhové hodnoty vnitřních sil:

$N_{sd} = -314 / 1,26 * [1,35] = -336,4 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 94,2 / 1,26 * [1,35] = 100,9 \text{ kN/m}$

$M_{sd} = 0,8 * 94,2 / 1,26 * [1,35] = 80,7 \text{ kNm/m}$

POSOUZENÍ PROGRAMEM NEXIS CONCRETE SECTION:

Section - $N=-336.40$, $V_y=0.00$, $V_z=100.90$, $M_x=0.00$, $M_y=80.70$, $M_z=0.00$

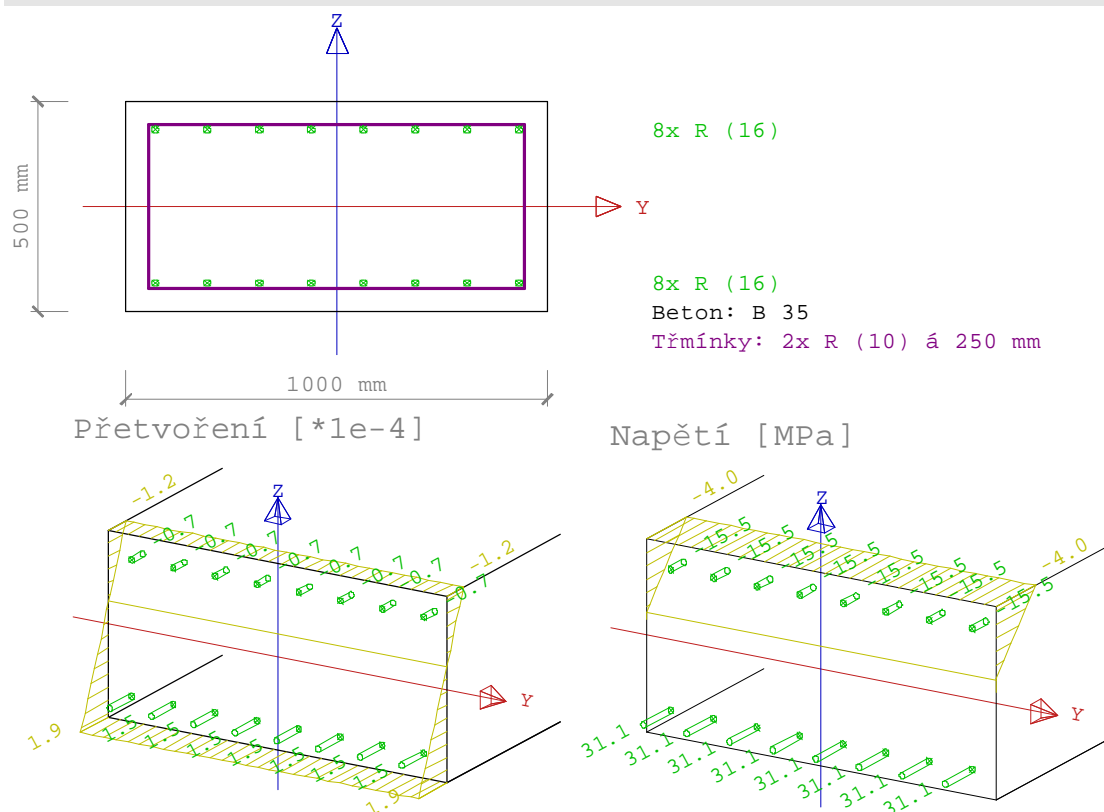
Posouzení dle ČSN 731201-86

Tabulka shrnutí

Položka	Posudek
Maximální napětí v betonu:	-1.19 : -4.12 MPa
Maximální napětí v tažené výztuži:	1.54 : 32.27 MPa
Maximální napětí v tlačené výztuži:	-0.76 : -16.06 MPa

Výsledky stupně vyztužení

Kombi Stav	mis min [%]	mis max [%]	mis lo [%]	min up [%]	res.mis [%]	res.max [%]
CU	0.05	3.00	0.32	0.32	0.64	4.00



Posouzení průřezu - metoda mezních přetvoření

Kombi Stav	Gamma u	N/N(r) [kN]	My/My(r) [kNm]	Mz/Mz(r) [kNm]	eps cc /1e+4	sigma cc [MPa]	eps sc /1e+4	sigma sc [MPa]	eps st /1e+4	sigma st [MPa]	posudek
CU	0.96	-349.09 -362.27	83.75 86.91	0.00 0.00	-1.19	-4.12	-0.76	-16.06	1.54	32.27	vyhovuje

Posouzení smyku dle ČSN 731201-86, článku 5.3.2.2 bodu 1-2) normy

Kombi Stav	Qd [kN]	Qbu [kN]
CU	100.90	216.67

Posouzení železobetonového průřezu ČSN 731201-86

Kombi Stav	Stupeň vyztuž.	Excentricita	Posudek N+My+Mz	Posudek Vz	Průřez
CU	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje

3.3.4 Posouzení spodního ŽB stupně pojezdové dráhy

Spodní stupeň dráhy je železobetonový blok šířky 1,50 m a výšky 0,82 m. Osa příčného vedení, jehož kolejnice je na bok bloku připevněna, se nachází 0,10 m pod horním povrchem bloku.

Rozhodujícím zatížením pro žel.bet. blok spodní části pojezdové dráhy je zatížení vodorovnou silou od kolového tlaku příčného vedení způsobené příčným pojezdu a zatížením větrem na bok vany. Současně je blok zatěžován svislou silou od roznesených kolových tlaků z podvozku lodního zdvihadla.

Maximální vodorovná síla od příčného vedení - návrhová hodnota:

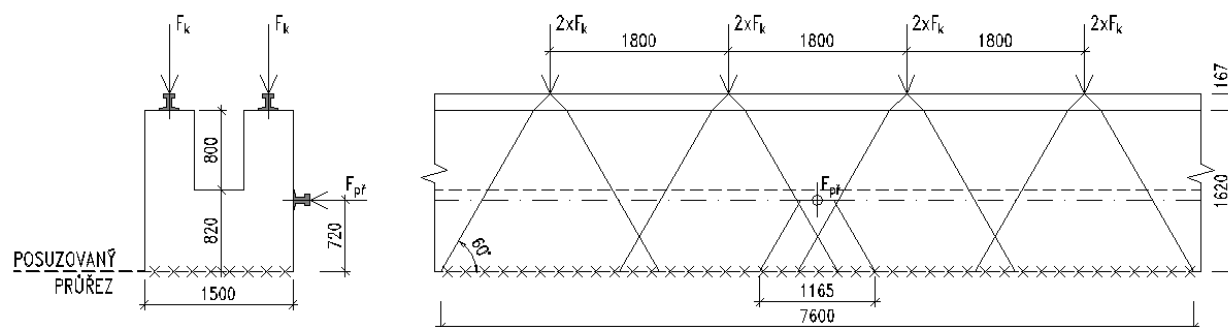
$$V_{n,d} = \gamma_{Q,sup} * F_{k,př} + \gamma_{Q,sup} * F_{k,w} = 1,35 * 502 + 1,50 * 259 = 1066,2 \text{ kN}$$

Svislý kolový tlak - návrhová hodnota:

$$F_{k,d} = 314 * [1,35] = 423,9 \text{ kN (2x 4 kola na podvozku po 1,80 m)}$$

Posouzen bude nejvíce namáhaný úsek o délce 1 m. Je třeba tedy zjistit roznos vnitřních sil na běžný metr v podélném směru.

Zatížení a jeho roznos konstrukcí jsou zřejmé z obrázku:



Vnitřní síly v patním průřezu (návrhové hodnoty):

$$N_{Sd} = 8 * (-423,9) / 7,6 = -446,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd} = 1066,2 / 1,165 = 915,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1066,2 * 0,72 / 1,165 = 658,9 \text{ kNm/m}$$

POSOUZENÍ PROGRAMEM NEXIS CONCRETE SECTION:

Section -

N=-446.20, Vy=0.00, Vz=915.20, Mx=0.00, My=-658.90, Mz=0.00

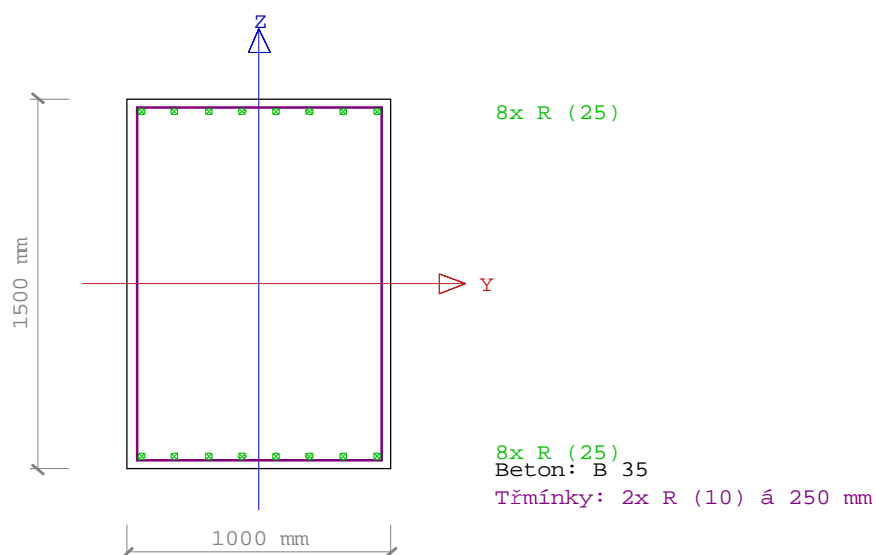
Posouzení dle ČSN 731201-86

Tabulka shrnutí

Položka	Posudek
Maximální napětí v betonu:	-1.08 : -3.72 MPa
Maximální napětí v tažené výztuži:	3.38 : 71.06 MPa
Maximální napětí v tlačené výztuži:	-0.92 : -19.23 MPa

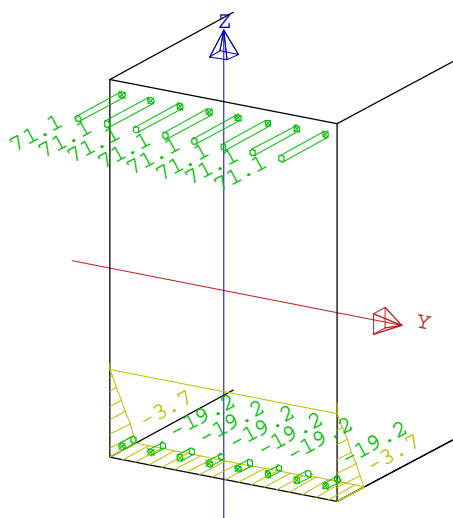
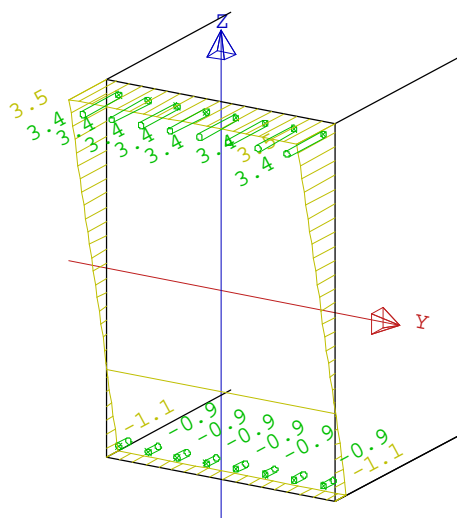
Výsledky stupně vyztužení

Kombi Stav	mis min [%]	mis max [%]	mis lo [%]	min up [%]	res.mis [%]	res.max [%]
CU	0.05	3.00	0.26	0.26	0.52	4.00



Přetvoření [*1e-4]

Napětí [MPa]



Posouzení průřezu - metoda mezních přetvoření

Kombi Stav	Gamma u	N/N(r) [kN]	My/My(r) [kNm]	Mz/Mz(r) [kNm]	eps cc /1e+4	sigma cc [MPa]	eps sc /1e+4	sigma sc [MPa]	eps st /1e+4	sigma st [MPa]	posudek
CU	1.00	-446.20 -446.20	-658.90 -658.90	0.00 0.00	-1.08	-3.72	-0.92	-19.23	3.38	71.06	vyhovuje

Posouzení smyku dle ČSN 731201-86, článku 5.3.2.2 bodu 1-2) normy

Kombi Stav	Qd [kN]	st [mm]	st max [mm]	dss [mm]	dss min [mm]	ss [mm]	ss lim [mm]	2.5*Qbu [kN]	miss [1e4]	miss min [1e4]
CU	915.20	930.00	450.00	10.00	4.94	250.00	400.00	1625.00	6.28	7.22

Posouzení železobetonového průřezu ČSN 731201-86

Kombi Stav	Stupeň vyztuž.	Excentricita	Posudek N+My+Mz	Posudek Vz	Průřez
CU	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	nevyhovuje	nevyhovuje

Posouzení smyku bude provedeno podle ČSN EN 1992-1-1 metodou příhradové analogie, která je pro tento tvar konstrukce (blok nikoliv prut) vhodnější.

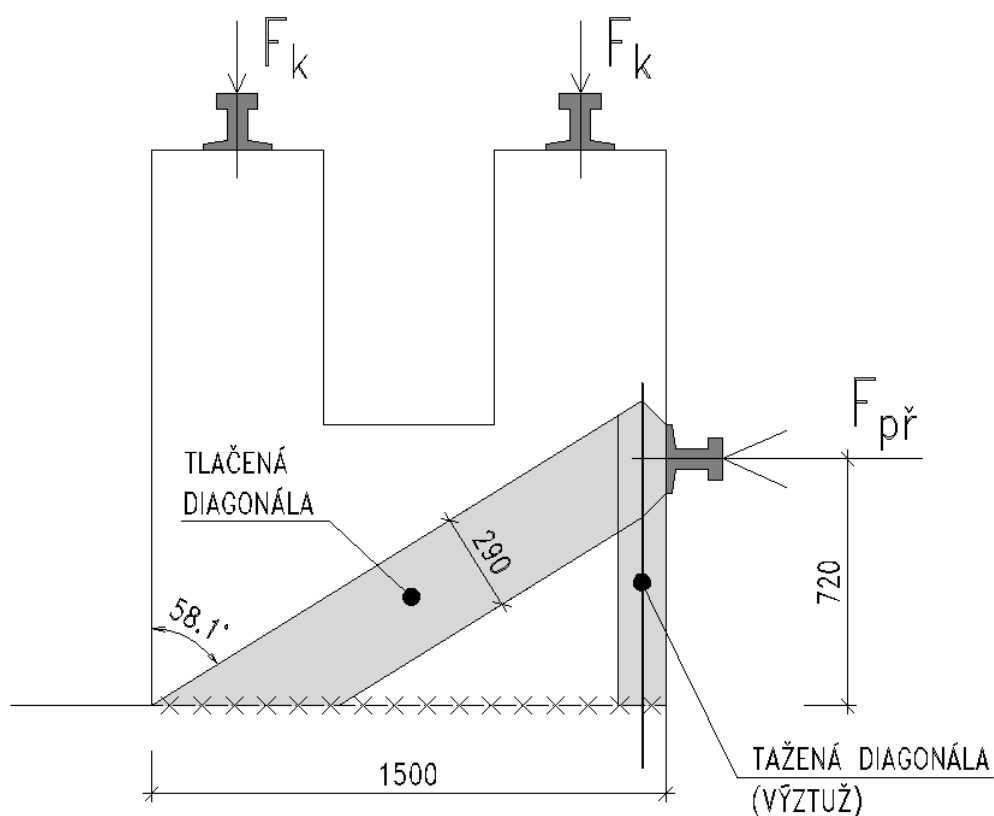


Schéma fungování metody příhradové analogie

**Posouzení smyku - spodní blok dráhy
(příhradová analogie)**

beton C30/37	$f_{ck} =$	30 MPa
$\gamma_c = 1.50$	$f_{cd} =$	20 MPa
výztuž R 10 505	$f_{yk} =$	490 MPa
$\gamma_s = 1.15$	$f_{yd} =$	426 MPa
tloušťka (výška průřezu)	$h =$	1.50 m
výška účinného průřezu	$d =$	1.430 m

Jeřábová kolejnice	JKL120	
výška kolejnice	$h_k =$	167 mm
šířka paty	$b_k =$	200 mm
šířka hlavy	$b_{hl} =$	120 mm

Roznos pod kolejnicí od vodorovného zatížení

Horní plocha pod kolejnicí	$A_{c0} =$	0.067 m ²	
Napětí pod kolejnicí	$\sigma_{c,0} =$	15.961 MPa	
Roznos pod úhlem 45° do hloubky:		0.070 m	teoretický počátek diagonály
roznášecí délka (ve směru kolejnice)		0.474 m	
Kolový tlak-návrhový	$V_{n,d} =$	1066.2 kN	
Smyková síla ve střednici	$V_{Ed} =$	2249.4 kN/m	na běžný metr ve směru kolejnice

Příhradová analogie:

rameno vnitř.sil (přibližně)	$z = 0.9 \cdot d =$	1.287 m	
tlačená diagonála	sklon $\cotg Q = 0.622$	$\Theta =$	58.1 ° 1.014357 rad
šířka diagonály	$b_{diag} =$	0.290 m	
tlak.síla v diagonále	$N_{diag,Ed} =$	2649.0 kN/m	
napětí	$\sigma_{c,d} =$	9.13 MPa	
únosnost diagonály	$N_{Rd} = A_{diag} \cdot \sigma_{Rd,max} =$	3062.4 kN/m	> 2649.0 kN/m
	$\sigma_{Rd,max} = v_1 \cdot v_2 \cdot f_{cd} =$	10.56 MPa	Vyhovuje.
	$v_1 = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) =$	0.528	
	$v_2 =$	1.00	

Tažená příhrada (tažená ohybová výztuž)

krytí (k třmínkům)	c =	50 mm		
výztuž	n	D (mm)	poloha z	A _{s,i} (mm ²)
tažená	8	25	0.073	3927

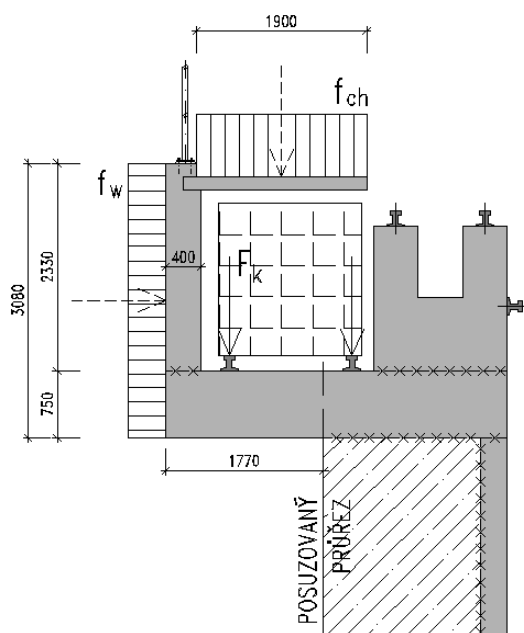
tahová síla	$N_{t,Ed} = V_{Ed} \cdot \cotg \Theta =$	1399.1 kN/m	
	$\sigma_{t,d} =$	356.3 MPa	< 426.1 MPa = f_{yd} Vyhovuje.

3.3.5 Posouzení ŽB průřezu konzoly levého úložného prahu

Levý úložný práh je na levé straně vykonzolován na délku 1,77 m.

Výška úložného prahu je 0,75 m.

V podélném směru dráhy úložný práh působí jako deska, posouzen tedy bude nejvíce namáhaný úsek o šířce 1 m. Je třeba tedy zjistit roznos vnitřních sil na běžný metr v podélném směru.



Roznos kolových tlaků od protizávaží metodou vzdorující šířky (dle ČSN 73 6206):

Vzdorující šířka $b = b_1 + 2/3 \cdot x = 1,78 \text{ m}$

Vzdálenost působíště od průřezu (platí pro konzolu) $x = 1,05 \text{ m}$

$b_1 = 2 \cdot 0,75/2 + 2 \cdot 0,167 = 1,084 \text{ m}$

... roznášecí šířka na střednici desky pod $45^\circ + 2x$ výška kolejnice

Roznesené zatížení od kolového tlaku protizávaží $f = 250,8 / 1,78 = 140,9 \text{ kN/m}$

Výpočet vnitřních sil:

Popis zatížení	Směr působení	Charakteristická hodnota zat.	Výslednice zat. (kN/m)	γ_F	Rameno výsl. (m)	Návrhové hodnoty		
						Nd (kN/m)	Vz,d (kN/m)	My,d (kNm/m)
VI. tíha konzoly úlož. prahu	svislé	25 kN/m ³	33.2	1.35	0.885		44.8	39.7
VI. tíha boční zdi se schodištěm	svislé	25 kN/m ³	23.3	1.35	1.57		31.5	49.4
VI. tíha schodiště	svislé	25 kN/m ³	9.5	1.35	0.42		12.8	5.4
Nahod. zatížení schodiště	svislé	5 kN/m ²	9.5	1.50	0.42		14.3	6.0
Kolový tlak od protizávaží	svislé	250.8 kN	140.9	1.35	1.05		190.2	199.7
Větr na boční zeď	vodorovné	2.4 kN/m ²	7.4	1.50	1.16	11.1		12.9
S						11.1	293.5	313.0

POSOUZENÍ PROGRAMEM NEXIS CONCRETE SECTION:

Section - N=11.10, Vy=0.00, Vz=293.50, Mx=0.00, My=-313.00, Mz=0.00

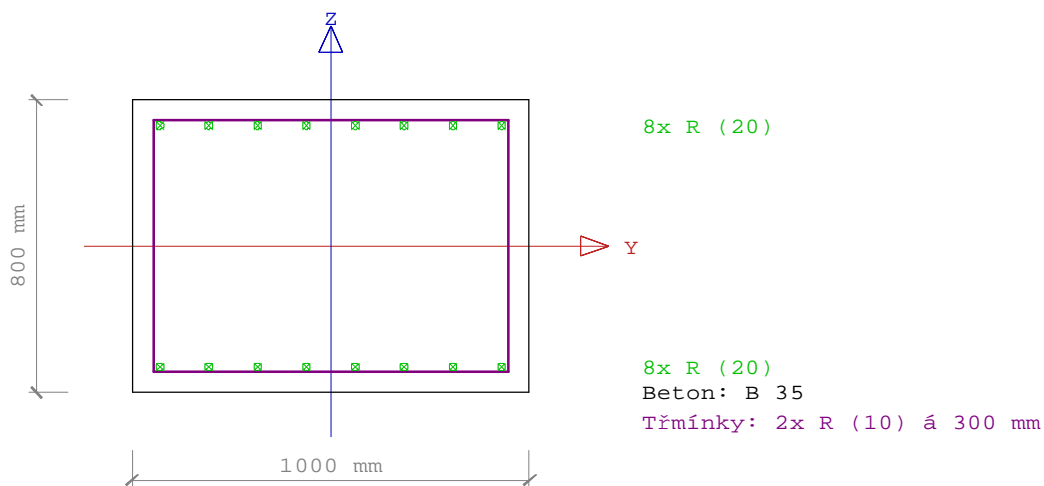
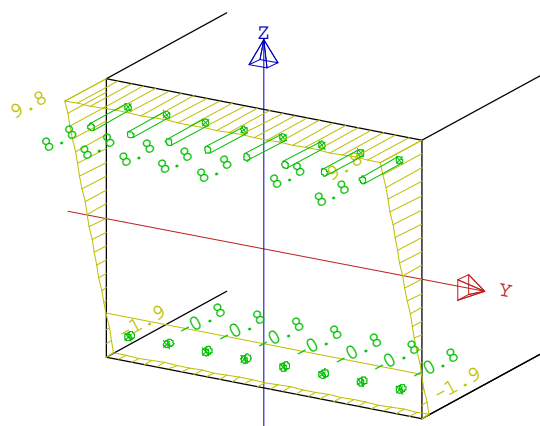
Posouzení dle ČSN 731201-86

Tabulka shrnutí

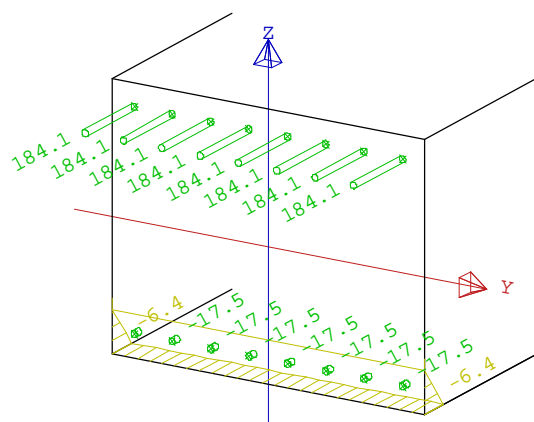
Položka	Posudek
Maximální napětí v betonu:	-1.85 : -6.40 MPa
Maximální napětí v tažené výztuži:	8.77 : 184.12 MPa
Maximální napětí v tláčené výztuži:	-0.84 : -17.55 MPa

Výsledky stupně vyztužení

Kombi Stav	mis min [%]	mis max [%]	mis lo [%]	min up [%]	res.mis [%]	res.max [%]
CU	0.06	3.00	0.31	0.31	0.63	4.00

Přetvoření [$\cdot 10^{-4}$]

Napětí [MPa]



Posouzení průřezu - metoda mezních přetvoření

Kombi Stav	Gamma u	N/N(r) [kN]	My/My(r) [kNm]	Mz/Mz(r) [kNm]	eps cc /1e+4	sigma cc [MPa]	eps sc /1e+4	sigma sc [MPa]	eps st /1e+4	sigma st [MPa]	posudek
CU	1.00	11.10 11.10	-313.00 -313.00	0.00 0.00	-1.85	-6.40	-0.84	-17.55	8.77	184.12	vyhovuje

Posouzení smyku dle ČSN 731201-86, článku 5.3.2.2 bodu 1-2) normy

Kombi Stav	Qd [kN]	Qbu [kN]
CU	293.50	346.67

Posouzení železobetonového průřezu ČSN 731201-86

Kombi Stav	Stupeň vyztuž.	Excentricita	Posudek N+My+Mz	Posudek Vz	Průřez
CU	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje	vyhovuje

4 ZÁVĚR

4.1 STATICKÉ PROVĚŘENÍ VHODNÝCH VARIANT

Varianty C.1 a C.2, jejichž prostorové uspořádání je vhodné z hlediska navržené strojní technologie, byly staticky prověřeny v rozhodujících průřezech a oblastech. Cílem bylo zjistit proveditelnost jednotlivých variant, zevrubně prověřit dimenze konstrukcí drah a nalézt problematická místa konstrukcí pro jednotlivé varianty.

Jedním z problematických míst konstrukce je příčné vedení pojezdu zdvihadla, které je umístěno z boku pojezdové dráhy a které může dráhu zatěžovat značnou vodorovnou silou soustředěnou do kolového tlaku. Z tohoto důvodu na základě provedených výpočtů doporučuji opatřit příčné vedení alespoň dvoukolovým podvozkem pro lepší roznos zatížení. Kromě toho ve variantě C.1 tyto vodorovné síly vyvolávají nutnost tahového a smykového kotvení ocelové konstrukce dráhy k železobetonovému úložnému prahu.

Zavěrem lze konstatovat, že obě posuzované varianty drah (C.1 a C.2) jsou ze statického hlediska proveditelné.

4.2 POROVNÁNÍ VARIANT A VÝBĚR VÝSLEDNÉ VARIANTY

Na základě postupových jednání se zpracovateli strojní technologie lodního zdvihadla a po upřesnění koncepce strojní technologie se ukázaly jako vhodné pouze **varianty C.1 a C.2**, které vyhověly požadavkům na prostorové uspořádání pojezdových drah a drah protizávaží.

Varianty C.1 a C.2 jsou koncipovány tak, že dvojice protizávaží (každé o hmotnosti 541t) pojíždí po úložných prazích vně drah pro pojezd zdvihadla (každá dráha s dvojicí kolejnic se nachází na jedné straně koryta). Na bocích koryta je umístěno příčné vedení lodního zdvihadla.

Dále byla porovnávána technologická náročnost konstrukce dráhy, stavební náklady a nároky na údržbu během provozu, na čemž závisí ekonomické posouzení zbývajících variant.

Výslednou variantou je varianta C.2 - varianta s železobetonovou konstrukcí pojezdové dráhy , která se ve všech zmíněných ukazatelích jeví jako výhodnější.

V Praze 27.09.2010

Ing. Petr Dupač