Duševní a průmyslové vlastnictví

PIS PECHAL, s.r.o.

Veškerá práva vyhrazena
Postoupiti třetím osobám není dovoleno

Výškový systém: Bpv
Souřadnicový systém: S – JTSK

ZMĚNA		DATUM		PROVEDL		PODPIS	

HIP	ZOD. PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLOVAL
ING. MIROSLAV LOUČKA	ING. VOJTĚCH KONEČNÝ	ING. VOJTĚCH KONEČNÝ	ING. MIROSLAV LOUČKA

PIS PECHAL, s.r.o.
Projektové a inženýrské služby
602 00 BRNO, Lidická 42
tel: 731 482 865, 513 030 460, e-mail: pis@pechal.cz

OBJEDNATEL: Město Český Těšín

STAVBA: Most přes potok Hrabinka na ul. Lipová, ev.č. 5b-M2

DATUM	ČERVEN 2024	KRAJ	MORAVSKOSLEZSKÝ
STUPEŇ	DUSP/PDPS	OKRES	KARVINÁ
ČÍS.ZAK.	P24009	OBEC	ČESKÝ TĚŠÍN

ČÁST: D. STAVEBNÍ ČÁST

OBJEKT: SO 201 – REKONSTRUKCE MOSTU

PŘÍLOHA: STATICKÝ VÝPOČET

MĚŘÍTKO	FORMÁT A4
ČÍS.PŘÍLOHY: 11	ČÍS.PARÉ

Obsah statického výpočtu:

1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU 4

1.1 STAVBA 4
1.2 INVESTOR, OBJEDNATEL 4
1.3 PROJEKTANT 4
1.4 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ 4
1.5 CHARAKTER PŘEKÁŽKY A PŘEVÁDĚNÉ KOMUNIKACE 5
1.6 PODKLADY PRO ZPRACOVÁNÍ DOKUMENTACE 6
1.7 STÁVAJÍCÍ STAV – ZDŮVODNĚNÍ STAVBY 6
1.8 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY 6
1.9 PROSTOROVÉ URČENÍ OBJEKTU 7
1.10 TECHNICKÉ ŘEŠENÍ MOSTU 7
1.10.1 Zemní práce 7
1.10.2 Pilotové založení 7
1.10.3 Spodní stavba 8
1.10.4 Nosná konstrukce mostu 9
Hlavní nosník 9
Nosný podklad vozovkových a chodníkových vrstev 10
Ložiska 10
Výroba nosné OK 10
Montáž nosné OK 11
1.10.5 Mostní závěry 12
1.10.6 Použitý materiál OK 12
1.11 ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY 12
1.12 TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY MOSTU 12

2 PŘEHLEDNÉ VÝKRESY MOSTU 14

3 VÝPOČTOVÝ MODEL 18

4 ZATÍŽENÍ 19

4.1 STÁLÉ ZATÍŽENÍ - G 19
4.1.1 Vlastní tíha OK, ŽB desek, říms 19
4.1.2 Vozovka, pochůzná izolace 19
4.1.3 Zábradlí 19
4.1.4 Smrštění 19
4.1.5 Nerovnoměrný pokles opěr 20
4.2 PROMĚNNÉ ZATÍŽENÍ - Q 20
4.2.1 Zatížení silniční dopravou 20
4.2.2 Vítr 25
4.2.3 Teplota 25
4.3 KOMBINACE ZATÍŽENÍ 26
4.3.1 Mezní stav únosnosti 26
4.3.2 Mezní stav použitelnosti 27
4.3.3 Hodnoty kombinačních součinitelů 27

5 ŽB DESKA MOSTOVKY 28

5.1 ZATÍŽENÍ 28
5.2 VNITŘNÍ SÍLY 28
5.3 DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE NA OHYB 28
5.4 DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE NA SMYK 29
5.5 ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ 29
5.6 POSOUZENÍ Z HLEDISKA 2.MS 30
5.6.1 Omezení napětí 30
5.6.2 Omezení trhlin 30

6 ŽB DESKA CHODNÍKU 31

6.1 ZATÍŽENÍ 31

6.2 VNITŘNÍ SÍLY 31
6.3 DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE NA OHYB 31
6.4 DIMENZOVÁNÍ VÝZTUŽE NA SMYK 32
6.5 ROZDĚLOVACÍ VÝZTUŽ 33
6.6 POSOUZENÍ Z HLEDISKA 2.MS 33
6.6.1 Omezení napětí 33
6.6.2 Omezení trhlin 33

7 PŘÍČNÍKY 34

7.1 BĚŽNÝ SPŘAŽENÝ PŘÍČNÍK 34
7.1.1 Spolupůsobící šířka desky 34
7.1.2 Vnitřní síly 34
7.1.3 Posouzení napětí dle 1. a 2. MS 35
7.1.4 Únosnost příčníku na smyk 39
7.1.5 Posouzení spřažení 39
7.1.6 Posouzení klopení při betonáži – montážní stav 40
7.1.7 Posouzení na únavu 41
7.2 PŘÍČNÍK V MÍSTĚ OPĚRY 42
7.2.1 Spolupůsobící šířka desky 42
7.2.2 Vnitřní síly 42
7.2.3 Posouzení napětí dle 1.a 2. MS 43
7.2.4 Únosnost příčníku na smyk 46
7.2.5 Posouzení spřažení 46
7.2.6 Posouzení příčníku při výměně ložisek 48
7.2.7 Výztuhy opěrového příčníku 48
7.3 CHODNÍKOVÁ KONZOLA 49
7.3.1 Zatížení 49
7.3.2 Vnitřní síly 49
7.3.3 Posouzení na ohyb s klopením 49
7.3.4 Únosnost chodníkové konzoly na smyk 50
7.3.5 Srovnávací napětí 50

8 HLAVNÍ NOSNÍKY 51

8.1 VNITŘNÍ SÍLY 51
8.2 POSOUZENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V DP 52
8.3 POSOUZENÍ NORMÁLOVÝCH NAPĚTÍ V HP 53
8.4 POSOUZENÍ NA SMYK U OPĚRY 53
8.5 POSOUZENÍ PŘÍČNÝCH VÝZTUH STĚNY 54
8.5.1 Posouzení z hlediska tuhosti 54
8.5.2 Posouzení z hlediska pevnosti 55
8.6 POSOUZENÍ PODPOROVÝCH VÝZTUH 55
8.7 POSOUZENÍ NA ÚNAVU 56
8.8 PRŮHYBY A NADVÝŠENÍ 56

9 DILATACE – MOSTNÍ ZÁVĚRY 57

9.1 DILATACE OD TEPLOTY 57
9.2 DILATACE OD PRŮHYBU 57
9.3 DILATACE OD SMRŠTĚNÍ ŽB DESKY 57
9.4 DILATACE OD VODOROVNÉHO POSUNU OPĚR 58
9.5 CELKOVÁ DILATACE, NÁVRH MZ 58

10 STATICKÝ VÝPOČET SPODNÍ STAVBY 59

10.1 PARAMETRY ZEMINY 59
10.2 ZATÍŽENÍ NA KŘÍDLO 59
10.2.1 Zatížení zemním tlakem 59
10.2.2 Přitížení za opěrou 59
10.3 POSOUZENÍ NA OHYB 60

11 LOŽISKA 61

11.1 ZATÍŽENÍ LOŽISEK 61

13 SEZNAM LITERATURY 63

STATICKÝ POSUDEK – ČÁST ZALOŽENÍ str. 64 - 101

1 TECHNICKÁ ZPRÁVA KE STATICKÉMU VÝPOČTU

1.1 Stavba

Název stavby:	Most přes potok Hrabinka na ul. Lipová, ev.č.5b-M2
Místo stavby:	Český Těšín, ul. Lipová
Kraj:	Moravskoslezský
Obec:	Český Těšín
Katastrální území:	Český Těšín (623164)
Charakter stavby:	Rekonstrukce
Stupeň dokumentace:	DUSP (Dokumentace pro společné povolení)

1.2 Investor, objednatel

Objednatel:	Město Český Těšín nám. ČSA 1/1, 737 01 Český Těšín IČ: 00297437
Zástupce:	Karel Kula, starosta města

1.3 Projektant

Projektant:	fa. PIS PECHAL, s.r.o Lidická 42, 602 00 Brno IČ: 02365952, DIČ: CZ02365952
Hlavní inženýr projektu (HIP):	Ing. Miroslav Loučka autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce a dopravní stavby ČKAIT 1006589
Zodpovědný projektant (ZP):	Ing. Vojtěch Konečný autorizovaný inženýr pro mosty a inženýrské konstrukce ČKAIT 1002664

1.4 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Předmětem akce je rekonstrukce mostu ev.č. 5b-M2 na ulici Lipová v obci Český Těšín. Most převádí místní komunikaci přes potok Hrabinka. Stávající most bude odstraněn a nahrazen novou konstrukcí.
Obsahem tohoto objektu je výstavba nového mostu ev.č. 5b-M2. Stávající most je ocelový provizorní most Bailey Bridge. Jeho rekonstrukce je nezbytná.

Charakteristika mostu:

Nový most bude situován na místě původního mostu. Nový most bude mít jedno pole o rozpětí 17,262 m. Hlavní nosnou konstrukci mostu budou tvořit dva plnostěnné ocelové svařované nosníky. Hlavní nosníky budou spojeny ocelovými příčníky, na něž bude vybetonována spřažená ocelobetonová deska mostovky. Most bude mít levostranný chodník šířky 3000 mm. Šířkově bude most uspořádán se dvěma jízdními pruhy o šířce pruhu 3,0 m (kategorie MO 8,5/6,5/50). Podélné a výškové proporce mostu jsou navrženy tak, aby dle ČSN 73 6201 – kap.12.2 byla splněna podmínka, kdy na délce 2/3 L_0 = 2×16000/3 = 10667 mm je rezerva ke Q_{100} min. 0,5m (L_0 – délka přemostění). Tato podmínka je splněna viz příl.č.03.
Nový mostní objekt bude mít dle ČSN 73 6200 tuto charakteristiku: most na pozemní komunikaci, přes vodní tok, o jednom poli, jednopodlažní, s železobet. mostovkou, nepohyblivý, trvalý, v přímé, kolmý, s normovou zatížitelností – skupina 1, ocelový, trámový.

Základní údaje:

Ev. č. mostu	: 5b-M2
Staničení	: nový most – km 0,048930
Délka mostu	: 24 900 m
Délka přemostění	: 16,00 m
Teoretické rozpětí	: 17,262 m
Délka NK	: 17,963 m
Šikmost	: 90°
Stavební výška	: 0,68 m
Světlá výška nad vozovkou	: neomezená
Světlá šířka	: 6,6 m (mezi obrubami)
Šířka chodníku	: 3,0 m
Užitná plocha	: 17,963 x (6,6 + 3,0) = 172,4 m^2
Zatížitelnost	: most je projektován na zatěžovací schéma LM1, LM2 a LM3 dle ČSN EN 1991-2; zatěžovací schéma LM3 je uvažováno modelem 900/150 tj. souprava o celkové hmotnosti 90 tun; dle ČSN 73 6222 je normální zatížitelnost 32 t, výhradní 80 tun a vyjímečná 180 tun

1.5 Charakter překážky a převáděné komunikace

Stavba je situována v intravilánu města Český Těšín. Překračovanou překážkou je vodní tok Hrabinka. Podélné a výškové proporce mostu jsou navrženy tak, aby dle ČSN 73 6201 – kap.12.2 byla splněna podmínka, kdy na délce 2/3 L_0 = 2×16000/3 = 10667 mm je rezerva ke Q_{100} min. 0,5 m.
Převáděná místní komunikace je na mostě směrově v oblouku R=300 m. Nově navržená niveleta je ve vrcholovém zakružovacím oblouku o poloměru R = 450 m. Šířkově se jedná o uspořádání pro silnici MO 7,5/50 s levostranným chodníkem na mostě o šířce 3,0 m.

1.6 Podklady pro zpracování dokumentace

- Rešeršní zpráva - IG – BALUN geo, s.r.o. (02/2024)
- Geodetické zaměření – Aditis, s.r.o. (02/2024)
- Q_{100} – Povodí Odry, s.p. (01/2024)

1.7 STÁVAJÍCÍ STAV – ZDŮVODNĚNÍ STAVBY

Stávajícím mostem je ocelový provizorní most Bailey Bridge. Jedná se o ocelovou příhradovou konstrukci, o jednom poli. S ohledem na stavební stav mostu a stanovenou zatížitelnost proběhne jeho demolice a výstavba mostu nového.

1.8 GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Terén zájmového území je mírně členitý a svažitý v celkovém sklonu směrem k vodnímu toku potoka Hrabinka. Terén posuzované lokality je dále do jisté míry upraven násypem tělesa komunikace. Z hlediska geomorfologického členění ČR spadá posuzovaná plocha do okrsku Hornožulkovská pahorkatina a podcelku Těšínská pahorkatina, které jsou součástí celku Podbeskydská pahorkatina a oblasti Západobeskydské podhůří. Výška terénu přímo v blízkosti mostního objektu se pohybuje v rozmezí 280,5 až 280,8 m n. m. Z geomorfologického hlediska je terén posuzované lokality mírně zvlněný s nadmořskou výškou okolo 280 m n. m. Posuzované území je odvodňováno potokem Hrabinka, která je levostranným přítokem řeky Olše. Těšínská pahorkatina má členitý erozně-denudační reliéf
složený z méně odolných flyšových hornin podslezské a slezské jednotky. Jedná se o soustavu táhlých plochých hřbetů, které se vypínají nad úroveň sousední Ostravské pánve. Jsou navzájem odděleny mělkými údolími přítoků Lučiny, Stonávky, Chotěbuzky a Ropičanky.

Geologické podloží předkvartérního stáří je v posuzované oblasti tvořeno především
marinními zpevněnými sedimenty flyšového pásma slezské jednotky v podobě jílovce a pískovce křídového stáří. Dané skalní podloží v podobě jílovce bylo zastižené v případě všech archivních sond v hloubce v rozmezí 5,1 až 7,3 m p. t., resp. v úrovni 275,4 m n. m. až 286,4 m n. m. V případě archivních sond s označením J-1 a J-2 byla zastižena zcela zvětralá až silně zvětralá skalní hornina třídy R5 a hlouběji se jednalo o silně zvětralou a zvětralou skalní horninu třídy R4. V případě archivní sondy s označením VV-1 byla zastižena navětralá skalní hornina a hlouběji se jednalo o střídání navětralé a téměř zdravé skalní horniny třídy R4 a R3. Kvartérní vrstvy v zájmové oblasti tvoří zejména holocenní a pleistocenní nezpevněné nivní fluviální nečlenné sedimenty a sedimenty vodních nádrží v podobě hlíny, písku a štěrku. V rámci archivních sond byly zastiženy ve svrchních polohách výhradně jemnozrnné zeminy v podobě jílovitoprachové hlíny, jílu s nízkou a střední plasticitou a písčitého jílu v hloubce v rozmezí 0,8 až 1,7 m pod stávajícím terénem, resp. v úrovni 278,8 m n. m. až 292,9 m n. m. Konzistence těchto jemnozrnných zemin byla stanovena jako měkká až kašovitá, měkká a pevná. Pod jemnozrnnou vrstvou byl zastižen zajílovaný štěrk se střední ulehlostí (resp. měkkou až tuhou

a tuhou konzistencí výplně). Zajílovaný štěrk byl zastižen pouze v archivních sondách s označením J-1 a J-2 v hloubce v rozmezí 3,0 až 3,2 m p. t., resp. v úrovni 277,8 m n. m. až 277,3 m n. m. V místech archivní sond s označením VV-1 byl zastižen slabě zahliněný štěrk od úrovně 3,0 m p. t., resp. od úrovně 290,7 m n. m. V archivní sondě s označením VV-1 byla dále v hloubce 5,0 m p. t., resp. v úrovni 288,7 m n. m. zastižena metr a půl mocná vrstva slabě zahliněného jemného písku se štěrky. Index ulehlosti slabě zahliněného štěrku a slabě zahliněné písku byl stanoven výhradně jako ulehlý. Kvartérní pokryv vytváří v případě všech archivních sond v nejsvrchnější vrstvě nesoudržná a nehomogenní navážka do hloubky v rozmezí 0,8 až 1,7 m p. t. Vrstva antropogenních násypů může nepříznivě ovlivňovat způsob založení projektovaného objektu, v případě, že by byly zastižen místy i větší mocnosti.

1.9 Prostorové určení objektu

Polohové určení nosné konstrukce nového mostu je dáno umístěním spodní stavby. Vytýčení pilot i opěr bude provedeno v souřadném systému S-JTSK a výškovém systému Bpv – viz příloha č. *05 - Vytyčovací výkres.*

1.10 Technické řešení mostu

1.10.1 Zemní práce

Nová opěra bude podporována vrtanými pilotami v počtu 9ks/opěra. Vrtání pilot bude prováděno po odstranění opěr stávajících a po zasypání výkopu vhodným materiálem do takové výškově úrovně, ze které bude možno vrtané piloty realizovat. Před výkopem a odstraněním opěr je třeba provést zatrubnění potoka a zamezit tak přítokům do stavební jámy.

Svahy výkopu budou provedeny ve sklonu 1:1. Po realizaci opěr včetně drenáží se bude provádět zpětný zásyp z vhodného materiálu. Hutnění zpětného zásypu po vrstvách max. výšky 0,20 m, I_D = 0,8 – 0,9, D = 100% PS. Za rubem závěrné zídky bude zřízen betonový přechodový klín.

V poslední fázi se provede svahování kuželů a úpravy pod mostem.

1.10.2 Pilotové založení

Piloty budou vrtány rotačně-náběrovou technologií svrchu a paženy na celou délku pilot. Piloty mají průměr 900mm a délky 8,0 m. Po dovrtání a to zejména, bude-li vrtáno šnekem (spirálem), je třeba počítat s vyčištěním paty vrtu čistící šapou s rovným dnem. **V případě zastižení výrazně odlišného geologického profilu je třeba ihned uvědomit projektanta, který navrhne další řešení.**

Pořadí vrtání pilot bude v souladu s TKP kap. 16.3.5.1. Pořadí provádění pilot se musí volit tak, aby nebyly poškozeny sousední již provedené piloty. Piloty se budou vrtat vždy přes jednu pilotu. Mezilehlou pilotu je možné dodělat až následující pracovní den.

Výztuž pilot 16R22 po celé délce piloty se spirálou R8 se stoupáním 150mm, krytí 100mm. Přesah 1000mm nad hlavu piloty.

Min. krytí výztuže a její poloha bude zajištěna distančními prvky z nevodivého materiálu.

Veškerá betonářská výztuž vystupující z pracovních spár, která nebude zabetonována do 8 týdnů, se ochrání po zabetonování v celé vystupující délce protikorozním nátěrem (výztuž pilot). Výztuž vystupující z pracovních spár musí být před prováděním další části řádně očištěna tak, aby byla zajištěna předepsaná soudržnost vložek s betonem.

Betonáž pilot betonem C30/37 XC2, XA1 (CZ) Cl 0,2 Dmax 22, S4 se zpracovatelností danou sednutím kužele dle Abramse min. 180 mm a s min. obsahem cementu 375 kg/m^3 a to přesto, že bude zřejmě betonováno do suchých vrtů. V tom případě se použije betonážní (usměrňovací) roura, která zajistí tok betonu svisle na dno vrtu, resp. na stoupající povrch betonu. **V nežádoucím případě zvodněných vrtů bude nutné použít sypákové roury pro betonáž metodou Contractor.** Hlavy pilot opěr budou přebetonovány minimálně o 0,5 m. Při realizaci základů bude přebetonování ubouráno a hlavy pilot budou začištěny.

Betonářská výztuž pilot je z oceli B500B. Betonová směs musí splňovat požadavky TKP 16 kpt – Pilotové a podzemní stěny. Složení betonu a jeho konzistence musí odpovídat požadavkům ČSN EN 1536 - Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty.

Zpracovatelnost betonové směsi bude ověřena zkouškou sednutí kužele. Zkoušky integrity budou provedeny na každé pilotě.

Typ pilot	Délka pilot [m]	Počet pilot [ks]	Hlava pilot [m n. m.]	Pata pilot [m n. m.]
OP1 – Piloty ϕ 900 mm	8,0	9	278,507	270,507
OP2 – Piloty ϕ 900 mm	8,0	9	278,716	270,716

Během vrtání pilot je nutno ověřit, zda zastižený geologický profil odpovídá předpokladům statického výpočtu. V případě zjištěných odlišností oproti předpokladům projekčního řešení pilot musí stavba zajistit statický přepočet pilot a případně, na základě rozhodnutí projektanta, upravit její délku.

Provádění pilot bude probíhat dle ČSN EN 1536+A1: Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty, resp. TKP 16: Piloty a podzemní stěny.

1.10.3 Spodní stavba

Spodní stavba je tvořena dvěma železobetonovými opěrami se zavěšenými křídly.
Opěry jsou tvořeny dříkem tloušťky 1,925 m (kolmý rozměr) a výšky cca 2,2 m. Na základové spáře je proveden podkladní beton C12/15 tl. 0,15 m. Dříky opěr jsou provedeny z betonu C30/37-XF3. Na dřík navazuje úložný práh z betonu C30/37–XF3. Úložný práh je výšky 0,80 m. Úložný práh je vyspádován směrem k závěrné zídce, kde je uložen odvodňovací žlab, který je zakončen pomocí trubky 1/2 PE 100. Žlábek je ošetřen nátěrem $1\times N_p + 3\times N_a$. Tloušťka závěrné zídky je 500 mm (kolmý rozměr), výška cca 0,9 m. Závěrná zídka je navržena z betonu C30/37-XF3. Na závěrné zídce v místě pod vozovkou je uložena přechodová deska v tloušťce 250 mm. Beton přechod. desky je C25/30–XF1. Pod deskou je podkladní beton C12/15 v tl. 150 mm.

NK je na opěrách uložena prostřednictvím hrncových ložisek. Ložiska jsou umístěna na podložiskových blocích o rozměrech 700 x 800 mm z betonu C35/45-XF3.

Všechny hrany opěr a křídel budou opatřeny zkosením 20/20 mm, pokud není v dokumentaci uvedeno jinak. Povrchová úprava ploch dle TKP:

Aa – všechny neviditelné plochy

Povrch viditelných betonových ploch bude strukturován (např. vložením fólie se strukturou prolisů či prken do bednění).

Rub opěr je odvodněn drenáží z trubek PVC, za rubem je proveden obsyp z nenamrzavého materiálu (štěrkopísek) a těsnící folie svádějící vodu k drenáži. Drenážní trubka je uložena v mezerovitém betonu. Voda z rubové drenáže bude vyústěna skrze opěru a vyvedena na terén (resp. lze drenáž vyústit jednostranně skrz křídlo). Povrch betonů ve styku se zeminou se natře 1× NP + 2 × NA.

Geodetické sledování spodní stavby bude prováděno v těchto fázích:

- po betonáži dříku opěr včetně úložného prahu
- 14 dní po osazeni NK mostu
- 7 dní po dokončení opěr
- před uvedením do provozu

1.10.4 Nosná konstrukce mostu

Jedná se o ocelový trámový most s parapetními hlavními nosníky se spřaženou ocelobetonovou mostovkou a levostranným chodníkem. Přes most je převáděna místní komunikace MO 7,5/50. Niveleta komunikace je na mostě ve výškovém zakružovacím oblouku o poloměru R = 450 m. Volná šířka vozovky mezi zvýšenými obrubami je 6,6 m, volná šířka chodníku na mostě je 3,0 m. Vozovka má střechovitý příčný sklon 2,5%. Chodník je navržen s příčným spádem 2,0% směrem k odvodňovačům. Podélný spád mostu je realizován v ocelové konstrukci mostu s vyrovnáním v ŽB desce mostovky. Půdorys, podélný řez a příčné řezy viz přílohy č. 02, 03, 04.

Hlavní nosník

Základním nosným prvkem je dvojice plnostěnných svařovaných trámů tvaru I proměnné výšky. Maximální výška uprostřed rozpětí je 1900 mm, výška v osách uložení je 1400 mm. Šířka pásnic je 400 mm. V místě opěry jsou pásnice rozšířeny na 800 mm z důvodů uložení na ložiska. Tloušťka pásnic je 40 mm. Tloušťka stěny trámu je 14 mm. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 8050 mm. Teoretické rozpětí hlavních nosníků je 17262 mm. Celková délka ocelové konstrukce je 17963 mm.

Předpokládá se, že HN budou vyrobeny vcelku bez montážního styku. Pro nosnou konstrukci mostu je použit materiál S355J2+N dle ČSN 10025-1,2. Pro zbylé nenosné části mostu je použit materiál S235J2 dle ČSN EN 10025-1,2.

V místě příčníků je stěna trámu vyztužena příčnými výztuhami. Osová vzdálenost příčníků je 1570 mm. Příčníky jsou k hlavním nosníkům připojeny pomocí svařovaného montážního styku. Zvedání mostu při výměně ložisek předpokládáme v místě opěry pod koncovými příčníky. Za tímto účelem jsou na příčníku umístěny výztuhy a koncové příčníky jsou zesíleny.

Nadvýšení trámů bude provedeno pomocí jejich plynulého tvaru. V nadvýšení je zahrnuta hodnota průhybu od stálého zatížení a 1/4 nahodilého zatížení od dopravy.

Nosný podklad vozovkových a chodníkových vrstev

Nosnou konstrukci mostovky tvoří svařované ocelové příčníky profilu I - stěna tl. 12 mm, horní pásnice P14×180 mm, dolní pásnice P20×200 mm. Výška příčníku je proměnná tak, aby kopírovala průběh povrchu vozovky a římsy na mostě. Horní pásnice je zapuštěna do ŽB desky. V ose komunikace je výška příčníku 390 mm (vzdálenost od dolního líce DP po dolní líc HP příčníku).
Hlavními nosnými prvky chodníků jsou ocelové konzoly profilu I - stěna tl. 10 mm, horní i dolní pásnice P14×200 mm. Materiál příčníků i chodníkových konzol je jakosti S355J2+N. Montážní přípoje příčníků k hlavním nosníkům jsou navrženy svařované. Podélná rozteč příčníků i chodníkových konzol je 1570 mm.
V místě opěr jsou hlavní nosníky propojeny zesíleným koncovým příčníkem. Stěna v krajní části příčníku je z plechu tl. 25 mm, střední část pak z plechu tl. 14 mm, horní a dolní pásnice jsou průřezu P25×275.
Nosným podkladem mostního svršku je železobetonová deska tl. 200 mm z betonu C30/37-XF2, XD1. V místě chodníku je to železobet. deska tl. 170 mm rovněž z betonu C30/37-XF2, XD1. ŽB desky jsou vyztuženy betonářskou výztuží B500B (10 505 - R). Bednění pro ŽB desku je nutno přirazit ze spodu horní pásnice příčníků i chodníkových konzol. Příčníky a ŽB deska jsou ve vozovkové části vzájemně spřaženy a spolu tvoří hlavní nosný prvek mostovky. Spřažení je realizováno pomocí spřahovací lišty z P12×80 mm, která je perforována otvory ϕ30 mm a přivařena k horní pásnici příčníků koutovým oboustranným svarem. Danými otvory bude protažena dolní hlavní nosná výztuž železobetonové desky. Horní plocha horní pásnice příčníku bude natřena pouze 50 mm od kraje pásnice. Zbylá část pásnice a spřahovací lišta natřeny nebudou.

Ložiska

Ocelová konstrukce mostu je uložena na podporách prostřednictvím hrncových ložisek ložisek. Na každé opěře jsou dvě ložiska – vždy pod hlavními nosníky. Pevné uložení v podélném směru je navrženo na opěře 1. Na této opěře jsou hlavní nosníky uloženy na pevném a příčně posuvném ložisku. Na opěře 2 jsou hlavní nosníky uloženy na podélně posuvném a všesměrném ložisku. Hrncová ložiska budou k nosné OK připevněna přes klínovou podložku, jež zajistí jejich vodorovné uložení do plastbetonu na úložné bloky.
Pro ložiska bude vypracována výrobní dokumentace podléhající investorskému schválení. Při podlití ložisek a jejich aktivaci je nutná přítomnost autorského dozoru.
Materiál nosných částí ložisek musí být dokladován dokumentem kontroly 3.1 dle ČSN EN 10204.

Výroba nosné OK

Ocelová konstrukce mostu bude provedena v třídě provedení **EXC3** dle ČSN EN 1090-2 (dříve výrobní skupina Aa dle ČSN 73 2601/2006). Pro výrobu ocelové konstrukce platí tyto základní normy a TP:

- ČSN EN 1090-2 Provádění ocelových a hliníkových konstrukcí –
  Část 2: Technické požadavky na ocelové konstrukce
- ČSN 73 2603 Ocelové mostní konstrukce - Doplňující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
- Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací, Kapitola 19A, Ocelové mosty a konstrukce

- ČSN EN ISO 5817 Svařování – Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním – Určování stupňů jakosti.
- ČSN EN ISO 3834-1 až ČSN EN ISO 3834-5 - Požadavky na jakost při tavném svařování kovových materiálů

Pro účely přejímky základního materiálu musí výrobce zajistit jeho odokujení.
Základním podkladem pro výrobu OK bude výrobní dokumentace ocelové konstrukce, která bude zhotovena na základě RDS daného objektu.
Dílenská přejímka je povinná a bude se konat s prostorovým sestavením OK na dílně.
V místech dílenských styků hlavních nosníků a koncových příčníků je předepsána kontrola svarů UT. Požaduje se, aby příčné dílenské a montážní svary vyhovovaly podmínkám jakosti UT SP2, kontrola ultrazvukem dle ČSN EN ISO 17640 (dříve ČSN EN 1714), třída zkoušení "B" s vyhodnocením výsledků podle ČSN EN 11666 (dříve ČSN EN 1712), stupeň přípustnosti "2". Kontrolu provede pracovník z kvalifikací podle ČSN EN 473.
Klasifikace jakosti všech nosných svarů je stanovena dle ČSN EN ISO 5817, ČSN EN 1990-2 a ČSN EN1993-1-9 – stupeň jakosti B.
Hrany dílenských styků zkoušených UT musejí vyhovovat zkoušce ultrazvukem podle ČSN EN 10 160 – třída E2, aby byla zajištěna homogenita materiálu na svarové hraně. Všechny příčné svary nosných prvků musejí být provedeny s výběhovými destičkami (tam, kde je to konstrukčně možné).
Všechny podélné a příčné svary krycích plechů hlavních nosníků budou kontrolovány kapilární metodou PT dle ČSN EN 571-1.
Nepřipouští se vady ve svarech z důvodů nekvalitního a nevhodného podkladu pro protikorozní ochranu OK. Jedná se zejména o zápaly, póry, nedovaření svarů u výztuh, nedokončení svarů apod. Tyto vady musí být odstraněny již pro dílenskou přejímku. Vnější hrany ocelové konstrukce musí být z důvodů aplikace PKO opracovány na R2.
Konkrétní podmínky pro výrobu konstrukce a způsobilost zhotovitele jsou stanoveny v TKP, kap. 19A, ČSN EN 1090-1, ČSN EN 1090-2 a ČSN 73 2603. Výrobce se musí prokázat ES certifikátem systému řízení výroby podle ČSN EN 1090-1, který je vydaný Notifikovanou osobou pro příslušnou požadovanou třídu provedení konstrukčních dílců.

Montáž nosné OK

Montáž mostu je navržena tak, že jednotlivé dílce nosné ocelové konstrukce budou smontovány přímo v mostním otvoru. Vzhledem k délce nosné konstrukce se jeví jako nejvýhodnější dovést HN na montáž vcelku (levý hlavní nosník včetně konzol zábradlí a římsového plechu). Do mostního otvoru budou tedy osazeny oba hlavní nosníky a poté budou mezi ně montážně vevařeny dílce jednotlivých příčníků.
Po provedení montáže OK musí být konstrukce zaměřena. Mezní úchylky konstrukce pro staveništní montáž jsou obsaženy v ČSN 73 2611 a TKP 19. Po provedení montážní prohlídky je možno zahájit betonáž spřažené desky mostovky a chodníku. Při betonáži bude OK podepřena pouze v osách koncových příčníků.
V místech montážních styků hlavních nosníků a podporových příčníků bude předepsána kontrola svarů UT. Požadavky na kontrolu svarů jsou uvedeny v předchozí kapitole. Vaření montážních svarů předpokládáme na keramickou podložku.
Montážní organizace se prokáže certifikátem procesu montáže prokazujícím splnění požadavků ČSN EN 1090-2 a ČSN 73 2603 Ocelové mostní konstrukce - Doplňující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky, vydaným akreditovaným certifikačním orgánem.

1.10.5 Mostní závěry

U obou opěr je navržen lamelový mostní závěr s dilatační schopností 80 mm. Mostní závěry budou osazeny do ŽB desky mostovky na jedné straně a závěrné zídky na straně druhé. Na stykových plochách mezi asfaltem a betonem a mezi betonem a ocelí bude pružná zálivka. Pro lamelový dilatační závěr bude vypracována výrobní dokumentace podléhající investorskému schválení. Při aktivaci MZ je nutná přítomnost autorského dozoru. Materiál nosných dynamicky namáhaných částí MZ musí být dokladován dokumentem kontroly 3.1. dle ČSN EN 10204.

1.10.6 Použitý materiál OK

Na nosnou konstrukci mostu je použita ocel S355J2+N – dokument kontroly 3.2 dle ČSN EN 10204. Pro konstrukční nenosné části OK je použita ocel S235J2 – 3.1 dle ČSN EN 10204.

1.11 Zatěžovací zkoušky

Na hotovém mostním není požadována základní statická zatěžovací zkouška.

1.12 TECHNOLOGICKÝ POSTUP VÝSTAVBY MOSTU

Sled prací je zde uveden předběžně, bude v realizační dokumentaci upraven s ohledem na technologie dodavatele:

- příprava staveniště;
- demolice starého mostu včetně opěr (řeší SO 001 – Demolice mostu);
- vybudování nové spodní stavby;
  - zatrubnění říčky Hrabinky
  - vrtání pilot
  - betonáž základu opěr, dříku opěr a úložného prahu, křídel, izolační nátěry;
- zásyp opěry;
- výroba nosné OK;
- montáž nové ocelové konstrukce mostu;
- betonáž železobetonové desky mostovky ve vozovce a pak chodníku;
- osazení konstrukce na ložiska;
- dokončení opěr, přechodová deska;
- osazení mostních závěrů;
- položení izolace a betonáž říms;
- provedení jednotlivých vrstev vozovky na mostě a mimo most;
- vrchní nátěr ocelové konstrukce mostu;

- pokládka pochůzné vrstvy izolace na chodníku;
- provedení všech pružných zálivek a těsnění na mostě;
- provedení povrchové ochrany betonových říms a spodní stavby;
- úpravy terénu kolem opěr

2 Přehledné výkresy mostu

PŮDORYS

PODÉLNÝ ŘEZ

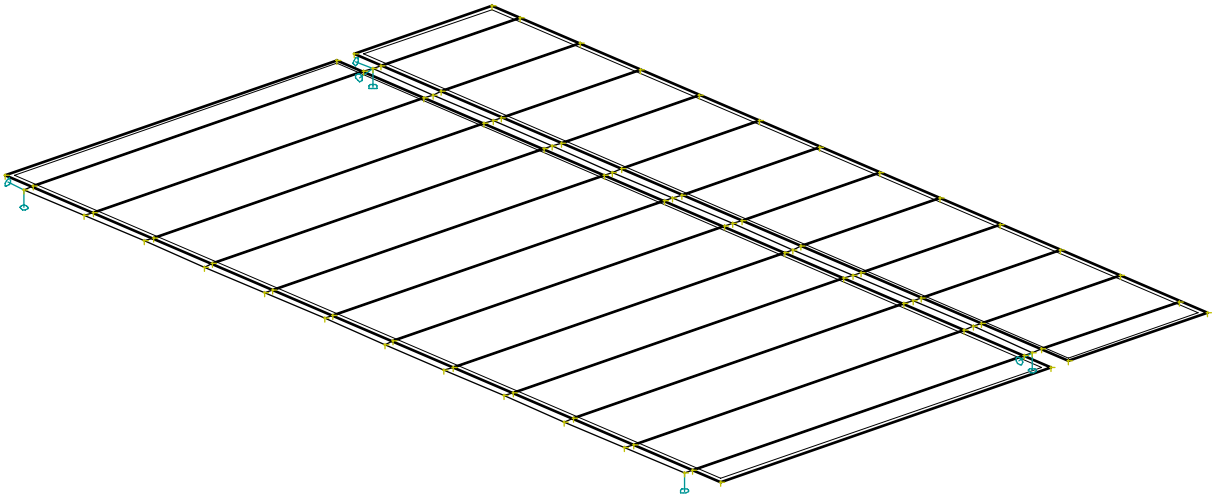
PŘÍČNÝ ŘEZ

3 Výpočtový model

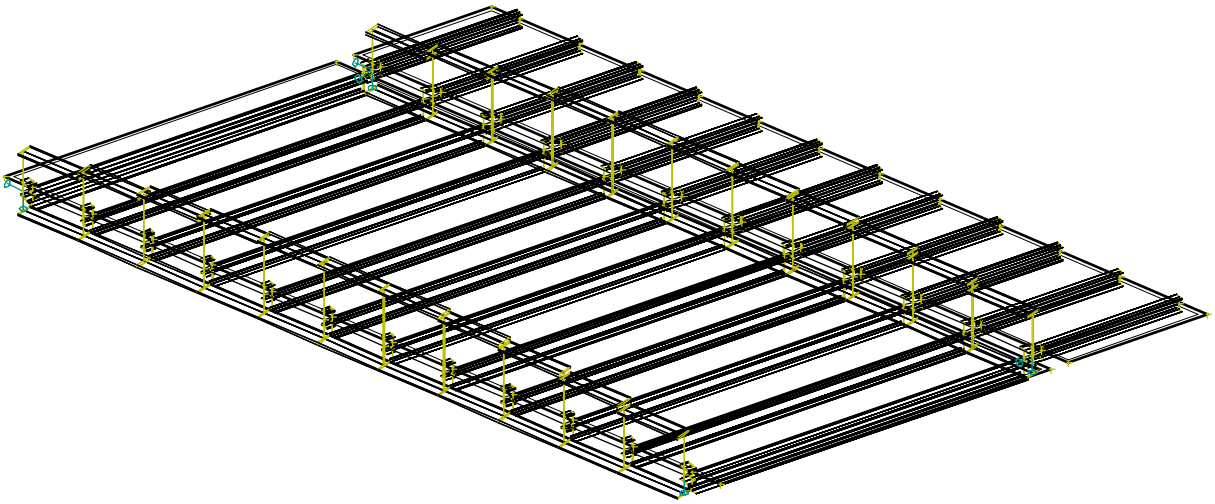
Pro výpočet byl vytvořen prostorový model. Ocelové části jsou modelovány 1D prvky, železobetonová deska je modelována jako 2D prvek. Spřažené příčníky jsou modelovány jako žebra.
Fáze výstavby (montáž, betonáž) jsou v modelu zohledněny zadáním absencí 2D prvků.

Výpočet vnitřních sil a deformací konstrukce byl proveden na počítači ve výpočtovém programu IDA- NEXIS (MKP) – ver. 3.80.185. Výpis vstupních dat i výsledků (vnitřní síly, deformace, reakce) je k dispozici u projektanta.

Výpočtový model – osové schéma:



Výpočtový model – průřezy - tělesa:



4 Zatížení

4.1 Stálé zatížení - G

4.1.1 Vlastní tíha OK, ŽB desek, říms

Vlastní tíha nosné OK je zadána dle průřezů jednotlivých prvků – měrná hmotnost oceli je uvažována 78,5 kN/m^3.
Vlastní tíha ŽB desek a říms je uvažována dle plochy průřezu – měrná hmotnost ŽB je uvažována hodnotou 25 kN/m^3.
Zatížení ŽB deskou pod vozovkou:

- 0,20 × 25 = 5,0 kN/m^2

Zatížení ŽB deskou v místě chodníků:

- 0,17 × 25 = 4,25 kN/m^2

Zatížení ŽB římsami:

- 0,116 × 25 = 2,90 kN/m

Součinitele zatížení:

- $\gamma_{G,sup}$ = 1,35
- $\gamma_{G,inf}$ = 1,00

4.1.2 Vozovka, pochůzná izolace

Zatížení vozovkou:

- 0,09 m × 25 kN/ m^3 = 2,25 kN/m^2

Zatížení pochůznou izolací tl. 5 mm:

- 0,005 m × 22 kN/ m^3 = 0,11 kN/m^2

Součinitele zatížení:

- $\gamma_{G,sup}$ = 1,35
- $\gamma_{G,inf}$ = 1,00

4.1.3 Zábradlí

Zábradlí – zatížení zábradlím na chodníku na levé straně je uvažováno hodnotou 0,5 kN/m.
Na pravém hl. nosníku je uvažováno hodnotou 0,3 kN/m.
Součinitele zatížení:

- $\gamma_{G,sup}$ = 1,35
- $\gamma_{G,inf}$ = 1,00

4.1.4 Smrštění

Smrštění ŽB je uvažováno hodnotou ε_{cs00} = 0,30 mm/m.

- $\gamma_{G,sup}$ = 1,35
- $\gamma_{G,inf}$ = 1,00

4.1.5 Nerovnoměrný pokles opěr

Navržená konstrukce není citlivá na nerovnoměrné poklesy v uložení. Tento zatěžovací stav tudíž nebyl zadáván.

4.2 Proměnné zatížení - Q

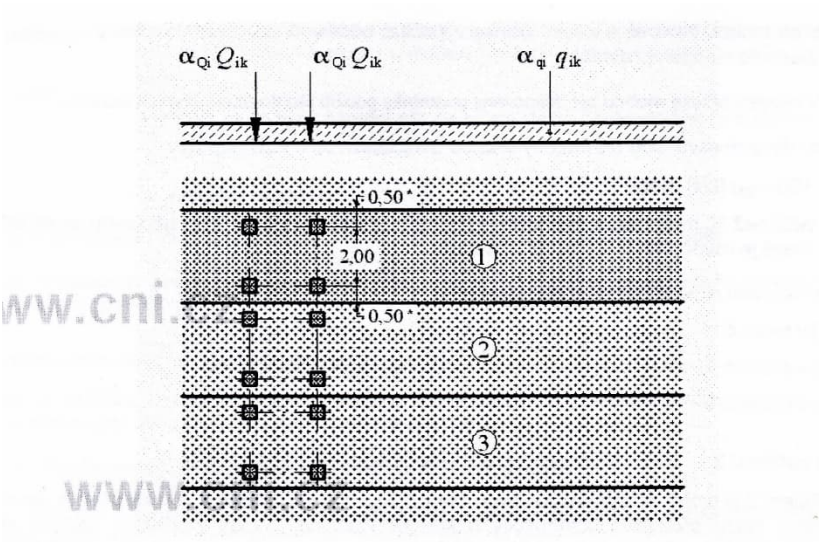
4.2.1 Zatížení silniční dopravou

Dle ČSN EN 1991-2.

<u>Model zatížení 1</u>

- zatěžovací šířka vozovky 6,6 m ⇒ dva zatěžovací pruhy šířky 3,0 m a zbývající šířka zatěžované plochy 0,6 m
- plošné zatížení v 1. zatěžovacím pruhu $\alpha_{q1} \cdot q_{1k}$= 1,0 × 9,0 = 9,0 kN/m^2
- plošné zatížení v 2. zatěžovacím pruhu $\alpha_{q2} \cdot q_{2k}$= 2,4 × 2,5 = 6,0 kN/m^2
- plošné zatížení na zbývající zatěžovací ploše $\alpha_{qr} \cdot q_{rk}$= 1,2 × 2,5 = 3,0 kN/m^2
- nápravové síly od dvounápravy v 1. zatěžovacím pruhu $\alpha_{Q1} \cdot Q_{1k}$= 1,0 × 300 = 300 kN
- nápravové síly od dvounápravy v 2. zatěžovacím pruhu $\alpha_{Q2} \cdot Q_{2k}$= 1,0 × 200 = 200 kN
- nápravové síly od dvounápravy v 3. zatěžovacím pruhu $\alpha_{Q3} \cdot Q_{3k}$= 1,0 × 100 = 100 kN
- Dynamický součinitel je již zahrnut v hodnotách zatížení.

Obecné schéma zatížení dle ČSN EN 1991-2:



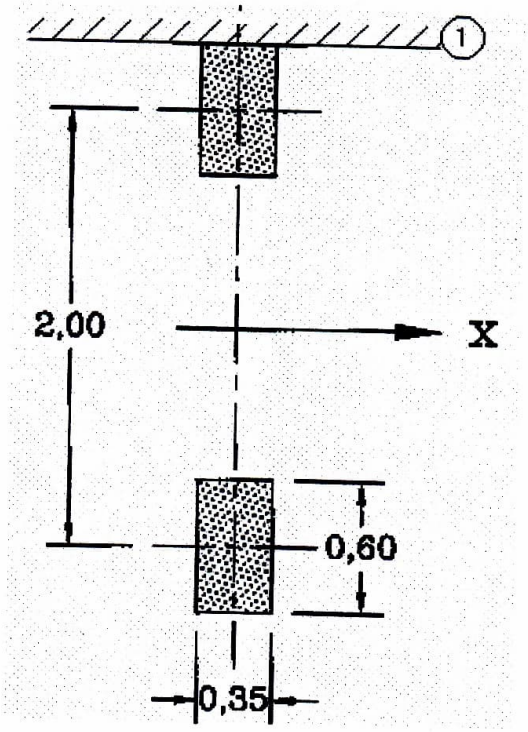
Součinitel zatížení:
- γ_Q = 1,35
- souč. kombinace - plošné zatížení ψ_0 = 0,4, nápravové zatížení ψ_0 = 0,75

Model zatížení 2

Model zatížení 2 je tvořen jednou nápravovou silou :
$\beta_Q \times Q_{ak}$ = 1,0 × 400 = 400 kN

Dynamický součinitel je již zahrnut v hodnotách zatížení.

Schéma zatížení dle ČSN EN 1991-2:



Legenda

X podélná osa mostu

1 obrubník

Součinitel zatížení:
- γ_Q = 1,35

Model zatížení 3

Jako zvláštní vozidlo je uvažována souprava **900/150**, tj. 6 náprav po 150 kN. Celková hmotnost zvl. vozidla je 900 kN.

Šířka soupravy je 2,7 m, délka soupravy je 7,50 m (5 × 1,5 m) – viz příloha A – ČSN EN 1991-2.

Souprava se bude pohybovat nízkou rychlostí do 70 km/h ⇒ **dynam. souč. je 1,25.**

Souprava 900/200 je uvažována jako jediné pohyblivé zatížení na mostě.

Zvláštní vozidlo se pohybuje v prostoru zatěžovacích pruhů.

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}35$

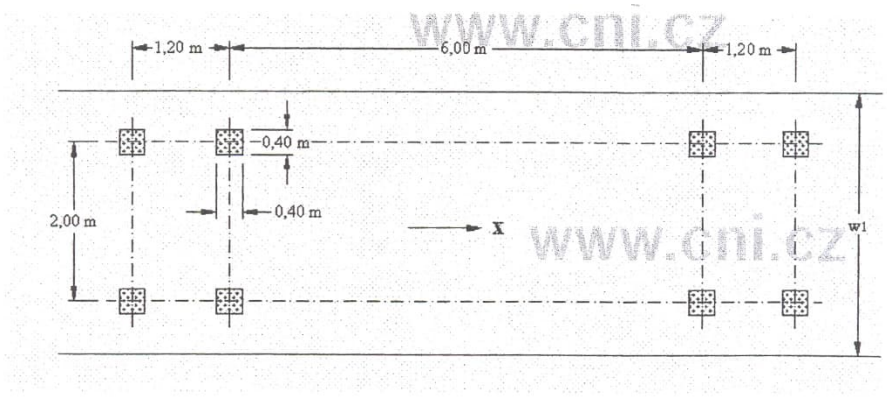
Model zatížení 4

Jde o zatížení davem lidí – **5,0 kN/m^2.**

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}35$

Model zatížení na únavu 3

- je uvažována čtyřnáprava s nápravovým tlakem 120 kN
- předpokládá se, že náprava se pohybuje v osách zatěžovacích pruhů



Legenda

w_1 šířka jízdního pruhu X podélná osa mostu

Obrázek 4.8 – Model zatížení na únavu 3

Brzdné a rozjezdové síly – podélný směr

$Q_{lk} = 0{,}6 \times \alpha_{Q1} \times 2Q_{1k} + 0{,}10 \times \alpha_{q1} \times q_{1k} \times w_l \times L = 0{,}6 \times 1{,}0 \times 2\times300 + 0{,}1 \times 1{,}0 \times 9 \times 3 \times 18{,}8 = 360 + 50{,}8 =$ **410,8 kN** < 600 kN

Z modelu zatížení 3:

$Q_{lk} = 0{,}6 \times Q_{LM3} + 0{,}1 \times \alpha_{q2} \times q_{2k} \times w_l \times L = 0{,}6 \times 900 + 0 = 540$ kN < 600 kN $\Rightarrow$

$\Rightarrow Q_{lk}$ = **540 kN**

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}5$

Brzdné a rozjezdové síly – příčný směr

Boční příčné síly jsou uvažovány hodnotou 25% podélné síly od brždění a rozjíždění.

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}35$

Odstředivé síly

Uvažujeme, že příčné síly vznikající při zatížení větrem a při kolizi vozidla s obrubníkem jsou dostačujícím příčným zatížením viz kap.4.4.2. Odstředivé síly nejsou uvažovány.

Soustavy zatížení dopravou

Pro zatížení dopravou jsou sestavy zatížení stanoveny dle tab. 4.4a – ČSN EN 1991-2:

Tabulka 4.4a – Stanovení sestav zatížení dopravou (charakteristické hodnoty vícesložkových zatížení) NP21)

		VOZOVKA							CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
	Typ zatížení	svislé síly				vodorovné síly			pouze svislé zatížení
	Odkaz	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2		5.3.2-(1)
	Zatěžovací systém	LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly	odstředivé síly a příčné síly		rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				a)	a)	kombinační hodnota b)	
	gr1b		charakteristická hodnota						
	gr2	časté hodnoty b)				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota		
	gr3 c)							charakteristická hodnota c)	
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota b)	
	gr5	viz příloha A		charakteristická hodnota					
	Hlavní složka zatížení (označená jako složka přísluší k sestavě)								

a) Lze definovat v národní příloze.

b) Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m^2. PLATÍ

c) Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou chodníků, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.

d) Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

NP21) NÁRODNÍ POZNÁMKA Viz národní příloha, NA.2.21.

38

4.2.2 Vítr

Příčný vítr

Zjednodušená metoda dle ČSN EN 1991-1-4, čl. 8.3.2
Zatížení trámu a pohyb. zatížení na mostě:
$F_w = ½ . \rho . v_b^2 . C . A_{ref,x}$
$b / d_{tot} = 10,6 / 2,8 = 3,78 \Rightarrow C = 3,6$
$\rho = 1,25$ kg/m^3
$v_{b,0} = v,b = 23$ m/s

Zatížení trámu a pohyb. zatížení na mostě:
$F_w = ½ . \rho . v_b^2 . C . A_{ref,x} = 0,5 \times 1,25 \times 23^2 \times 3,6 \times 2,6 = 3095$ N/m = 3,10 kN/m.

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1,5$

Podélný vítr

Uvažujeme hodnotou 25 % od zatížení příčným větrem.

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1,5$

4.2.3 Teplota

Rovnoměrná změna teploty

1. typ: ocelová nosná konstrukce
Charakteristické hodnoty minimálních a maximálních teplot vzduchu ve stínu (Č.Těšín):
$T_{max} = 38°C$
$T_{min} = -35$ °C
Maximální a minimální rovnoměrná složka teploty:
$T_{e,max} = T_{max} + 16 = 38 + 16 = 54°C$
$T_{e,min} = T_{min} - 3 = -35 - 3 = -38°C$
Montážní teplota konstrukce t = 10°C

Charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty:
zkrácení: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10°C - (-38°C) = 48°C$
prodloužení: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 54°C - 10°C = 44°C$

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1,5$

Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení a zkrácení, pokud se nepožadují jiná opatření: $\Delta T_{N,con}$+20°C a $\Delta T_{N,exp}$ + 20°C. Zohledněno ve výpočtu pohybů ložisek a mostních závěrů - viz samostatné kapitoly.

Nerovnoměrná změna teploty – svislá složka

$\Delta T_{M,heat} = k_{sur} . 15°C = 1,0 . 15 = 15°C$
$\Delta T_{M,cool} = k_{sur} . 18°C = 1,0 . 18 = 18°C$

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1,5$

Tření v ložiskách

Je uvažováno se součinitelem tření v ložiskách $\mu = 0,04$.
Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1,5$

4.3 Kombinace zatížení

Dle ČSN EN 1990/ změna A1 (PŘÍLOHA A2):

4.3.1 Mezní stav únosnosti

Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace

Dle tab. A2.4(B), použijeme výrazy 6.10, 6.10a a 6.10b (pro dimenzování prvků jsou využity výrazy 6.10a a 6.10b, výraz 6.10 je konzervativní, méně úsporný).

Výraz 6.10:
$E_d = \Sigma \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \Sigma \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Výraz 6.10a:
$E_d = \Sigma \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \Sigma \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Výraz 6.10b:
$E_d = \Sigma \xi\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \Sigma \gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

4.3.2 Mezní stav použitelnosti

Charakteristická kombinace

$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Častá kombinace

$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Kvazistálá kombinace

$E_d = \Sigma G_{kj,sup} + \Sigma G_{kj,inf} + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

4.3.3 Hodnoty kombinačních součinitelů

Tabulka A2.1 – Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty pozemních komunikací

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty)[1)]	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty[2)]	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	0,75	0
	gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	0	0
Zatížení větrem	F_{wk}				
	- Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	- Provádění		0,8	-	0
	F_w*		1,0	-	-
Zatížení teplotou	T_k		0,6[3)]	0,6	0,5

(pokračování)

NP12) NÁRODNÍ POZNÁMKA Doporučené hodnoty se pro ČR nemění, viz národní příloha, NA2.12.

5 ŽB deska mostovky

5.1 Zatížení

ŽB deska je modelována jako deska s žebry, kde žebra tvoří příčníky. Budeme uvažovat 1 m široký pás desky konstantní tloušťky 200 mm.

Vlastní tíha - generováno programem, $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
Vozovka + izolace – 0,09*25 = 2,25 kN/m^2, $\gamma_{G,Sub}$ = 1,35
Nahodilé pohyblivé zatížení – největší účinky vyvolají zatížení LM1 a LM2 (dle ČSN EN 1991-2) - $\gamma_{Q,sub}$ = 1,35
Tlak kola je roznášen pod 45° skrz vozovku na střednicovou rovinu desky.

5.2 Vnitřní síly

Extrémní návrhové vnitřní síly:
$M_{y,d}$ = 69 kNm/m
$V_{z,d}$ = 102 kN/m
N_d = 345 kN/m

5.3 Dimenzování výztuže na ohyb

Parametry materiálu:
Beton C 30/37: - výpočtová pevnost v tlaku $f_{cd} = 0{,}85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0{,}85 \cdot \frac{30}{1{,}5}$ = **17 MPa**
Výztuž R 10505(B500B): - výpočtová pevnost v tahu $f_{sd} = \frac{500}{1{,}15}$ = **435 MPa**

Návrh: R 20 á 125 mm (při obou površích, rozteč výztuže dle spřahovací lišty) – A_{st} =2512 mm^2

$$\mu_{st} = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 2512}{140 \cdot 1000} = 1{,}79\ \% > 0{,}15\%$$

$$< 4{,}0\%$$

$F_s = A_s \cdot f_{sd} = 2512 \cdot 435 = 1093$ kN
$F_c = b \cdot 0{,}8 \cdot x \cdot f_{cd} = F_s$
z toho
$x = \frac{F_s}{b \cdot 0{,}8 \cdot f_{cd}} = \frac{1093 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0{,}8 \cdot 17} = 80{,}4$ mm
$d = h - 50 - 10 = 200 - 50 - 10 = 140$ mm
$z = d - 0{,}4 \cdot x = 140 - 0{,}4 \cdot 80{,}4 = 107{,}8$ mm
$M_{Rd} = F_c \cdot z = 1093 \cdot 0{,}1078 =$ **<u>117,8 kNm > M_d = 69 kNm</u>** $\Rightarrow$ **<u>vyhoví</u>**

Rezerva napětí ve výztuži:

$\sigma_R = f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) = 180{,}2$ MPa

Napětí ve výztuži od osové síly:

$\sigma_S = \frac{N_d}{2 \cdot A_{st}} = \frac{295 \cdot 10^3}{2 \cdot 2512}$ **= 68,7 MPa < 180,2 MPa ⇒ vyhoví**

5.4 Dimenzování výztuže na smyk

Únosnost ŽB desky ve smyku:

- výška průřezu h = 0,20 m
- šířka průřezu b_w = 1,0 m
- krytí výztuže betonem c_{nom} = 0,05 m
- průměr podélné tahové výztuže d_s = 0,02 m
- účinná výška průřezu d = h – c_{nom} – d_s/2 = 0,2 – 0,05 – 0,02/2 = 0,14 m
- empirický součinitel $C_{Rd,c}$ = 0,18/γ_c = 0,18/1,5 = 0,12
- parametr vlivu výšky k = $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{140}}$ = 2,20 pro k > 2,0 je k = 2,0
- průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti ≥ (l_{bd} + d) za posuzovaný průřez: A_{sl} = 2512 mm^2
- stupeň vyztužení podélnou výztuží: $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{2512}{1000 \cdot 140}$ = 0,0179
- součinitel k_1 = 0,15
- minimální hodnota smykového napětí, které přenese prvek v šikmé trhlině:
  $v_{min} = 0{,}035 \cdot \sqrt[2/3]{k} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0{,}035 \cdot \sqrt[2/3]{2} \cdot \sqrt{30}$ = 0,542 MPa
- normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed}: σ_{cp} = 0,0 MPa
- minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku: $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$ =
  = (0,542 + 0,15×0) × 1,0 × 0,14 = **76 kN**
- návrhová hodnota únosnosti ve smyku: $V_{Rd,c}$ =
  $(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ =
  $=(0{,}12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0{,}0179 \cdot 30)^{1/3} + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}14$ = **<u>126,9 kN > $v_{z,d}$ = 102 kN ⇒ VYHOVUJE – konstrukčně budou navrženy spony R8 (6ks / m^2)</u>**

5.5 Rozdělovací výztuž

Navrženo R 14 á 150 mm ⇒ A_{sr} = 1026 mm^2 > 0,2×A_{st} = 0,2×2512 = 502 mm^2

5.6 Posouzení z hlediska 2.MS

5.6.1 Omezení napětí

<u>Omezení tahového napětí ve výztuži:</u>

- napětí ve výztuži od charakteristické kombinace:

$N_{x,k}$ = 256 kN/m
$M_{x,k}$ = 51,1 kNm/m
$F_s = M_{x,k} / z = 51{,}1*10^3 / 0{,}1078 = 474$ kN/m

$\sigma_s = \frac{N_{x,k}}{2 \cdot A_s} + \frac{F_s}{A_s} = \frac{256 \cdot 10^3}{2 \cdot 2512} + \frac{474 \cdot 10^3}{2512} = 51{,}0 + 188{,}7 =$ **<u>239,7 MPa < k_3×fyk = 0,8 × 500 = =400 MPa</u>**

⇒ **<u>vyhoví</u>**

5.6.2 Omezení trhlin

σ_s = 239,7 MPa ⇒max. průměr prutu pro šířku trhliny w_k = 0,3 mm: **ϕ_s^* = 16 mm**

⇒max. vzdálenost prutů pro šířku trhliny w_k = 0,3 mm: **200 mm**

Max. průměr prutu pro šířku trhliny w_k = 0,3 mm nevyhoví, proto bude šířka trhliny určena přímým výpočtem dle 7.3.4 v ČSN EN 1992-1-1.

$$A_{c,eff} = (h - x)/3 \cdot 1000 = (200 - 80{,}4)/3 \cdot 1000 = 39\,867 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \left(A_s + \xi_1{}^2 A_p{}'\right)/A_{c,eff} = (2512 + 0)/39867 = 0{,}063$$

$$\alpha_e = E_s/E_{cm} = 210000/32000 = 6{,}56$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p.eff}}\left(1 + \alpha_e \rho_{p,eff}\right)}{E_s} = \frac{239{,}7 - 0{,}4 \frac{2{,}9}{0{,}063}(1 + 6{,}56 \cdot 0{,}063)}{210000} = 1{,}02 \cdot 10^{-3}$$

$S_{r,max} = k_3\, c + k_1\, k_2\, k_4\, \phi / \rho_{p,eff} = 3{,}4 \times 50 + 0{,}8 \times 0{,}5 \times 0{,}425 \times 20/0{,}063 = 170 + 54 = 224$ mm
$w_k = S_{r,max}\,(\varepsilon_{Sm} - \varepsilon_{cm}) = 224 \times 1{,}02 \times 10^3 =$
<u>w_k = 0,228 mm ≤ w_{max} = 0,3 mm</u> ⇒ **<u>vyhoví</u>**

6 ŽB deska chodníku

6.1 Zatížení

Zatížení - ŽB deska chodníku – 0,17*25 = 4,25 kN/m^2 - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- izolace - 0,005*22 = 0,11 kN/m^2 - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- nahodilé (chodci) – 5,0 kN/m^2 - $\gamma_{Q,sub}$ = 1,35
- osamělé břemeno 10 kN (1 t) – na ploše 0,1 × 0,1 m – dle ČSN EN 1991-2 –
- čl.5.3.2.2. - $\gamma_{Q,sub}$ = 1,35

6.2 Vnitřní síly

Extrémní návrhové vnitřní síly:
$M_{y,d}$ = -14,3 kNm/m
$V_{z,d}$ = 42,4 kN/m
N_d = 265 kN/m

6.3 Dimenzování výztuže na ohyb

Parametry materiálu:

Beton C 30/37: - výpočtová pevnost v tlaku $f_{cd} = 0{,}85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0{,}85 \cdot \frac{30}{1{,}5}$ = **17 MPa**

Výztuž R 10505 (B500B): - výpočtová pevnost v tahu $f_{sd} = \frac{500}{1{,}15}$ = **435 MPa**

Návrh: R 12 á 100 mm - A_{st} = 1131 mm^2

$$\mu_{st} = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \cdot 1131}{104 \cdot 1000} = 1{,}08\% > 0{,}15\%;\ < 4{,}0\%$$

$F_s = A_s \cdot f_{sd} = 1131 \cdot 435 = 492$ kN
$F_c = b \cdot 0{,}8 \cdot x \cdot f_{cd} = F_s$

z toho
$x = \frac{F_s}{b \cdot 0{,}8 \cdot f_{cd}} = \frac{492 \cdot 10^3}{1000 \cdot 0{,}8 \cdot 17} = 36{,}2$ mm
$d = h - 40 - 6 = 170 - 40 - 6 = 124$ mm
$z = d - 0{,}4 \cdot x = 124 - 0{,}4 \cdot 36{,}2 = 109{,}5$ mm
$M_{Rd} = F_c \cdot z = 492 \cdot 0{,}1095 =$ **<u>53,9 kNm > M_d = 14,3 kNm ⇒ vyhoví</u>**

Rezerva napětí ve výztuži:

$$\sigma_R = f_{sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) = 319{,}6 \text{ MPa}$$

Normálová síla od spolupůsobení s hlavním nosníkem:
N_d = 265 kN

Napětí ve výztuži od osové síly:

$$\sigma_S = \frac{N_d}{2 \cdot A_{st}} = \frac{265 \cdot 10^3}{2 \cdot 1131} = \mathbf{117{,}2\ MPa < 278{,}8\ MPa \Rightarrow vyhoví}$$

6.4 Dimenzování výztuže na smyk

Únosnost betonu ŽB desky ve smyku:

- výška průřezu h = 0,17 m
- šířka průřezu b_w = 1,0 m
- krytí výztuže betonem c_{nom} = 0,04 m
- průměr podélné tahové výztuže d_s = 0,012 m
- účinná výška průřezu d = h – c_{nom} – d_s/2 = 0,17 – 0,04 – 0,012/2 = 0,124 m
- empirický součinitel $C_{Rd,c}$ = 0,18/γ_c = 0,18/1,5 = 0,12
- parametr vlivu výšky k = $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{124}}$ = 2,27 pro k > 2,0 je k = 2,0
- průřezová plocha podélné výztuže zasahující do vzdálenosti ≥ (l_{bd} + d) za posuzovaný průřez: A_{sl} = 1131 mm^2
- stupeň vyztužení podélnou výztuží: $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{1131}{1000 \cdot 124}$ = 0,0091
- součinitel k_1 = 0,15
- minimální hodnota smykového napětí, které přenese prvek v šikmé trhlině:
  $v_{min} = 0{,}035 \cdot \sqrt[2/3]{k} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0{,}035 \cdot \sqrt[2/3]{2} \cdot \sqrt{30}$ = 0,542 MPa
- normálové napětí od návrhové hodnoty osové síly N_{Ed}: σ_{cp} = 0,0 MPa
- minimální návrhová hodnota únosnosti ve smyku: $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ =
  = (0,542 + 0,15 · 0,0) · 1,0 · 0,124 = **67 kN**
- návrhová hodnota únosnosti ve smyku:
  $V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$
  $=(0{,}12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0{,}0108 \cdot 30)^{1/3} + 0{,}15 \cdot 0) \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}124 =$ **<u>94,9 kN > $v_{z,d}$ = 42,4 kN ⇒ VYHOVUJE – není nutno navrhovat smykovou výztuž</u>**

6.5 Rozdělovací výztuž

Navrženo R 12 á 100 mm ⇒ A_{sr} = 1131 mm^2 > 0,2*A_{st} = 226 mm^2

6.6 Posouzení z hlediska 2.MS

6.6.1 Omezení napětí

<u>Omezení tahového napětí ve výztuži:</u>

- napětí ve výztuži od charakteristické kombinace:

$N_{x,k}$ = 196,3 kN/m
$M_{x,k}$ = 10,6 kNm/m
F_s = $M_{x,k}$ / z = 10,6*10^3 / 0,1095 = 96,8 kN/m

$\sigma_s = \frac{N_{x,k}}{2 \cdot A_s} + \frac{F_s}{A_s} = \frac{196{,}3 \cdot 10^3}{2 \cdot 1131} + \frac{96{,}8 \cdot 10^3}{1131}$ = 86,8 + 85,6 = **<u>172,4 MPa < k_3×fyk = 0,8 × 500 = 400 MPa</u>**
⇒ **<u>vyhoví</u>**

6.6.2 Omezení trhlin

σ_s = 172,4 MPa ⇒max. průměr prutu pro šířku trhliny w_k = 0,3 mm: **ϕ_s^* = 32 mm**

⇒max. vzdálenost prutů pro šířku trhliny w_k = 0,3 mm: **300 mm**

Max. průměr prutu i max. vzdálenost prutů **vyhovuje.**

7 Příčníky

7.1 Běžný spřažený příčník

Typický příčník je spřažený ocelobetonový nosník - ocelový svařovaný I profil + ŽB deska
Rozpětí l = 8457 mm (vzdálenost uložení na hl. nosníky)
Rozteč příčníků je 1570 mm – šikmo a 1494 mm - kolmo.

Vnitřní síly na příčnících jsou spočítány na výpočtovém modelu.

7.1.1 Spolupůsobící šířka desky

$b_e = l_0 / 8 = 8457 / 8 = 1057$ mm
$b = 2 \times b_e = 2 \times 1057 = 2114$ mm

Spolupůsobící šířka desky - <u>b = 1494 mm</u>

Beton ŽB desky – C30/37

7.1.2 Vnitřní síly

Ohybové momenty – charakteristické hodnoty:

Od stálého zatížení – působící pouze na OK:
- $M_G = 78$ kNm

Od stálého zatížení – působící na spřažený průřez:
- $M_G = 30$ kNm

Od pohyblivého zatížení – působící na spřažený průřez:
- $M_Q = 460$ kNm

<u>Přibližné stanovení ohybového momentu na příčníku od namáhání příčných polorámů stabilizující silou horního tlačeného pasu:</u>

- průřezová plocha konvenčního tlačeného hor.pasu A= $400 \cdot 40 + 1820/6 \cdot 14$ = =20 247mm^2
- vzdálenost těžiště konvenčního tlačeného horního pasu od jeho horního povrchu z = =56mm
- maximální návrhové napětí v horní pásnici HN $\sigma_d = 240$ MPa
- vzdálenost těžiště spřaženého průřezu příčníku od jeho dolního povrchu $z_g = 405$ mm
- maximální výška HN h= 1900 mm

Stabilizující síla v konvečním tlačeném horním pasu:
$F_{sd} = \frac{A \cdot \sigma_d}{100} = \frac{20247 \cdot 240}{100} = 49$ kN

Návrhový ohybový moment v příčníku od stabilizující síly:
$M_{yd} = F_{sd} \cdot (h - z - z_g) = 49 \cdot (1900 - 56 - 405) = 71$ kNm

Návrhový ohybový moment od namáhání příčných polorámů stabilizující silou horního tlačeného pasu je 71 kNm.

Extrémní návrhový moment:
- $M_{Cd} = 1{,}35 \times 0{,}85\ (78+30) + 1{,}35 \times 460 + 71 = 123{,}9 + 621 + 71 = 815{,}9$ kNm

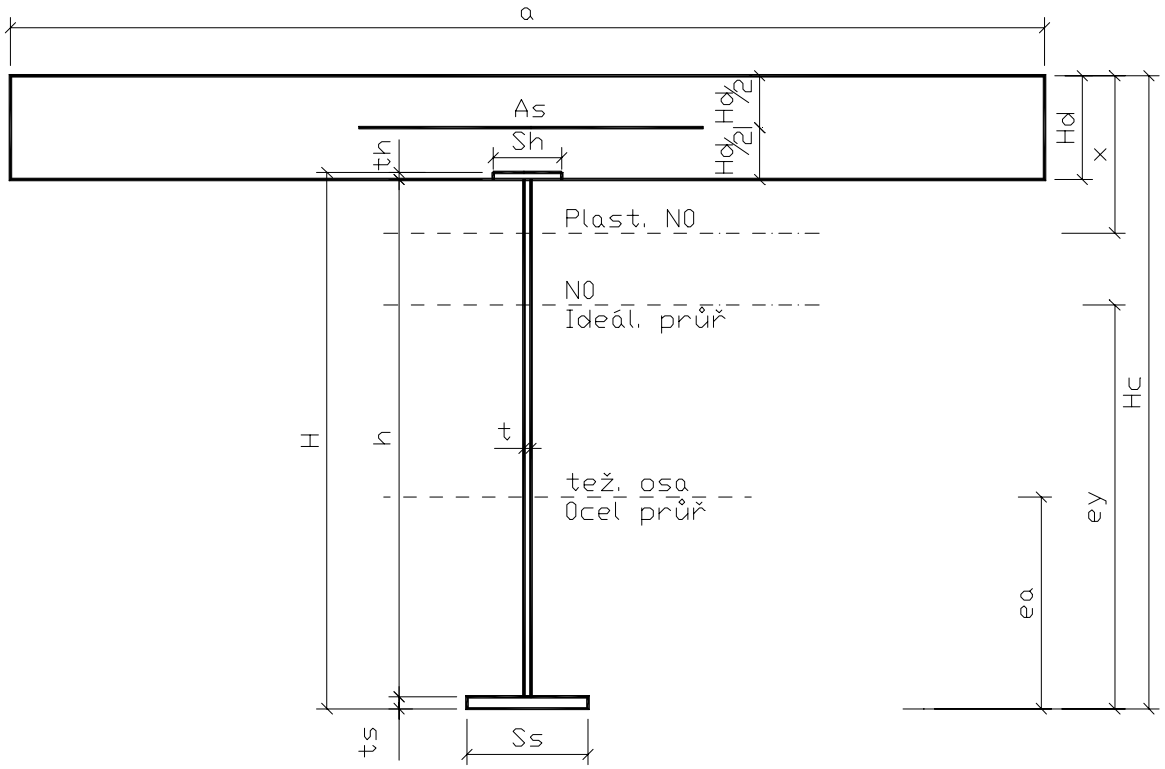
Posouvající síly – hodnota odpovídající max. momentu:
- $V_{Cd} = 230$ kN

Posouvající síly – extrémní návrhová hodnota:
- $V_{Cd} = 415$ kN

7.1.3 Posouzení napětí dle 1. a 2. MS

Posouzení hlavních nosníků bylo provedeno výpočetním programem "SPRAZAK", který započítává účinky smršťování, dotvarování a nerovnoměrného oteplení.

VYZNAČENÍ ROZMĚRŮ PRŮŘEZU:



Výpočet spřaženého průřezu - Běžný příčník

Vstupní údaje - Geometrie	Značení	
Šířka betonové desky	a	1494.00 [mm]
Tloušťka betonové desky	H_d	200.00 [mm]
Šířka horní pásnice ocelového nosníku	s_h	180.00 [mm]
Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku	t_h	14.00 [mm]
Šířka dolní pásnice ocelového nosníku	s_s	200.00 [mm]
Tloušťka dolní pásnice ocelového nosníku	t_s	20.00 [mm]
Výška stojiny ocelového nosníku	h	341.00 [mm]
Tloušťka stojiny ocelového nosníku	t	12.00 [mm]
Tloušťka svaru stěny a pásnic	t_{sv}	8.00 [mm]
Plocha betonářské výztuže	A_s	0.00 [mm^2]

Průřezové charakteristiky	Značení	
Plocha ocelového průřezu	A_a	10612.000 [mm^2]
Poloha těžiště ocelového průřezu	e_a	164.614 [mm]
Výška ocelového průřezu	H	375.000 [mm]
Moment setrvačnosti ocelového průřezu	I_{ya}	2.42258e+008 [mm^4]
Plocha betonového průřezu	A_{be}	296280.000 [mm^2]
Plocha ideálního průřezu	A_i	55759.429 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	405.233 [mm]
Výška ideálního průřezu	H_c	561.000 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	1.1495e+009 [mm^4]
Poloha neutrálné osy pro 1.MS ideálního průřezu	x	125.348 [mm]
Statický moment dolní části	S_{yd}	1.54093e+006 [mm^3]
Statický moment horní části	S_{yh}	2.61156e+006 [mm^3]

Průřezové charakteristiky pro dotvarování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	24176.510 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	331.349 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	8.1267e+008 [mm^4]
Pracovní součinitel	n	21.842

Průřezové charakteristiky pro smršťování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	24868.740 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	334.980 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	8.26396e+008 [mm^4]
Pracovní součinitel	n	20.782

Zatřídění průřezu

Neutrální osa je v desce betonového průřezu => Třída ocelového průřezu = **1**

Určení velikosti redukčního součinitele BETA

0.15*h = 84.150 mm < x = 125.348 mm=> beta = 0.956

Vstupní údaje - Vnitřní síly, materiálové charakteristiky	Značení	
Celkový výpočtový ohybový moment	Mc^d	745.00 [kNm]
Normový ohybový moment působící na nespřažený ocelový nosník	Mo^n	78.00 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení stálého a dlouhodobého nahodilého	$M_{cq}n$	30.00 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení krátkodobého nahodilého	$M_{cp}n$	460.00 [kNm]
Celkový ohybový moment	M_cn	490.00 [kNm]
Celková výpočtová posouvající síla	V_{sd}	415.00 [kN]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{sy}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{sy}'	335.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{syh}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{syh}'	335.00 [MPa]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová)	f_{ck}	30.00 [MPa]
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	32000.00 [MPa]
Normová pevnost betonářské výztuže	f_{sd}	345.00 [MPa]
Konečný čas pro dotvarování a smršťování		36500.00 [dnů]
Začátek smršťování		1.00 [dnů]
Stáří betonu při vnesení zatížení		28.00 [dnů]
vlhkost betonu		75.00 [%]

Popis napětí (čas t=0)	Velikost [MPa]
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-67.738
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	53.001
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	12.098
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	162.164
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-9.499
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka	0.789
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka	10.576
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka	-0.619
(čas t=nekonečno)	
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-67.738
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	53.001
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	12.098
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	162.164
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-9.499
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-1.611
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	12.232
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-0.388
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv smršťování	-50.901
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv smršťování	11.948
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv smršťování	-0.240

Popis napětí (čas t=0)	Velikost [MPa]
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv oteplení	6.235
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv oteplení	16.437
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv oteplení	-2.114
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv oteplení	0.949
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv ochlazení	-6.235
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-16.437
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv ochlazení	2.114
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-0.949

Posudek jednotlivých prvků spřaženého průřezu

výsledná napětí	**Porovnání**	**Posudek**
Projeví se redukce posouvající síly :	415.00 > 354.38 [kN]	
Porovnání plastické únosnosti průřezu :	745.00 < 1007.29 [kNm]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu horní vlákna :	/ -67.74 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu dolní vlákna :	53.00 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové horní vlákna :	/ 12.89 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové dolní vlákna :	172.74 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -54.85 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	225.74 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -10.12 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 2		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -61.67 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	224.32 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -11.07 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -108.15 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - dolní vlákna :	/ 239.34 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v betonovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -10.13 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 2		
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -114.97 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - dolní vlákna :	/ 237.92 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v beton. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -7.27 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.

7.1.4 Únosnost příčníku na smyk

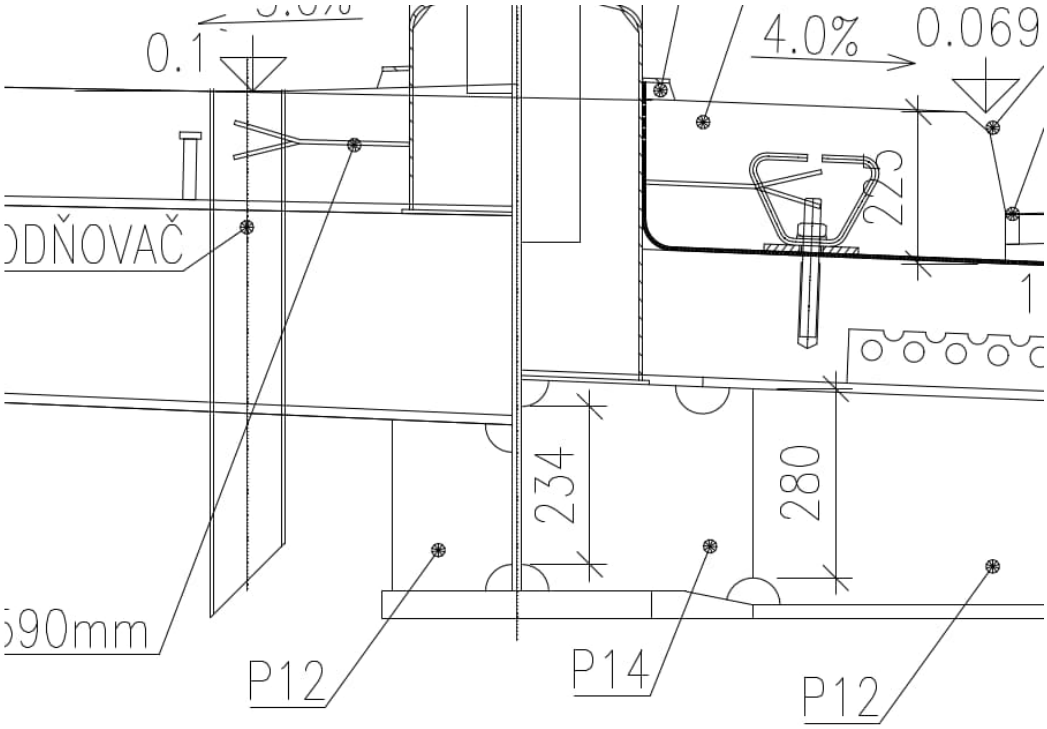
- střední část - výška stěny $h_{w,min}$ = 280 mm, tloušťka stěny t = 12 mm
- krajní část v napojení na hl. nosník - $h_{w,min}$ = 234 mm, t = 14 mm
- maximální posouvající síla $V_{z,d}$ = 415 kN

Stěna tl. 12 mm

$V_{pl,Rd} = f_{y,d}\frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = \frac{355}{1,1} \cdot \frac{280 \cdot 12}{\sqrt{3}} =$ **<u>626 kN >$V_{z,d}$ = 415 kN</u>** ⇒ **<u>vyhoví na smyk</u>**

Stěna tl. 14 mm – v napojení na hl. nosník

$V_{pl,Rd} = f_{y,d}\frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = \frac{355}{1,1} \cdot \frac{234 \cdot 14}{\sqrt{3}} =$ **<u>610 kN >$V_{z,d}$ = 415 kN</u>** ⇒ **<u>vyhoví na smyk</u>**



7.1.5 Posouzení spřažení

Spřažení bude realizováno pomocí nízké spřahovací lišty – P10×70.

Maximální výpočtová posouvající síla působící na spřažený nosník : $V_{z,d}$ = 415 kN

Průřezové charakteristiky spřaženého průřezu :

n = 6,56
b_{eff} = 1494 mm
$I_{y,i} = 1,150 \cdot 10^9$ mm^4
$z_{g,i}$ = 405 mm
h_{iC} = 561 mm
$S_b = \frac{1494 \cdot 200 \cdot (561 - 405 - 200/2)}{6,56} = 2,55 \cdot 10^6$ mm^3

Podélná smyková síla mezi ŽB deskou a ocelovým příčníkem:

$V_1 = \frac{V_{z,d} \cdot S_b}{I_{y,i}} = \frac{415 \cdot 10^3 \cdot 2{,}55 \cdot 10^6}{1{,}15 \cdot 10^9}$ = **920 N/mm**

Charakteristická únosnost perforované lišty:

P_{Rk} = - 68 + 12,4*f_{ck} + 797*A_{st} = - 68 + 12,4*30+ 797*2512/1000 = **2306 N/mm**

Návrhová únosnost perforované lišty:

$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_v$ = 2306 / 1,25 = **1 845 N/mm**

Příspěvek od teploty na délku b_{eff} = 1494 mm:

$N = b_{eff} \cdot h \cdot \frac{\sigma_h + \sigma_d}{2} = 1494 \cdot 200 \cdot \frac{2{,}00 - 1{,}00}{2}$ = 150 kN

$V_{1t} = 2 \cdot \frac{N}{b_{eff}} = 2 \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{1494}$ = 201 N/mm

$V_{1c} = V_1 + 0{,}6 \cdot V_{1t}$ = 920 + 0,6×201 = **<u>1041 N/mm < 1845 N/mm ⇒ vyhoví</u>**

7.1.6 Posouzení klopení při betonáži – montážní stav

Během betonáže, kdy působí jen ocelový nosník je nutno posoudit klopení nosníku. Pro výpočet kritického momentu je použit program LT-Beam, ver. 1.0.10. Příčníky nebudou propojeny žádným ztužením, tzn. že délka na klopení je 8,457 m.

Průřezové charakteristiky příčníku viz kap. 7.1.3.

Extrémní návrhový ohyb. moment – působící pouze na OK:

- M_{Gd} = 78 × 1,35 = 105 kNm

Kritický moment spočtený programem LT-Beam:
$M_{max,cr}$ = 236 kNm

poměrná štíhlost: $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{Wy \times fy}{Mcr}} = \sqrt{\frac{1{,}15 \times 10^6 \times 355}{236 \times 10^6}} = 1{,}315$

křivka c - χ_c = 0,466

normálové napětí v horní pásnici: $\sigma_h = \frac{M_d}{I_y \cdot \chi} z_h$

$\sigma_h = 105 \times 10^6 \times 211 / (2{,}422 \times 10^8) / 0{,}466$= **196,3 MPa** <$f_y / \gamma_{M1}$ = 355 /1,10 = **322,7 MPa – vyhovuje**

7.1.7 Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail podélného koutového svaru HP vařeného automatem s přerušením. Jedná se o kategorii detailu 112.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

λ_1 - součinitel který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 2{,}55 - 0{,}7\frac{8{,}457-10}{70} = 2{,}57 \Rightarrow \lambda_1 = 2{,}55$

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy $\Rightarrow \lambda_2 = 0{,}625$ pro Nobs = $0{,}50 * 10^6$ těžkých vozidel za rok a průměrnou hmotnost těžkého vozidla 300 kN – objem dopravy byl odhadnut s rezervou

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1{,}00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který zahrnuje vliv těžké dopravy v dalších pruzích – je uvažován jeden pruh s těžkou dopravou $\Rightarrow \lambda_4 = 1$

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2{,}55 \cdot 0{,}625 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 1{,}594$

λ_{max} $\lambda_{max} = 2{,}50$

ϕ_2 - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení, pro mosty pozemních komunikací lze brát $\phi_2 = 1{,}0$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{fF} = 1{,}0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1{,}15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 112$ MPa

<u>Rozkmit napětí pro trám:</u>

$\Delta\sigma_p = 44{,}4$ MPa

<u>Posouzení:</u>

$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$ $\quad 44{,}4 \cdot 1{,}594 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \leq \frac{112}{1{,}15}$ $\quad \mathbf{70{,}8 \leq 97{,}4} \Rightarrow$

<u>VYHOVUJE</u>

7.2 Příčník v místě opěry

Jedná se o příčníky, jež se nachází v místě uložení na opěru.
Opěrový příčník je spřažený ocelobetonový nosník + ŽB deska
Rozpětí - l = 8 457 mm (vzdálenost uložení na hl. nosníky)
Rozteč příčníků je 1494 mm

Vnitřní síly na příčnících jsou spočítány na výpočtovém modelu.

7.2.1 Spolupůsobící šířka desky

Uprostřed rozpětí
$b_e = l_0 / 8 = 8457 / 8 = 1057$ mm
$b = 2 \times b_e = 2 \times 1057 = 2114$ mm

Spolupůsobící šířka desky - b = 700 + 1494/2 = 1447 mm

Beton ŽB desky – C30/37

7.2.2 Vnitřní síly

Ohybové momenty – charakteristické hodnoty:
Od stálého zatížení – působící pouze na OK:
- $M_G = 14 + 101 = 115$ kNm

Od stálého zatížení – působící na spřažený průřez:
- $M_G = 33$ kNm

Od pohyblivého zatížení – působící na spřažený průřez:
- $M_Q = 712$ kNm

Extrémní návrhový moment:
- $M_{Cd} = 1{,}35 \times 0{,}85\ (115+33) + 1{,}35 \times 712 = 170 + 961 = 1131$ kNm

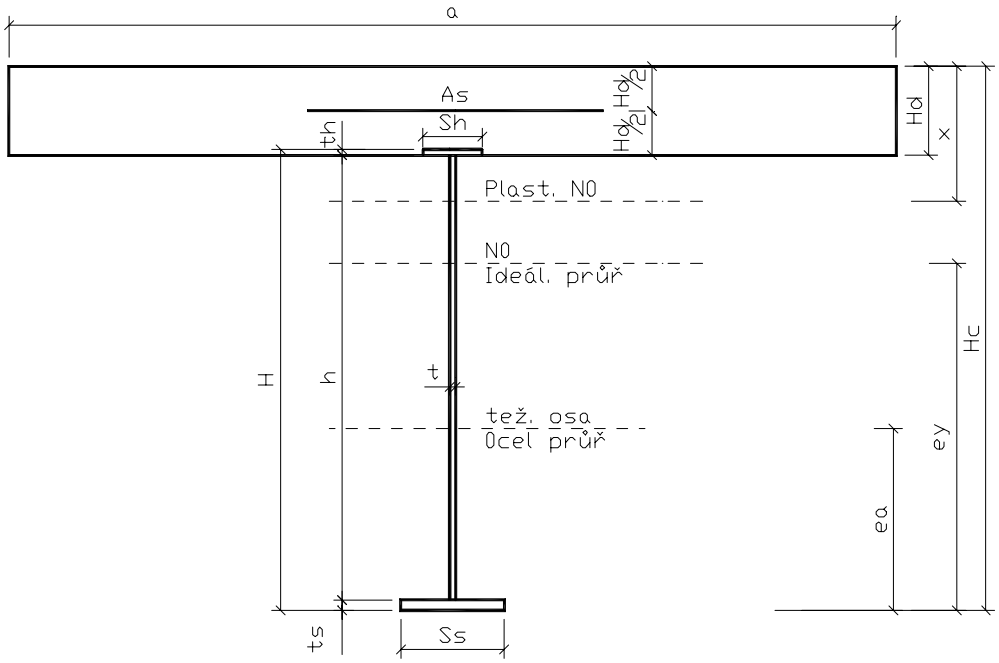
Posouvající síly – extrémní návrhová hodnota:
- $V_{Cd} = 636$ kN

Posouvající síly – hodnota odpovídající max. momentu:
- $V_{Cd} = 500$ kN

7.2.3 Posouzení napětí dle 1.a 2. MS

Posouzení hlavních nosníků bylo provedeno výpočetním programem "SPRAZAK", který započítává účinky smršťování, dotvarování a nerovnoměrného oteplení.

VYZNAČENÍ ROZMĚRŮ PRŮŘEZU:



Výpočet spřaženého průřezu - opěrový příčník

Vstupní údaje - Geometrie	Značení	
Šířka betonové desky	a	1447.00 [mm]
Tloušťka betonové desky	H_d	200.00 [mm]
Šířka horní pásnice ocelového nosníku	s_h	275.00 [mm]
Tloušťka horní pásnice ocelového nosníku	t_h	25.00 [mm]
Šířka dolní pásnice ocelového nosníku	s_s	275.00 [mm]
Tloušťka dolní pásnice ocelového nosníku	t_s	25.00 [mm]
Výška stojiny ocelového nosníku	h	355.00 [mm]
Tloušťka stojiny ocelového nosníku	t	14.00 [mm]
Tloušťka svaru stěny a pásnic	t_{sv}	10.00 [mm]
Plocha betonářské výztuže	A_s	0.00 [mm^2]

Průřezové charakteristiky	Značení	
Plocha ocelového průřezu	A_a	18720.000 [mm^2]
Poloha těžiště ocelového průřezu	e_a	202.500 [mm]
Výška ocelového průřezu	H	405.000 [mm]
Moment setrvačnosti ocelového průřezu	I_{ya}	5.4857e+008 [mm^4]
Plocha betonového průřezu	A_{be}	282525.000 [mm^2]

Průřezové charakteristiky	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	61771.429 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	397.387 [mm]
Výška ideálního průřezu	H_c	580.000 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	1.70746e+009 [mm^4]
Poloha neutrálné osy pro 1.MS ideálního průřezu	x	182.090 [mm]
Statický moment dolní části	S_{yd}	2.56016e+006 [mm^3]
Statický moment horní části	S_{yh}	3.59021e+006 [mm^3]

Průřezové charakteristiky pro dotvarování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	31675.073 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	316.868 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	1.18899e+009 [mm^4]
Pracovní součinitel	n	21.808

Průřezové charakteristiky pro smršťování.	Značení	
Plocha ideálního průřezu	A_i	32335.733 [mm^2]
Poloha těžiště ideálního průřezu	e_y	320.245 [mm]
Moment setrvačnosti ideálního průřezu	I_{yi}	1.2088e+009 [mm^4]
Pracovní součinitel	n	20.75

Zatřídění průřezu

Neutrální osa je v desce betonového průřezu => Třída ocelového průřezu = **1**

Určení velikosti redukčního součinitele BETA

0.15*h = 87.000 mm < x = 182.090 mm=> beta = 0.902

Vstupní údaje - Vnitřní síly, materiálové charakteristiky	Značení	
Celkový výpočtový ohybový moment	Mc^d	1131.00 [kNm]
Normový ohybový moment působící na nespřažený ocelový nosník	Mo^n	115.00 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení stálého a dlouhodobého nahodilého	$M_{cq}n$	33.00 [kNm]
Normový ohybový moment od zatížení krátkodobého nahodilého	$M_{cp}n$	712.00 [kNm]
Celkový ohybový moment	M_cn	745.00 [kNm]
Celková výpočtová posouvající síla	V_{sd}	500.00 [kN]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{sy}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (dolní pásnice + stojina) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{sy}'	335.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku menší než 40 mm	f_{syh}	345.00 [MPa]
Mez kluzu oceli (horní pásnice) pro tloušťku větší než 40 mm	f_{syh}'	335.00 [MPa]
Charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová)	f_{ck}	30.00 [MPa]
Sečnový modul pružnosti betonu	E_{cm}	32000.00 [MPa]
Normová pevnost betonářské výztuže	f_{sd}	345.00 [MPa]
Konečný čas pro dotvarování a smršťování		36500.00 [dnů]
Začátek smršťování		1.00 [dnů]
Stáří betonu při vnesení zatížení		28.00 [dnů]

Vstupní údaje - Vnitřní síly, materiálové charakteristiky	Značení	
vlhkost betonu		75.00 [%]

Popis napětí (čas t=0)	Velikost [MPa]
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-42.451
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	42.451
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	-3.175
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	165.708
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-11.604
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka	-0.147
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka	7.680
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka	-0.538
(čas t=nekonečno)	
Základní napětí v ocelovém průřezu (horní vlákna)	-42.451
Základní napětí v ocelovém průřezu (dolní vlákna)	42.451
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - krátkodobá složka	-3.175
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - krátkodobá složka	165.708
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - krátkodobá složka	-11.604
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-2.446
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	8.795
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - dlouhodobá složka s vlivem dotvarování	-0.335
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv smršťování	-44.143
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv smršťování	11.944
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv smršťování	0.414
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv oteplení	3.972
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv oteplení	14.128
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv oteplení	-2.462
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv oteplení	0.605
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová horní vlákna) - vliv ochlazení	-3.972
Napětí ve spřaženém průřezu (ocelová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-14.128
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová horní vlákna) - vliv ochlazení	2.462
Napětí ve spřaženém průřezu (betonová dolní vlákna) - vliv ochlazení	-0.605

Posudek jednotlivých prvků spřaženého průřezu

výsledná napětí	Porovnání	Posudek
Projeví se redukce posouvající síly :	500.00 > 430.41 [kN]	
Porovnání plastické únosnosti průřezu :	1131.00 < 1354.25 [kNm]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu horní vlákna :	/ -42.45 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Základní napětí v ocelovém průřezu dolní vlákna :	42.45 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové horní vlákna :	/ -3.32 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - ocelové dolní vlákna :	173.39 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -45.77 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	215.84 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -12.14 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=0 - Kombinace 2		
Celkové napětí v ocelovém průřezu - horní vlákna :	/ -49.03 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu - dolní vlákna :	211.98 < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Napětí ve spřaženém průřezu - betonové horní vlákna :	/ -13.20 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 1		
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -92.22 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v ocelovém průřezu po dotv. a smr. - dolní vlákna :	/ 228.90 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celkové napětí v betonovém průřezu po dotv. a smr. - horní vlákna :	/ -11.52 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.
čas t=nekonečno - Kombinace 2		
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -95.47 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v ocel. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - dolní vlákna :	/ 225.04 / < 345.00 [MPa]	vyhovuje.
Celk. napětí v beton. průřezu po dotv. a smr. a tepl. - horní vlákna :	/ -8.15 / < 25.50 [MPa]	vyhovuje.

7.2.4 Únosnost příčníku na smyk

- výška stěny u HN - h_w = 233 mm
- tloušťka stěny t_1 = 25 mm
- maximální posouvající síla $V_{z,d}$ = 636 kN

$V_{pl,Rd} = f_{y,d}\,\frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = \frac{345}{1{,}1} \cdot \frac{233 \cdot 25}{\sqrt{3}} =$ **1055 kN >$V_{z,d}$ = 636 kN** ⇒ **vyhoví na smyk**

7.2.5 Posouzení spřažení

Spřažení bude realizováno pomocí nízké spřahovací lišty – P10×70.

Maximální výpočtová posouvající síla působící na spřažený nosník : $V_{z,d}$ = 636 kN

Průřezové charakteristiky spřaženého průřezu :

n = 6,56
b_{eff} = 1447 mm
$I_{y,i}$ = 1,707*10^9 mm^4
$z_{g,i}$ = 397 mm
h_{iC} = 580 mm
$S_b = \frac{1447 \cdot 200 \cdot (580-397-200/2)}{6,56}$ = 3,66*10^6 mm^3

Podélná smyková síla mezi ŽB deskou a ocelovým příčníkem:

$V_1 = \frac{V_{z,d} \cdot S_b}{I_{y,i}} = \frac{636 \cdot 10^3 \cdot 3,66 \cdot 10^6}{1,707 \cdot 10^9}$ = **1364 N/mm**

Charakteristická únosnost perforované lišty:

P_{Rk} = - 68 + 12,4*f_{ck} + 797*A_{st} = - 68 + 12,4*30+ 797*2512/1000 = **2306 N/mm**

Návrhová únosnost perforované lišty:

$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_v$ = 2306 / 1,25 = **1 845 N/mm**

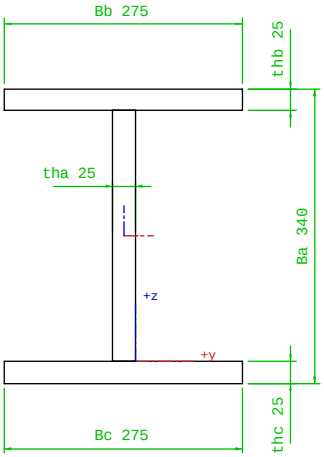
Příspěvek od teploty na délku b_{eff} = 1447 mm:

$N = b_{eff} \cdot h \cdot \frac{\sigma_h + \sigma_d}{2} = 1447 \cdot 200 \cdot \frac{2,00-0,5}{2}$ = 217 kN
$V_{1t} = 2 \cdot \frac{N}{b_{eff}} = 2 \cdot \frac{217 \cdot 10^3}{1447}$ = 300 N/mm
$V_{1c} = V_1 + 0,6 \cdot V_{1t}$ =1364 + 0,6×300 = **<u>1544 N/mm < 1845 N/mm ⇒ vyhoví</u>**

7.2.6 Posouzení příčníku při výměně ložisek

Při výměně nebo rektifikaci ložisek bude u každého ložiska osazen jeden lis v osové vzdálenosti 0,73 m od ložiska.
Předpokládáme, že výměna ložisek bude provedena za vyloučeného provozu.
Extrémní vnitřní síly:
- $R_{d,max}$ = 609 × 1,35 = 822 kN
- $V_{z,d,max}$ = 822 kN
- M_d = - 0,7 × 822 = 575 kNm

Průřezové charakteristiky ocelového průřezu (záporný ohyb. moment)
A = 21 000 mm^2
I_y = 3,926*10^8 mm^4
h = 340 mm
h_w = 290 mm
t_w = 25 mm



- normálové napětí

$\sigma_d = \frac{M_{y,d}}{I_y} z$ = 575*10^6 / 3,926*10^8 × 170 = **<u>249,0 MPa < 345/1,10 MPa=313,6 MPa ⇒</u>**

⇒ <u>vyhoví</u>

$\sigma_1 = \frac{M_{y,d}}{I_y} z$ = 575*10^6 / 3,926*10^8 × 145 = 212,4 MPa

- smykové napětí - průměrné

$\tau_{prům} = \frac{V_{max\,d}}{h_w \cdot t} = \frac{822 \cdot 10^3}{290 \cdot 25} = 113{,}4\text{MPa} < \frac{345}{1{,}10 \cdot \sqrt{3}} = 181{,}1$ MPa ⇒ **<u>vyhovuje</u>**

srovnávací napětí

$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + 3 \cdot \tau_1^2} = \sqrt{212{,}40^2 + 3 \cdot 113{,}4^2}$ = **<u>289,3 MPa< 313,6 MPa</u>** ⇒ **<u>vyhovuje</u>**

7.2.7 Výztuhy opěrového příčníku

Nutné plochy výztuh sloužící pro přizvednutí při výměně ložisek.

- lis u ložisek – $A_{nut.}$ = 822000/322 = 2553 mm^2 – tj. např. výztuha – 2×P12×110 – A=2×12×110 = 2640 mm^2

7.3 Chodníková konzola

7.3.1 Zatížení

Zatížení
- vl. tíha OK – 0,68 kN/m - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- izolace – 0,005×22 = 0,11 kN/m^2 - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- ŽB deska chodníku – 0,17×25 = 4,25 kN/m^2 - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- zábradlí – 0,5 kN/m - $\gamma_{G,sub}$ = 1,35
- nahodilé (chodci) – 5,0 kN/m^2 - $\gamma_{Q,sub}$ = 1,35
- osamělé břemeno 10 kN – na ploše 0,1 × 0,1 m – dle ČSN EN 1991-2 – čl.5.3.2.2. - $\gamma_{Q,sub}$ = 1,35

7.3.2 Vnitřní síly

Extrémní výpočtové vnitřní síly:

M_d = 147,3 kNm – komb. 6.10b
V_d = 75 kN – komb. 6.10b

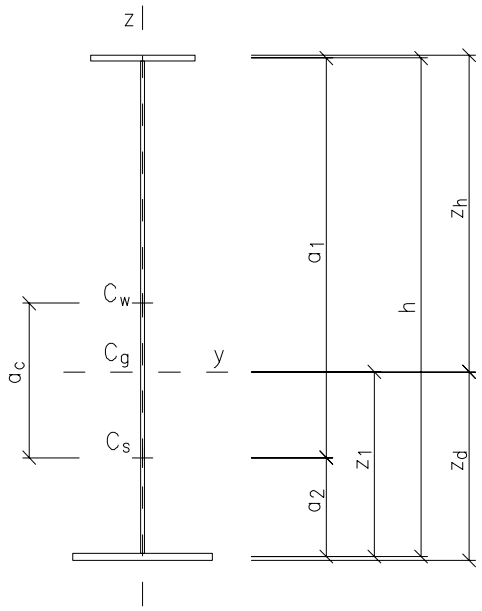
7.3.3 Posouzení na ohyb s klopením

Průřez chodníkové konzoly – pásnice P14×200, stěna tl.10, výška 244 až 320 mm ve vetknutí.

Klopení - chodník. konzola

Průřezové charakteristiky:

M_d =	147,3	kNm
I_y =	1,52E+08	mm^4
I_z =	1,87E+07	mm^4
I_t =	4,68E+05	mm^4
I_w =	4,40E+11	mm^6
h =	310	mm
a_1 =	153	mm
a_2 =	153	mm
a_i =	153	mm
a_c =	0	mm
z_1 =	153	mm
e_z =	160	mm
z_h =	160	mm
z_d =	160	mm
κ =	0,5	



Vzdálenost bodů zabezpečených proti klopení L_z = 6500 mm

Lw = 6500 mm

- parametr kroucení:

$$\alpha_t = \frac{0{,}62\frac{L_z}{h}\sqrt{\frac{I_t}{I_z}}}{\sqrt{\frac{h}{2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z}\left(\frac{2}{h}\right)^2\left(\frac{L_z}{L_w}\right)^2+\left(\frac{2\cdot\alpha_t}{\pi}\right)^2}}} = 2{,}057$$

$$C = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z}\left(\frac{2}{h}\right)^2\left(\frac{L_z}{L_w}\right)^2+\left(\frac{2\cdot\alpha_t}{\pi}\right)^2} = 254{,}44$$

součinitel štíhlosti:

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{\kappa\frac{a_c+e_z}{a_i}+\sqrt{\left(\kappa\frac{a_c+e_z}{a_i}\right)^2+\left(\frac{C}{a_i}\right)^2}}} = 0{,}664$$

součinitel vzpěrné délky: κ_M =0,86

poloměr setrvačnosti tlačeného pásu: $i_{z1} = \sqrt{\frac{I_z}{I_y}z_1\cdot a_i}$ = 53,7 mm

kritická štíhlost: $\lambda_{LT} = \gamma\frac{\kappa_M\cdot L_z}{i_{z1}}$ = 80,5

poměrná štíhlost: $\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$ = 1,06 $\Rightarrow$ χ= 0,506 (křivka c)

normálové napětí v horní pásnici: $\sigma_h = \frac{M_d}{I_y\cdot\chi}z_h$ = **306,4** MPa < 355/1,1 **= 322,7MPa**

7.3.4 Únosnost chodníkové konzoly na smyk

$\frac{h}{t} = \frac{292}{10} = 29{,}2 \leq 72\cdot\frac{\varepsilon}{\eta} = 48{,}82 \Rightarrow$ nedochází k boulení

- smykové napětí - průměrné

$\tau_{prům} = \frac{V_{max\,d}}{h_w\cdot t} = \frac{75\cdot10^3}{292\cdot10} = 25{,}7\text{MPa} < \frac{355}{1{,}10\cdot\sqrt{3}} = 186{,}3\text{ MPa} \Rightarrow$ **<u>vyhovuje</u>**

7.3.5 Srovnávací napětí

$\sigma_1 = \frac{M_{y,d}}{I_y}z = 147{,}3*10^6 / 1{,}52*10^8 \times 146 / 0{,}506 = 280{,}0$ MPa

$\sigma_{sr} = \sqrt{280,0^2 + 3 \cdot 25,7^2}$ = **<u>283,5 MPa < 355/1,1 = 322,7 MPa</u> ⇒ vyhoví**

8 Hlavní nosníky

Každý z dvojice hlavních nosníků je tvořen plnostěnným svařovaným trámem tvaru I s proměnnou výškou – výška uprostřed 1900 mm, na kraji v místě uložení 1400 mm. Rozpětí hlavního nosníku je 17,262 m. Osová vzdálenost hl.nosníků je 8,05 m. Pro trám je použita ocel S355J2+N.

8.1 Vnitřní síly

Vnitřní síly:

Komb. – max M_y – pro dolní pas :

$M_{y,d}$ = 6010 kNm
$M_{z,d}$ = 50 kNm
$N_{x,d}$ = -1700 kN
$V_{z,d}$ = 150 kN

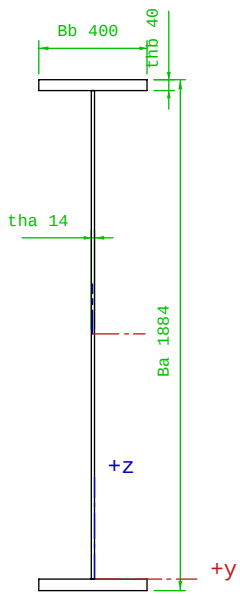
Komb. – max M_y – pro horní pas :

$M_{y,d}$ = 4700 kNm
$M_{z,d}$ = 45 kNm
$N_{x,d}$ = -5820 kN
$V_{z,d}$ = 280 kN

Komb. – max N - nerozhoduje

8.2 Posouzení normálových napětí v DP

Průřezové charakteristiky průřezu HN:



$A = 57256\ mm^2$
$I_y = 3{,}406*10^{10}\ mm^4$
$I_z = 4{,}27*10^8\ mm^4$
$h = 1884\ mm$
$b = 400\ mm$

$z_g = 942\ mm$

Posouzení pro - Komb. – max M_y - pro dolní pas:

- normálové napětí v dolní pásnici od ohybového momentu $M_{y,d}$

$\sigma_{d,My} = \frac{M_{y,d}}{I_y} z_g = \frac{6010 \cdot 10^6}{3{,}406.10^{10}} \cdot 942 =$ **166,2 MPa**

- normálové napětí v dolní pásnici od ohybového momentu $M_{z,d}$

$\sigma_{d,Mz} = \frac{M_{z,d}}{I_z} b/2 = \frac{50 \cdot 10^6}{4{,}27 \cdot 10^8} \cdot 200 =$ **23,4 MPa**

- normálové napětí v dolní pásnici od normálové síly

$\sigma_{d,N} = \frac{N_{x,d}}{A} = \frac{-1700 \cdot 10^3}{57256} =$ **-29,7 MPa**

- celkové normálové napětí v dolní pásnici

$\sigma_d = \sigma_{d,My} + \sigma_{d,Mz} + \sigma_{d,N} = 166{,}2 + 23{,}4 - 29{,}7 =$ **<u>160,0 MPa</u>** $< \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{345}{1{,}1} =$ **<u>313,6 MPa</u>** $\Rightarrow$ **<u>VYHOVUJE</u>**

Posouzení pro - Komb. – max N – není nutno posuzovat, nerozhoduje.

8.3 Posouzení normálových napětí v HP

Posouzení namáhání HP hlavního nosníku:
Součinitel vzpěrnosti je odhadnut dle množství již realizovaných obdobných konstrukcí hodnotou χ = 0,85. Podrobný stabilitní výpočet bude proveden v dalším stupni projektu.

Posouzení pro - Komb. – max M_y :

<u>Výpočet napětí v HP:</u>

- normálové napětí v horní pásnici od ohybového momentu $M_{y,d}$

$\sigma_{d,My} = \frac{M_{y,d}}{I_y \cdot \chi} z_g = -\frac{4700 \cdot 10^6}{3{,}406 \cdot 10^{10} \cdot 0{,}85} \cdot 942$ = **-152,9 MPa**

- normálové napětí v horní pásnici od ohybového momentu $M_{z,d}$

$\sigma_{d,Mz} = \frac{M_{z,d}}{I_z} b/2 = -\frac{45 \cdot 10^6}{4{,}27 \cdot 10^8} \cdot 200$ = **-21,1 MPa**

- normálové napětí v horní pásnici od normálové síly

$\sigma_{d,N} = \frac{N_{x,d}}{A \cdot \chi} = -\frac{5820 \cdot 10^3}{57256 \cdot 0{,}85}$ = **-119,6 MPa**

- celkové normálové napětí v horní pásnici

$\sigma_d = \sigma_{d,My} + \sigma_{d,Mz} + \sigma_{d,N}$ = -152,9 – 21,1 – 119,6 = **<u>-293,7 MPa <</u>** $\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{345}{1{,}1}$ = **<u>313,6 MPa ⇒ VYHOVUJE</u>**

8.4 Posouzení na smyk u opěry

Únosnost ve smyku s uvážením boulení stěny:

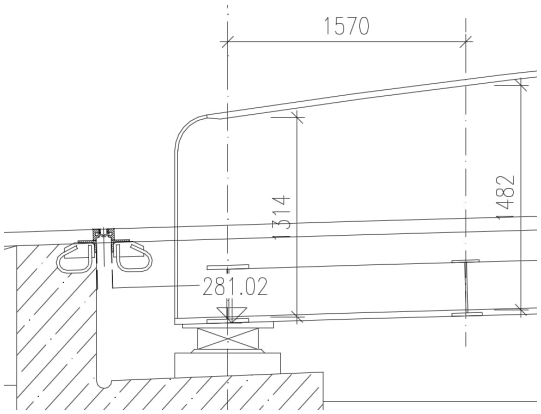
- vzdálenost příčných výztuh: a = 1 570 mm
- výška stěny v ose uložení h_w = 1 314 mm
- výška stěny u opěry h = 1 482 mm (2.výztuha od konce)
- tloušťka stěny t = 14 mm
- $V_{d,max}$ = 1 570 kN

$\frac{a}{h} = \frac{1570}{1314} = 1{,}195 > 1 \Rightarrow k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h}{a}\right)^2 = 5{,}34 + 4\left(\frac{1314}{1570}\right)^2 = 8{,}14$

$\overline{\lambda_w} = \frac{h}{37{,}4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{1314}{37{,}4 \cdot 14 \cdot 0{,}81 \cdot \sqrt{8{,}14}} = 1{,}086 \approx 1{,}08 \Rightarrow$

$\Rightarrow \chi_w = \frac{0{,}83}{\overline{\lambda_w}} = \frac{0{,}83}{1{,}086} = 0{,}764$

$\chi_v = \chi_w + \chi_f = 0{,}764 + 0 = 0{,}764$ (příspěvek pásnic zanedbáváme $\chi_f = 0$)



- únosnost v boulení od smyku :

$V_{c,Rd} = \chi_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = 0{,}764 \cdot \frac{355}{1{,}1} \cdot \frac{1314 \cdot 14}{\sqrt{3}}$ = **2 619 kN >$V_{z,d}$ = 1 570 kN ⇒VYHOVUJE**

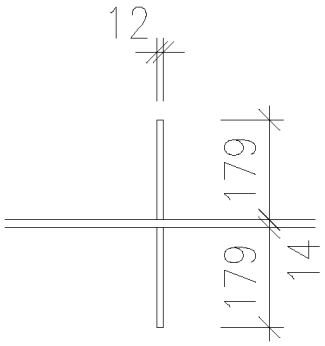
8.5 Posouzení příčných výztuh stěny

Požadavky na příčnou výztuhu z hlediska stanovení únosnosti stěny ve smyku:

8.5.1 Posouzení z hlediska tuhosti

Příčné výztuhy stěny jsou tvořeny oboustranným plechem P12 × 179.

- vzdálenost příčných výztuh: a = 1570 mm
- maximální výška stěny h = 1820 mm
- tloušťka stěny t = 14 mm



$\frac{a}{h} = \frac{1570}{1820} = 0{,}86 < \sqrt{2} \Rightarrow$

⇒ minimální moment setrvačnosti výztuhy:

$I_{st} = 1{,}5 \cdot h^3 \cdot t^3 / a^2 = 1{,}5 \cdot 1820^3 \cdot 14^3 / 1570^2 =$

$= 10{,}067 \times 10^6$ mm^4

Spolupůsobící průřez s výztuhou:

$I_{y1} = 14 \cdot (30 \cdot 14 \cdot 0{,}81 + 12)^3 / 12 = 62{,}3 \cdot 10^6$ mm^4

$I_{y2} = 12 \cdot (179 \cdot 2 \cdot 0{,}81 + 14)^3 / 12 = 28{,}1 \cdot 10^6$ mm^4

I_y = 28,1 . 10^6 mm^4 > I_{st} = 10,067 . 10^6 mm^4 ⇒ z hlediska tuhosti výztuhy VYHOVÍ

8.5.2 Posouzení z hlediska pevnosti

Stanovení redukované únosnosti stěny ve smyku V_{red} při dvojnásobné vzdálenosti výztuh:

- provedeme pro řez s nejmenší rezervou únosnosti ve smyku – řez u opěry
- dvojnásobná vzdálenost příčných výztuh: a = 2* 1570 = 3140 mm
- výška stěny v ose uložení h_w = 1 314 mm
- výška stěny u opěry h = 1 482 mm
- tloušťka stěny t = 14 mm
- $V_{d,max}$ = 1 570 kN

$\frac{a}{h} = \frac{3140}{1482} = 2{,}12 > 1 \Rightarrow k_\tau = 5{,}34 + 4\left(\frac{h}{a}\right)^2 = 5{,}34 + 4\left(\frac{1482}{3140}\right)^2 = 6{,}23$

$\overline{\lambda_w} = \frac{h}{37{,}4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}} = \frac{1482}{37{,}4 \cdot 14 \cdot 0{,}81 \cdot \sqrt{6{,}23}} = 1{,}40 > 1{,}08 \Rightarrow \chi_w = \frac{0{,}83}{\overline{\lambda_w}} = \frac{0{,}83}{1{,}40} = 0{,}59$

$\chi_v = \chi_w + \chi_f = 0{,}59 + 0 = 0{,}59$ (příspěvek pásnic zanedbáváme $\chi_f = 0$)

- redukovaná únosnost v boulení od smyku :

$V_{Red} = \chi_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \frac{h_w \cdot t}{\sqrt{3}} = 0{,}59 \cdot \frac{355}{1{,}1} \cdot \frac{1314 \cdot 14}{\sqrt{3}} =$ **<u>2 022 kN >$V_{z,d}$ = 1 570 kN ⇒ z hlediska pevnosti není třeba výztuhy posuzovat</u>**

8.6 Posouzení podporových výztuh

Tlak z ložisek je přenášen do stěn HN a příčníků a do výztuh z vnější strany HN. Posouzení provedeme pro kontaktní napětí nad ložiskem.

- maximální návrhová reakce na ložisko $R_{z,d}$ = 2028 kN

Kontaktní plocha podporových výztuh a stěny příčníku a HN nad ložiskem:
- rozměr elastomeru – 400×400 mm
- roznos zatížení pod úhlem 45°
- tloušťka DP v místě ložiska 40 mm
- tloušťka klínové desky v ose ložiska 30 mm

$A = (400 + 2 \cdot 40 + 2 \cdot 30) \cdot 14 + 14 \cdot 139 + 25 \cdot 195 = 14\,381\ mm^2$

Kontaktní napětí:

$\sigma_d = \frac{R_{z,d}}{A} = \frac{2028 \cdot 10^3}{14381} =$ **<u>141,0 MPa < $\frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{345}{1{,}0} =$ 345 MPa ⇒ VYHOVUJE</u>**

8.7 Posouzení na únavu

Z hlediska únavy je nejvíce namáhaný detail podélného koutového svaru mezi horní pásnicí a stěnou přerušeného výřezem v místě montážního styku. Jedná se o kategorii detailu 71.

Základní vztah pro posouzení:

$$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

kde $\Delta\sigma_p$ - rozkmit napětí

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

λ_1 - součinitel který zahrnuje účinek poškození od dopravy a závisí na rozpětí a tvaru příčinkové čáry. $\lambda_1 = 2{,}55 - 0{,}7\frac{17{,}3-10}{70} = 2{,}477$

λ_2 - součinitel, který vyjadřuje vliv objemu dopravy $\Rightarrow \lambda_2 = 0{,}625$ pro Nobs = 0,50* 10^6 těžkých vozidel za rok a průměrnou hmotnost těžkého vozidla 300 kN – objem dopravy byl odhadnut, je uvažováno s rezervou

λ_3 - součinitel, který vyjadřuje návrhovou životnost konstrukce $\Rightarrow \lambda_3 = 1{,}00$ pro návrhovou životnost 100 let

λ_4 - součinitel, který zahrnuje vliv těžké dopravy v dalších pruzích – je uvažován jeden pruh s těžkou dopravou $\Rightarrow \lambda_4 = 1$

λ - součinitel ekvivalentního poškození $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 2{,}477 \cdot 0{,}625 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 1{,}548$

λ_{max} $\lambda_{max} = 2{,}00$

ϕ_2 - dynamický součinitel ekvivalentního zatížení, pro mosty pozemních komunikací lze brát $\phi_2 = 1{,}0$

γ_{Ff} - součinitel únavového zatížení $\gamma_{fF} = 1{,}0$

γ_{Mf} - součinitel únavové pevnosti $\gamma_{Mf} = 1{,}15$

$\Delta\sigma_c$ - referenční rozkmit napětí $\Delta\sigma_c = 71$ MPa

<u>Rozkmit napětí pro trám:</u>
$\Delta\sigma_x = 32{,}1$ MPa

<u>Posouzení:</u>
$\Delta\sigma_p \cdot \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \gamma_{Ff} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$ $\quad 32{,}1 \cdot 1{,}548 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \leq \frac{71}{1{,}15}$ $\quad \mathbf{49{,}7 \leq 61{,}7} \Rightarrow$

<u>VYHOVUJE</u>

8.8 Průhyby a nadvýšení

Průhyby od pohyblivého zatížení:

- max. průhyb od pohyblivého zatížení je **<u>14,9 mm</u>** < $\frac{17262}{300}$ = **<u>57,5 mm ⇒ vyhoví</u>**

Průhyby trámu od stálých zatížení budou eliminovány výrobním nadvýšením, jehož přesná hodnota bude určena v dalším projekčním stupni i v závislosti na způsobu montáže.

9 Dilatace – mostní závěry

9.1 Dilatace od teploty

Charakteristické hodnoty maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty (viz kap. 4.2.3) :
zkrácení: $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10°C - (-38°C) = 48°C$
prodloužení: $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 54°C - 10°C = 44°C$

$\mathbf{\Delta T_d^+} = \Delta T_K + \Delta T_\gamma + \Delta T_d = 44 + 5 + 15 = \mathbf{64°C}$
$\mathbf{\Delta T_d^-} = \Delta T_K + \Delta T_\gamma + \Delta T_d = -48 - 5 - 15 = \mathbf{-68°C}$
$\mathbf{T_0 = 10°C}$

<u>Opěra 1:</u>
- $\Delta l^- = 0$ mm
- $\Delta l^+ = 0$ mm

<u>Opěra 2:</u>
- $\Delta l^- = \Delta t \cdot l \cdot \alpha \cdot = -68 \times 17262 \times 12*10^{-6} =$ **<u>-14,1 mm</u>** (zkrácení)
- $\Delta l^+ = \Delta t \cdot l \cdot \alpha = 64 \times 17262 \times 12*10^{-6} =$ **<u>13,3 mm</u>** (prodloužení)

9.2 Dilatace od průhybu

Dilatace je počítána pouze od průhybu od těchto stálých zatížení – římsy, vozovka, svodidla, zábradlí a od zatížení pohyblivého.

- svislá vzdálenost most. závěru od osy ložiska - h = 770 mm
- maximální stočení průřezu v místě opěr:

Opěra 1
- $R_y^- = -0{,}00287$ rad

$\Delta l^- = 0{,}00287 \times 770 =$ **-2,2 mm**

Opěra 2
- $R_y^- = -0{,}00282$ rad

$\Delta l^- = 0{,}00282 \times 770 =$ **-2,2 mm**

9.3 Dilatace od smrštění ŽB desky

Opěra 1

Δl^{-} = 0 mm

Opěra 2

Δl^{-} = **-4 mm**

9.4 Dilatace od vodorovného posunu opěr

Opěra 2

Δl^{+} = **15,0 mm**

9.5 Celková dilatace, návrh MZ

Opěra 1

Δl^{-} = **-2,2 mm**
Δl^{+} = **0 mm**
Δl = /-2,2/ = **2,2 mm**

Navržen povrchový lamelový mostní závěr – s dilatační schopností 80 mm

Opěra 2

Δl^{-} = -14,1 – 2,2 – 4 = **-20,3 mm**
Δl^{+} = 13,3 + 15 = **28,3 mm**
Δl = /-20,3/ + 28,3 = **48,6 mm**

Navržen povrchový lamelový mostní závěr – s dilatační schopností 80 mm

10 Statický výpočet spodní stavby

V tomto stupni projektu bude posouzeno zavěšené křídlo.

10.1 Parametry zeminy

- Objemová tíha: $\gamma = 20\ kN/m^3$
- Úhel vnitřního tření: $\varphi = 30°$
- Úhel tření mezi zeminou a rubem konstrukce: $\delta = \frac{\varphi}{2} = 17{,}5°$
- Součinitel aktivního zemního tlaku: $K_a = 0{,}30$
- Součinitel klidového zemního tlaku: $K_r = 1 - sin\varphi = 0{,}5$

10.2 Zatížení na křídlo

10.2.1 Zatížení zemním tlakem

$\sigma_a = \gamma \cdot h \cdot K_a = 20 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}3 = 18\ KPa$
$\sigma_r = \gamma \cdot h \cdot K_r = 20 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}5 = 30\ KPa$

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}5$

10.2.2 Přitížení za opěrou

Je uvažováno zatížení modelem LM1 dle ČSN EN 1991-2 (viz kap. 4.2.1). Dvojnápravy jsou v tomto případě nahrazeny ekvivalentním rovnoměrným zatížením q_{eq} na roznášecí ploše o šířce 3m a délce 4,5 m.

Součinitel zatížení:
- $\gamma_Q = 1{,}35$

<u>Křídlo</u>

Zatížení LM1 :

$q_1 = \frac{2 \cdot 300}{4{,}5 \cdot 3} = 44{,}4\ kN/m$

Přírůstek aktivního zemního tlaku od přitížení

$\Delta\sigma_a = q_1 \cdot K_r = 44{,}4 \cdot 0{,}5 = 22{,}2\ kN/m^2$

10.3 Posouzení na ohyb

Výpočet je zpracován tabulkovou formou v programu EXCEL.

Je posuzován 1 bm křídla v blízkosti opěry, výška průřezu je 600 mm.

Extrémní vnitřní síly:

$$\boldsymbol{m_{y,d,max} = 155\ kNm/m}$$

$$\boldsymbol{n_{x,d} = 73\ kN/m}$$

Návrh výztuže na rubu křídla:
Ø16 **á 150** mm – A_{st} = 1 340 mm^2

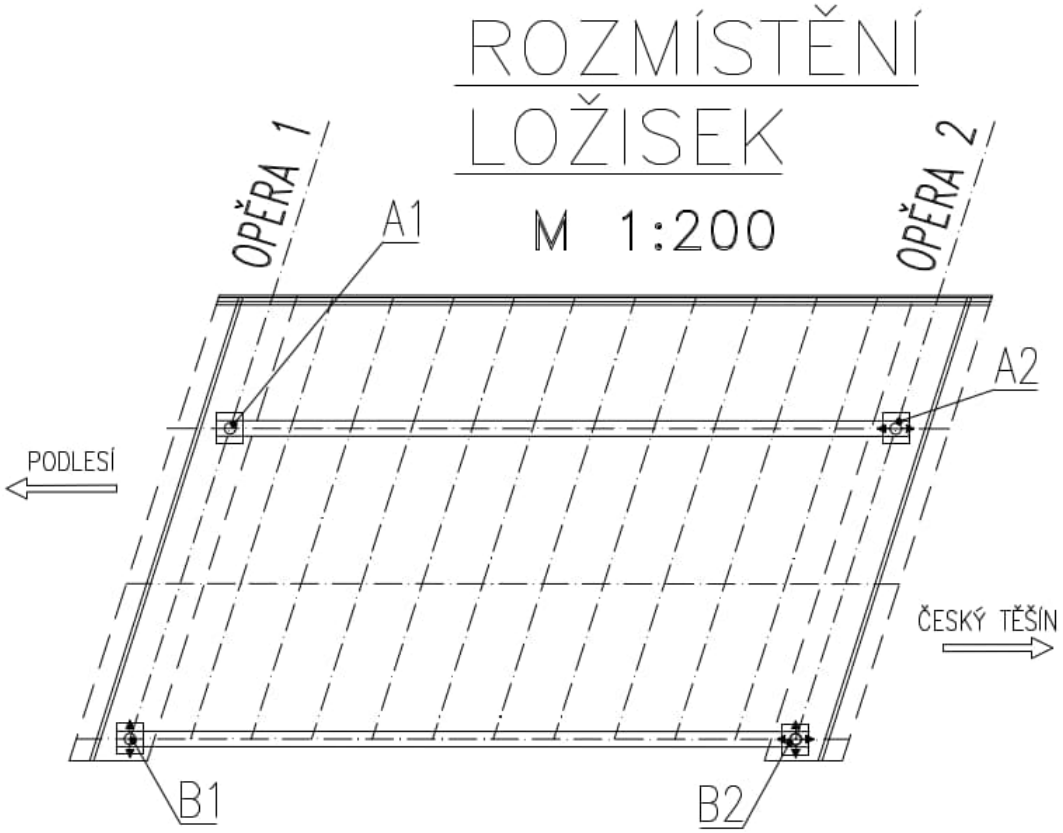
Charakteristické vlastnosti betonu - C30/37			
Charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku	f_{ck}	[MPa]	30,0
Součinitel vyjadřující nepříznivé účinky zatížení	α_{cc}	-	0,85
dílčí součinitel spolehlivosti betonu	γ_C	-	1,5
Návrhová pevnost betonu v tlaku	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C$	[MPa]	17,0
Charakteristické vlastnosti tahové výztuže - B500B			
Charakteristická hodnota meze kluzu oceli	f_{yk}	[MPa]	500
Dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže	γ_S	-	1,15
Návrhová pevnost výztuže v tahu	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_S$	[MPa]	435
Posouzení prvku na ohyb			
Výška průřezu	h	[mm]	600
Šířka průřezu	b	[mm]	1 000
Jmenovité krytí výztuže	c	[mm]	55
Průměr výztuže	ϕ	[mm]	16
Vzdálenost prutů výztuže	a	[mm]	150
Plocha výztuže	A_s	[mm^2]	1 340
Návrhový ohybový moment	m_x	[kNm]	155
Návrhová osová síla (kladná)	n_x	[kN]	73
Návrhová osová síla (záporná)	n_x	[kN]	0

Napětí ve výztuži od normálové síly (kladné)	σ_n	[MPa]	27
Využitelné napětí ve výztuži pro ohyb	σ_s	[MPa]	408
Napětí v betonu od normálové síly (záporné)	σ_n	[MPa]	0
Využitelné napětí v betonu pro ohyb	σ_c	[MPa]	17,0
Návrhová síla ve výztuži	$F_s = A_s \cdot f_{yd}$	[kN]	546
Tlačená výška betonu	$x = F_s/(0{,}8 \cdot f_{cd} \cdot b)$	[mm]	40
Rameno vnitřních sil	$z = h-c-\phi/2-0{,}4 \cdot x$	[mm]	521
Návrhová ohybová únosnost průřezu	$M_{Rd} = F_s \cdot z$	[kNm]	**284,4**
Využití průřezu	-	[%]	54
		Vyhoví průřez ?	**ANO**

11 Ložiska

11.1 Zatížení ložisek

Půdorysné schéma ložisek:



TLAKY NA LOŽISKA

Most přes potok Hrabinka na ul. Lipová, ev.č.5b-M2

SO 201 - Most

SVISLÉ ZATÍŽENÍ - Z							OZNAČENÍ PODPĚRY A LOŽISEK			
							OPĚRA 1		OPĚRA 2	
							1A	1B	2A	2B
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ_f	$\xi(\varphi)$	Ψ	$\gamma \times \xi$	pevné lož.	příčně posuvné lož.	podélně posuvné lož.	všesměrné lož.
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Vlastní tíha OK + tíha ŽB desky mostovky	1,35	1		1,35	485	255	485	255
2		Ostatní stálé	1,35	1		1,35	124	112	124	112
3	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Model zatížení LM1 - max.	1,35			1,35	890	870	870	890
4		Model zatížení LM1 - odpovídající reakce k max.	1,35			1,35	610	620	610	620
5		Model zatížení LM3-900/150 - max.	1,35	1,25		1,35	530	520	520	530
6		Model zatížení LM3-900/150 - odpovídající reakce k max.	1,35	1,25		1,35	190	185	185	190
7		Model zatížení LM1 - min.	1,35			1,35	0	0	0	0
8		Model zatížení LM3-900/150 - min.	1,35	1,25		1,35	0	0	0	0
9		Příčný vítr - F_w^*	1,5		1	1,5	3	3	3	3
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							558	339	558	339
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							556	337	556	337
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce							1 502	1 240	1 482	1 260
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce - odpovídající reakce k max.							1 222	990	1 222	990
Rz,max,d - maximální návrhová reakce							2 028	1 674	2 001	1 701
Rz,max,d - maximální návrhová reakce - odpovídající reakce k max.							1 650	1 337	1 650	1 337

Na řádcích 4 a 6 jsou uvedeny reakce na ložisku od zatěžovacího stavu, při kterém je vyvozena maximální reakce na sousedním ložisku - např. na opěře 1 je při maximální reakci 890 kN na ložisku 1A, vyvozena reakce na ložisku 1B o hodnotě 620 kN.

Je uvažována kombinace 6.10.

TLAKY NA LOŽISKA

Most přes potok Hrabinka na ul. Lipová, ev.č.5b-M2

SO 201 - Most

VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ KOLMÉ NA OSU MOSTU - směr Y					OP1		OP2	
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ	Ψ_0	Lož. A	Lož. B	Lož. A	Lož. B
11	PROMĚNNÁ ZAT.	Vítr příčný	1,5	1	**40**	0	**30**	0
12		Brzdné síly příčné	1,5	0,75	**90**	0	**90**	0
13		Náraz na obrubník	1,5	0,75	**100**	0	**100**	0
maxRy,k - maximální charakteristická reakce (abs)					183	0	173	0
maxRy,d - maximální návrhová reakce (abs)					274	0	259	0

VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ ROVNOBĚŽNÉ S OSOU MOSTU - směr X					OP1		OP2	
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ	Ψ_0	Lož. A	Lož. B	Lož. A	Lož. B
14	PROMĚNNÁ ZAT.	Příčný vítr	1,5	1	**10**	**10**	**0**	**0**
15		Podélný vítr	1,5	1	**15**	**15**	**0**	**0**
16		Brzdné a rozjezdové síly	1,35	0,75	**380**	**320**	**0**	**0**
17		Síly od tření v ložiskách	1,5	0,6	**42**	**32**	**42**	**32**
maxRy,k - maximální charakteristická reakce (abs)					437	367	42	32
maxRy,d - maximální návrhová reakce (abs)					599	503	63	48

Tučně vytištěné hodnoty mohou být kladné i záporné

12 Seznam literatury

[1] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí, včetně změny A1

[2] ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou

[3] ČSN EN 1991-1-4 – Zatížení konstrukcí, Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem

[4] ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení konstrukcí, Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou

[5] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty-Navrhování a konstrukční zásady

[6] ČSN EN 1993-1-1 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

[7] ČSN EN 1993-1-5 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-5: Obecná pravidla – Doplňující pravidla pro rovinné deskostěnové konstrukce bez příčného zatížení

[8] ČSN EN 1993-1-9 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-9: Únava

[9] ČSN EN 1993-1-10 – Navrhování ocelových konstrukcí, část 1-10: Houževnatost materiálu a vlastnosti napříč tloušťkou

[10] ČSN EN 1993-2 – Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty

[11] ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty

[12] T. Rotter, J. Studnička – Ocelové konstrukce 30 – Ocelové mosty, pomůcka pro cvičení

[13] ČSN EN 1997 - Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí

[14] ČSN EN 1992 - Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí

[15] ČSN EN 206-1 - Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

[16] ČSN EN 1536 - Provádění speciálních geotechnických prací – Vrtané piloty

[17] ČSN 73 1001 - Základová půda pod plošnými základy

[18] ČSN 73 1002 - Pilotové základy

V Brně, červen 2024 Vypracoval: Ing. Vojtěch Konečný

13 STATICKÝ POSUDEK - **ČÁST ZALOŽENÍ**

13.1 VŠEOBECNÝ POPIS

Jedná se o novostavbu silničního mostu přes potok Hrabinka na ulici Lipová, ev. č. 5b-M2 v Českém Těšíně. Nový most bude založen na vrtaných velkoprůměrových pilotách. Stávající nosná konstrukce mostu bude odstraněna a nahrazena mostem ocelovým s konzolově vyneseným chodníkem. Spodní stavba bude kompletně demolována a nahrazena novou ŽB opěrou, která bude založená na vrtaných pilotách.

1. PODKLADY

Podkladem pro zpracování statických posudků byly následující podklady:

- Přehledné výkresy nového mostu (půdorys, podélný řez, příčný řez)
- Zatěžovací účinky v návrhových i charakteristických hodnotách v úrovni ložisek opěr O1, O2
- Rešeršní zpráva – Český Těšín – Lipová – most přes Hrabinku (BALUN geo s.r.o.)
- Jan Masopust – Navrhování základových a pažících konstrukcí
- Program GEO v.2020, moduly Pilota, Opěra
- Program SCIA v.21

2. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY

Lokalita průzkumu je situována v západním okraji obce Český Těšín, na ulici Lípová. Jedná se o stávající most, který převádí komunikaci přes potok Hrabinka. Tento most má být zdemolován a následně postaven nový.

Terén zájmového území je mírně členitý a svažitý v celkovém sklonu směrem k vodnímu toku potoka Hrabinka. Terén posuzované lokality je dále do jisté míry upraven násypem tělesa komunikace. Z hlediska geomorfologického členění ČR spadá posuzovaná plocha do okrsku Hornožulkovská pahorkatina a podcelku Těšínská pahorkatina, které jsou součástí celku Podbeskydská pahorkatina a oblasti Západobeskydské podhůří. Výška terénu přímo v blízkosti mostního objektu se pohybuje v rozmezí 280,5 až 280,8 m n. m.

Geologické podloží předkvartérního stáří je v posuzované oblasti tvořeno především marinními zpevněnými sedimenty flyšového pásma slezské jednotky v podobě jílovce a pískovce křídového stáří. Dané skalní podloží v podobě jílovce bylo zastižené v případě všech archivních sond v hloubce v rozmezí 5,1 až 7,3 m p. t., resp. v úrovni 275,4 m n. m. až 286,4 m n. m. V případě archivních sond s označením J-1 a J-2 byla zastižena zcela zvětralá až silně zvětralá skalní hornina třídy R5 a hlouběji se jednalo o silně zvětralou a zvětralou skalní horninu třídy R4. V případě archivní sondy s označením VV-1 byla zastižena navětralá

skalní hornina a hlouběji se jednalo o střídání navětralé a téměř zdravé skalní horniny třídy R4 a R3.

Kvartérní vrstvy v zájmové oblasti tvoří zejména holocenní a pleistocenní ¨nezpevněné nivní fluviální nečlenné sedimenty a sedimenty vodních nádrží v podobě hlíny, písku a štěrku. V rámci archivních sond byly zastiženy ve svrchních polohách výhradně jemnozrnné zeminy v podobě jílovitoprachové hlíny, jílu s nízkou a střední plasticitou a písčitého jílu v hloubce v rozmezí 0,8 až 1,7 m pod stávajícím terénem, resp. v úrovni 278,8 m n. m. až 292,9 m n. m. Konzistence těchto jemnozrnných zemin byla stanovena jako měkká až kašovitá, měkká a pevná. Pod jemnozrnnou vrstvou byl zastižen zajílovaný štěrk se střední ulehlostí (resp.

měkkou až tuhou a tuhou konzistencí výplně). Zajílovaný štěrk byl zastižen pouze v archivních sondách s označením J-1 a J-2 v hloubce v rozmezí 3,0 až 3,2 m p. t., resp. v úrovni 277,8 m n. m. až 277,3 m n. m. V místech archivní sond s označením VV-1 byl zastižen slabě zahliněný štěrk od úrovně 3,0 m p. t., resp. od úrovně 290,7 m n. m. V archivní sondě s označením VV-1 byla dále v hloubce 5,0 m p. t., resp. v úrovni 288,7 m n. m. zastižena metr a půl mocná vrstva slabě zahliněného jemného písku se štěrky. Index ulehlosti slabě zahliněného štěrku a slabě zahliněné písku byl stanoven výhradně jako ulehlý.

Kvartérní pokryv vytváří v případě všech archivních sond v nejsvrchnější vrstvě nesoudržná a nehomogenní navážka do hloubky v rozmezí 0,8 až 1,7 m p. t. Vrstva antropogenních násypů může nepříznivě ovlivňovat způsob založení projektovaného objektu, v případě, že by byly zastižen místy i větší mocnosti.

V rámci použitých archivních sond byla hladina podzemní vody zaznamenána ve všech sondách, resp. v sondách s označením J-1, J-2 a VV-1. Ustálená hladina podzemní vody se pohybovala v hloubce v rozmezí 2,5 m až 5,2 m pod stávajícím terénem, resp. v úrovni 277,4 až 288,5 m n. m.

Ve smyslu přílohy E ČSN P 73 1005, E.1.2.3. jde na dané lokalitě o **základové poměry složité**. Důvodem je především vliv podzemní vody na způsob založení, výskyt nehomogenní a nesoudržné navážky místy i značných mocností a výskyt skalní horniny. V daném případě se jedná o projektovanou výstavbu mostního objektu, tudíž se bude pravděpodobně jednat ze statického hlediska o **konstrukci náročnou** ve smyslu E.1.3.3. Z výše uvedených předpokladů vyplývá, že dle normy ČSN P 73 1005 se jedná o **3. geotechnickou kategorii** podle E.1.4.3. normy.

Geologické prostředí v podloží posuzované lokality bylo na základě dat získaných z archivních průzkumných sond vertikálně rozčleněno do pěti geotechnických typů (GT). Pro tyto geotechnické typy byly následně určeny směrné normové charakteristiky ze zrušené normy ČSN 73 1001, která byla částečně nahrazena normami ČSN 73 1004 a ČSN EN 1997-1. Rozdělení zemin do GT bylo klasifikováno dle geneze a podobných fyzikálních a geomechanických vlastností.

Svrchní vrstvy – GT1 – holocén

Ve všech třech archivních sondách byla zastižena zejména nehomogenní navážka až do hloubky 1,7 m pod terénem. Z hlediska klasifikace dle ČSN P 73 1005 spadají navážky do třídy Y, dle ČSN EN ISO 14688-2 jako Mg. Nelze však vyloučit, že od provedení archivních průzkumů nedošlo k další navážce na předmětné pozemky. Charakter a mocnost svrchních vrstev bude vhodné ověřit podrobným IG průzkumem. Vzhledem k tomu, že se

jedná o materiály, které nejsou použitelné pro založení projektované výstavby a budou odstraněny stavebními výkopy, nejsou uvedeny v přehledu geotechnických charakteristik zemin.

Kvartérní fluviální sedimenty – GT2 – pleistocén, holocén

Geotechnický typ GT2 představuje jemnozrnné soudržné středně plastické a nízce plastické jíly, jílovitoprachové hlíny a písčité jíly. Dle klasifikace ČSN P 731005 jsme zeminy zatřídily jako F6-Cl, CL a F4-CS a dle normy ČSN EN ISO 14688-2 by se pravděpodobně jednalo o třídu Cl, siCl a saCl. Konzistence těchto kvartérních pokryvných sedimentů byla vypočtena jako měkká až kašovitá, měkká a pevná.

Kvartérní fluviální sedimenty – GT3 – pleistocén, holocén

Geotechnický typ GT3 představují nesoudržné zajílované štěrky. Dle klasifikace ČSN P 731005 jsme zeminy zatřídily jako G5-GC a dle normy ČSN EN ISO 14688-2 by se pravděpodobně jednalo o třídu clGr. V archivním profilu byly zajílované štěrky vyhodnoceny jako středně ulehlé. Dle odborného odhadu se dá předpokládat, že se tedy jedná o měkkou až tuhou a tuhou konzistenci výplně.

Kvartérní fluviální sedimenty – GT4 – pleistocén, holocén

Geotechnický typ GT4 představují nesoudržné slabě zahliněné štěrky s pískem a slabě zahliněné jemné písky se štěrkem. Dle klasifikace ČSN P 731005 jsme zeminy zatřídily jako G3-G-F a S3-S-F a dle normy ČSN EN ISO 14688-2 se jednalo o třídu saGr a grFSa. Index ulehlosti těchto nesoudržných sedimentů byl stanoven výhradně jako ulehlý.

Předkvartérní marinní jílovce – GT5 – spodní křída

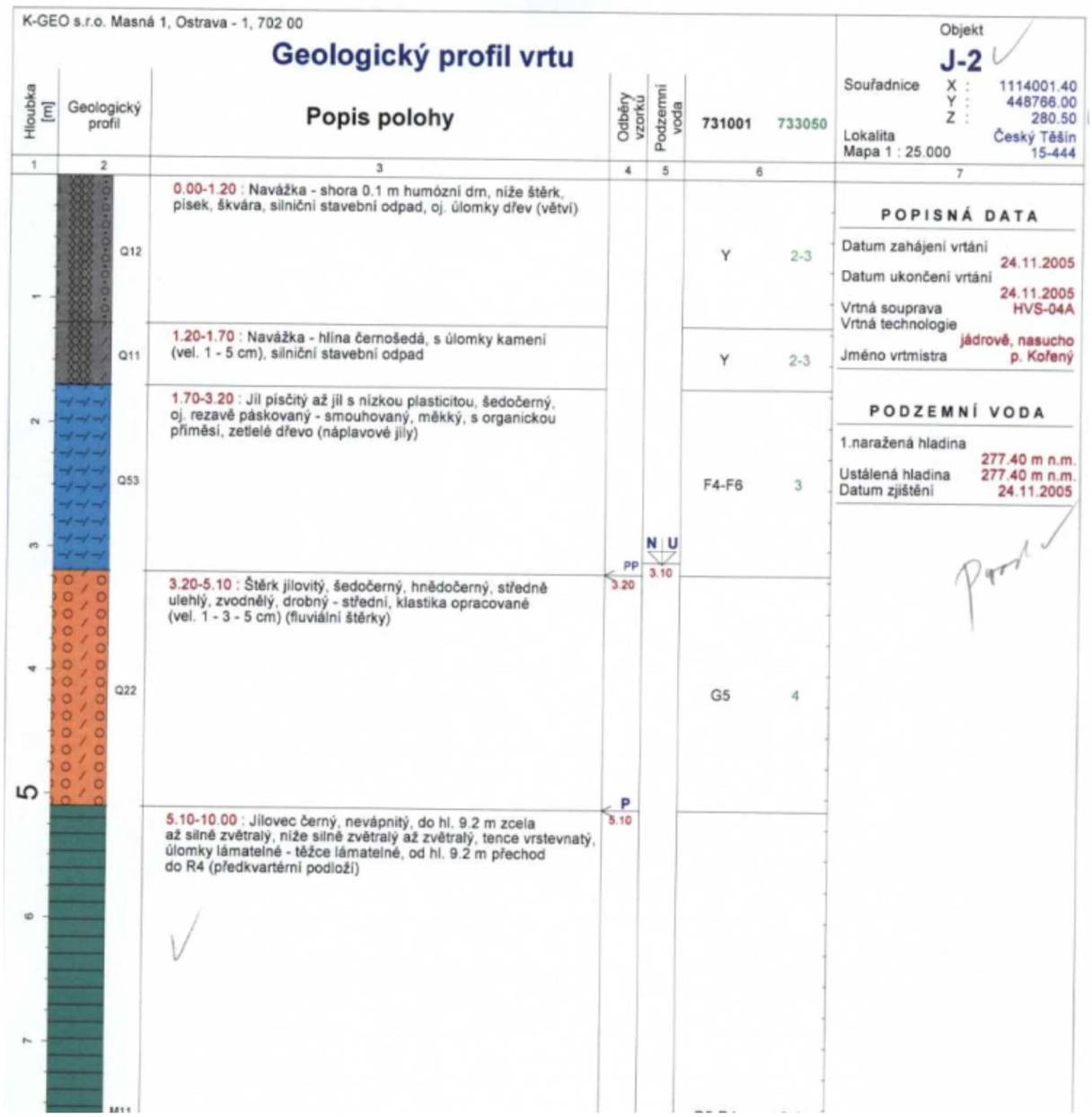
Do geotechnického typu GT5 byly zařazeny podložní marinní zpevněné sedimenty v podobě jílovce. Tyto jílovce byly zastiženy v případě všech archivních sond. Jedná se o zcela zvětralé až silně zvětralé, silně zvětralé až zvětralé, navětralé a téměř zdravé skalní horniny třídy R5, R4 a R3 dle klasifikace normy ČSN P 73 1005.

V následující tabulce jsou uvedeny geotechnické charakteristiky zemin, které byly zastiženy v rámci použitých archivních sond. Je však třeba upozornit na fakt, že u zemin třídy G5 byla v archivních vrtech s označením J-1 a J-2 stanovena ulehlost (resp. střední ulehlost). Vzhledem k tomu, že se u těchto zemin dle normy stanovuje konzistence výplně, odhadly jsme konzistenci výplně pro tuto zeminu se střední ulehlosti jako měkkou až tuhou a tuhou.

Třída dle ČSN P 73 1005	Třída dle ČSN EN ISO 14688-2	GT	Konzistence / ulehlost$_1$	Tabulková návrhová únosnost$_2$ q_{dt} [kPa]	Objemová tíha [kNm^{-3}]	Úhel vnitřního tření [°]		Koheze [kPa]		Modul deformace E_{def} [MPa]	Převodní součinitel ß	Opravný součinitel přitížení$_3$ m
						Totální	Efektivní	Totální	Efektivní			
F4-CS	saCl	2	Měkká	80	18,5	0	22	30	10	3	0,62	0,2
F6-Cl	siCl	2	Pevná (nad HPV)	200	21,0	10	21	85	30	10	0,47	0,2
F6-CL	siCl	2	Měkká	50	21,0	0	17	25	8	2	0,47	0,1

Třída dle ČSN P 73 1005	Třída dle ČSN EN ISO 14688-2	GT	Konzistence / ulehlost$_1$	Tabulková návrhová únosnost$_2$ q_{dt} [kPa]	Objemová tíha [kNm^{-3}]	Úhel vnitřního tření [°]		Koheze [kPa]		Modul deformace E_{def} [MPa]	Převodní součinitel ß	Opravný součinitel přitížení$_3$ m
						Totální	Efektivní	Totální	Efektivní			
F6-CL, Cl	siCl	2	Měkká až kašovitá	35	21,0	0	16	15	6	1	0,47	0,1
S3-S-F	grFSa	4	Ulehlá (pod HPV)	275	17,5		32		0	22	0,74	0,3
G3-G-F	saGr	4	Ulehlá (nad HPV)	450	19,5		36		0	95	0,83	0,3
G3-G-F	saGr	4	Ulehlá (pod HPV)	450	19,0		36		0	95	0,83	0,3
G5-GC	clGr	3	Tuhá	225	19,5		30		8	50	0,74	0,3
G5-GC	clGr	3	Měkká až tuhá	175	19,5		29		6	45	0,74	0,3

Třída dle ČSN P 73 1005	Druh horniny	Míra zvětrání	Označení pevnosti[1]	GT	Prostá tlaková pevnost[1] σ_c [MPa][2]	Tabulková návrhová nosnost q_{dt} [kPa][3]	Modul deformace E_{def} [MPa][4]	Poissonovo číslo ν[5]	Opravný součinitel přitížení m[6]
R3	Jílovec	Téměř zdravý	Střední	5	32	550	1000	0,2	0,2
R4	Jílovec	Silně zvětralý až zvětralý, navětralý	Nízká	5	9	450	600	0,25	0,3
R5	Jílovec	Zcela až silně zvětralý	Velmi nízká	5	4	400	200	0,25	0,3



Obr.1 – geologický profil vrtu J-2 (průběh vrstev byl použit ve výpočtu)

13.2 PŘEDPOKLADY STATICKÉHO POSUDKU

Byl proveden posudek opěry OP1, který dokládá, že plošně založená opěra nesplňuje požadavky na překlopení, posunutí a únosnost v základové spáře pro daná zatížení jdoucí do ložisek a zvýšený aktivní zemní tlak. Proto byly pod opěru navrženy vrtané piloty průměru 900mm délky 8,0m. Na základě zatížení opěry byl proveden roznos zatížení na jednotlivé piloty a následně byl proveden návrh pilot včetně vyztužení.

V programu SCIA byla modelována opěra na pilotách a vypočteny maximální vodorovné deformace a určeno momentové a smykové zatížení pilot.

13.3 STATICKÝ POSUDEK – ZALOŽENÍ MOSTU NA PILOTÁCH

TLAKY NA LOŽISKA

Most ev.č. 4465-1, Horka nad Moravou

SO 201 - Most

SVISLÉ ZATÍŽENÍ - Z							OZNAČENÍ PODPĚRY A LOŽISEK			
							OPĚRA 1		OPĚRA 2	
							1A	1B	2A	2B
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ_f	$\xi(\varphi)$	Ψ	$\gamma \times \xi$	pevné lož.	příčně posuvné lož.	podélně posuvné lož.	všesměrné lož.
1	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	Vlastní tíha OK + tíha ŽB desky mostovky	1,35	1		1,35	485	255	485	255
2		Ostatní stálé	1,35	1		1,35	124	112	124	112
3	PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ	Model zatížení LM1 - max.	1,35			1,35	890	870	870	890
4		Model zatížení LM1 - odpovídající reakce k max.	1,35			1,35	610	620	610	620
5		Model zatížení LM3-900/150 - max.	1,35	1,25		1,35	530	520	520	530
6		Model zatížení LM3-900/150 - odpovídající reakce k max.	1,35	1,25		1,35	190	185	185	190
7		Model zatížení LM1 - min.	1,35			1,35	0	0	0	0
8		Model zatížení LM3-900/150 - min.	1,35	1,25		1,35	0	0	0	0
9		Příčný vítr - F_w^*	1,5		1	1,5	3	3	3	3
Rz,min,k - minimální charakteristická reakce							558	339	558	339
Rz,min,d - minimální návrhová reakce							556	337	556	337
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce							1 502	1 240	1 482	1 260
Rz,max,k - maximální charakteristická reakce - odpovídající reakce k max.							1 222	990	1 222	990
Rz,max,d - maximální návrhová reakce							2 028	1 674	2 001	1 701
Rz,max,d - maximální návrhová reakce - odpovídající reakce k max.							1 650	1 337	1 650	1 337

Na řádcích 4 a 6 jsou uvedeny reakce na ložisku od zatěžovacího stavu, při kterém je vyvozena maximální reakce na sousedním ložisku - např. na opěře 1 je při maximální reakci 890 kN na ložisku 1A, vyvozena reakce na ložisku 1B o hodnotě 620 kN.

Je uvažována kombinace 6.10.

TLAKY NA LOŽISKA

Most ev.č. 4465-1, Horka nad Moravou

SO 201 - Most

VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ KOLMÉ NA OSU MOSTU - směr Y					OP1		OP2	
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ	$\Psi 0$	Lož. A	Lož. B	Lož. A	Lož. B
11	PROMĚNNÁ ZAT.	Vítr příčný	1,5	1	**40**	0	**30**	0
12		Brzdné síly příčné	1,5	0,75	**90**	0	**90**	0
13		Náraz na obrubník	1,5	0,75	**100**	0	**100**	0
maxRy,k - maximální charakteristická reakce (abs)					183	0	173	0
maxRy,d - maximální návrhová reakce (abs)					274	0	259	0

Stránka 1

VODOROVNÉ ZATÍŽENÍ ROVNOBĚŽNÉ S OSOU MOSTU - směr X					OP1		OP2	
č.	Typ zatížení (charakteristické hodnoty)		γ	$\Psi 0$	Lož. A	Lož. B	Lož. A	Lož. B
14	PROMĚNNÁ ZAT.	Příčný vítr	1,5	1	**10**	**10**	**0**	**0**
15		Podélný vítr	1,5	1	**15**	**15**	**0**	**0**
16		Brzdné a rozjezdové síly	1,35	0,75	**380**	**320**	**0**	**0**
17		Vratné síly v ložiskách	1,5	0,6	**35**	**35**	**0**	**0**
maxRy,k - maximální charakteristická reakce (abs)					430	370	0	0
maxRy,d - maximální návrhová reakce (abs)					588	507	0	0

Tučně vytištěné hodnoty mohou být kladné i záporné

Posudek opěry

Výpočet mostní opěry

Vstupní data

Projekt

Datum : 11.07.2024

Nastavení

Standardní - EN 1997 - DA2

Materiály a normy

Mostní opěry : EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 : standardní

Výpočet zdí

Výpočet aktivního tlaku : Coulomb (ČSN 730037)
Výpočet pasivního tlaku : Caquot-Kerisel (ČSN 730037)
Výpočet zemětřesení : Mononobe-Okabe
Tvar zemního klínu : počítat šikmý
Dovolená excentricita : 0,333
Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]
Proměnné zatížení :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]
Zatížení vodou :	γ_w =	1,35	[–]		

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na překlopení :	γ_{Rv} =	1,40	[–]
Součinitel redukce odporu na posunutí :	γ_{Rh} =	1,10	[–]
Součinitel redukce odporu základové půdy :	γ_{Re} =	1,40	[–]

Kombinační součinitele pro proměnná zatížení			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel kombinační hodnoty :	ψ_0 =	0,70	[–]
Součinitel časté hodnoty :	ψ_1 =	0,50	[–]
Součinitel kvazistálé hodnoty :	ψ_2 =	0,30	[–]

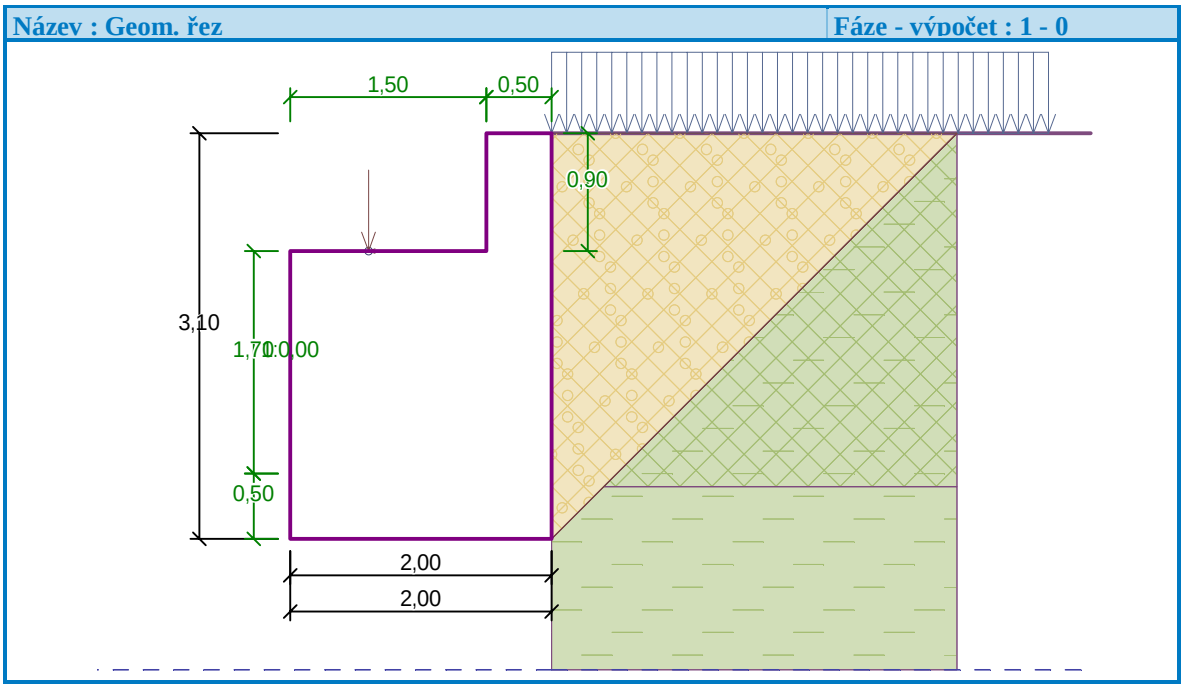
Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,90
3	0,00	2,60
4	0,00	3,10
5	-2,00	3,10
6	-2,00	2,60
7	-2,00	0,90

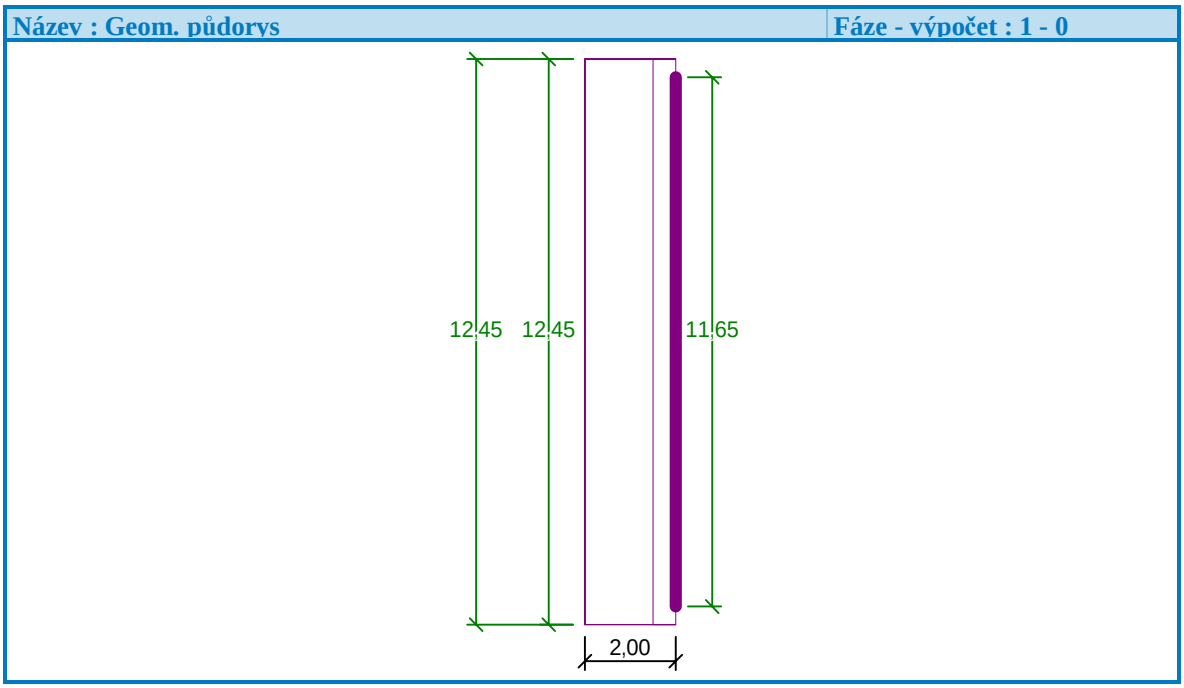
Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
8	-0,50	0,90
9	-0,50	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.
Plocha řezu zdi = 4,85 m².

Délka mostní opěry = 12,45 m
Délka základu opěry = 12,45 m



Geometrie půdorys



Délka zeminy za opěrou = 11,65 m.

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 30/37

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	30,00	MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,90	MPa

Ocel podélná : B500

Mez kluzu	f_{yk}	=	500,00	MPa

Parametry zemin

Třída F4-F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21,00	kN/m^3
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	16,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ	=	0,00	°
Zemina :	nesoudržná			
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00	kN/m^3

Třída G5

Objemová tíha :	γ	=	19,50	kN/m^3
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ	=	0,00	°
Zemina :	nesoudržná			
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50	kN/m^3

R5

Objemová tíha :	γ	=	22,00	kN/m^3
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	25,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ	=	0,00	°
Zemina :	soudržná			
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25	
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,00	kN/m^3

Navážky

Objemová tíha :	γ	=	18,00	kN/m^3
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	20,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ	=	0,00	°
Zemina :	nesoudržná			
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,00	kN/m^3

Zásyp opěry

Objemová tíha :	γ	=	19,50	kN/m^3
Napjatost :	efektivní			
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00	°
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00	kPa
Třecí úhel kce-zemina :	δ	=	10,00	°
Zemina :	nesoudržná			
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50	kN/m^3

Zásyp za konstrukcí

Přiřazená zemina : Zásyp opěry
Sklon = 45,00 °

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

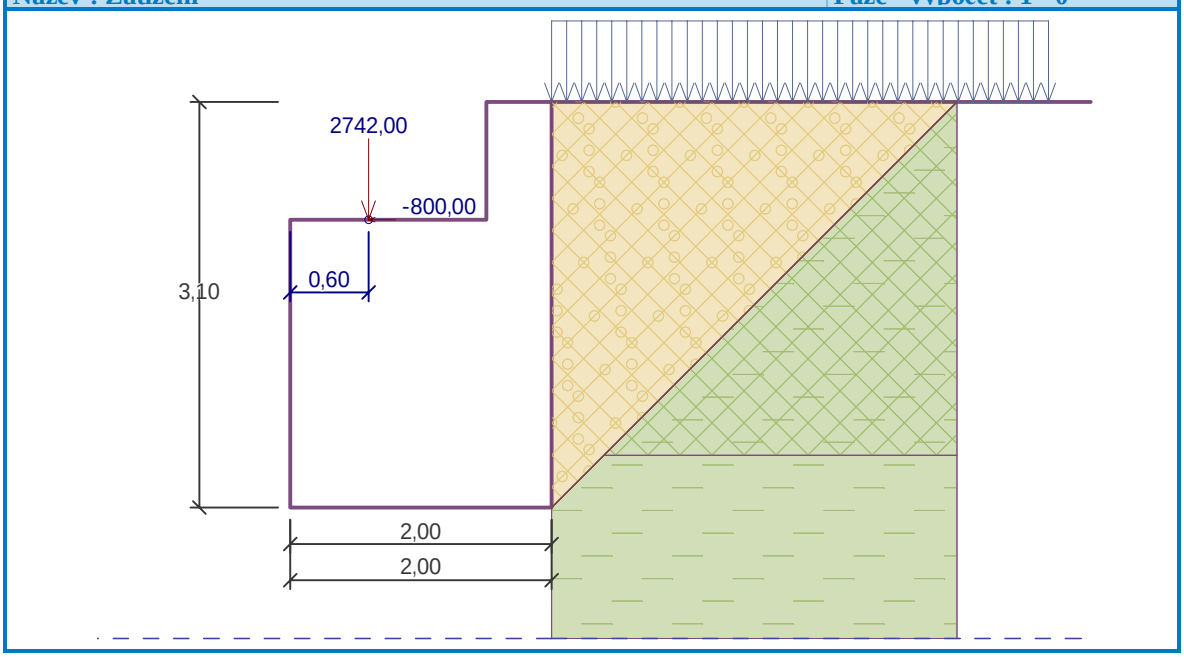
Síly od mostu

Svislá síla	F_s	=	2742,00	kN
Vodorovná síla	F_v	=	-800,00	kN
Umístění	a_1	=	0,60	m
Výška	v	=	0,00	m

Síly od přechodové desky

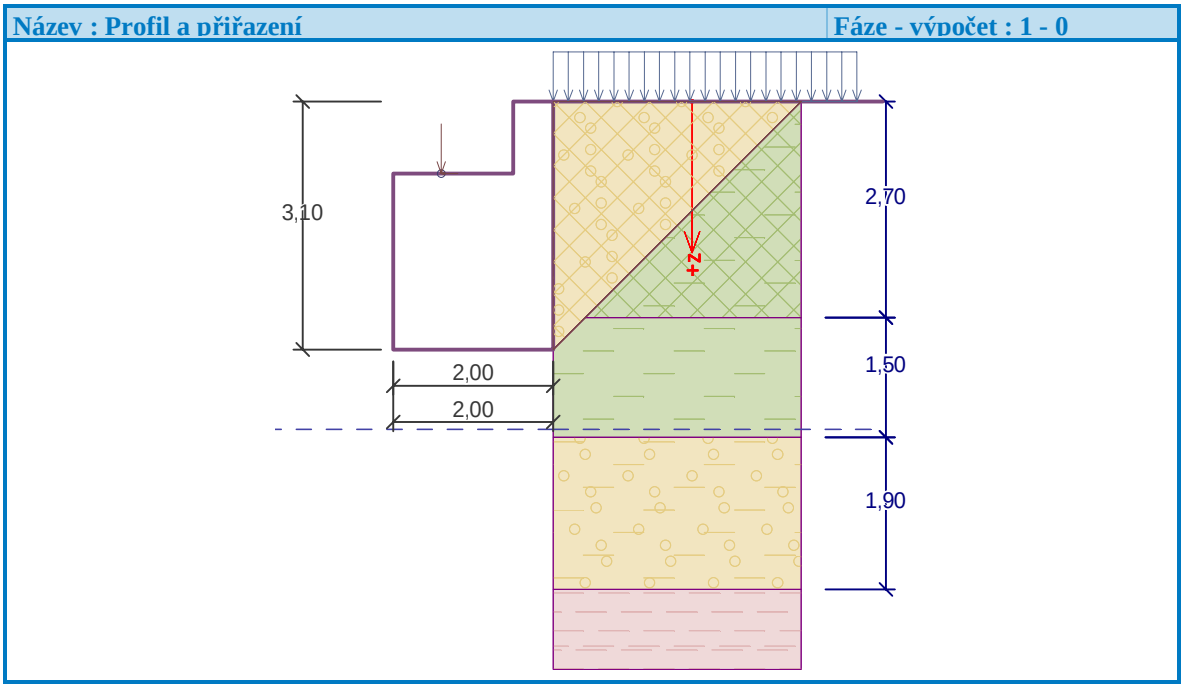
Svislá síla	F_s	=	0,00	kN
Vodorovná síla	F_v	=	0,00	kN
Umístění	a_2	=	0,00	m

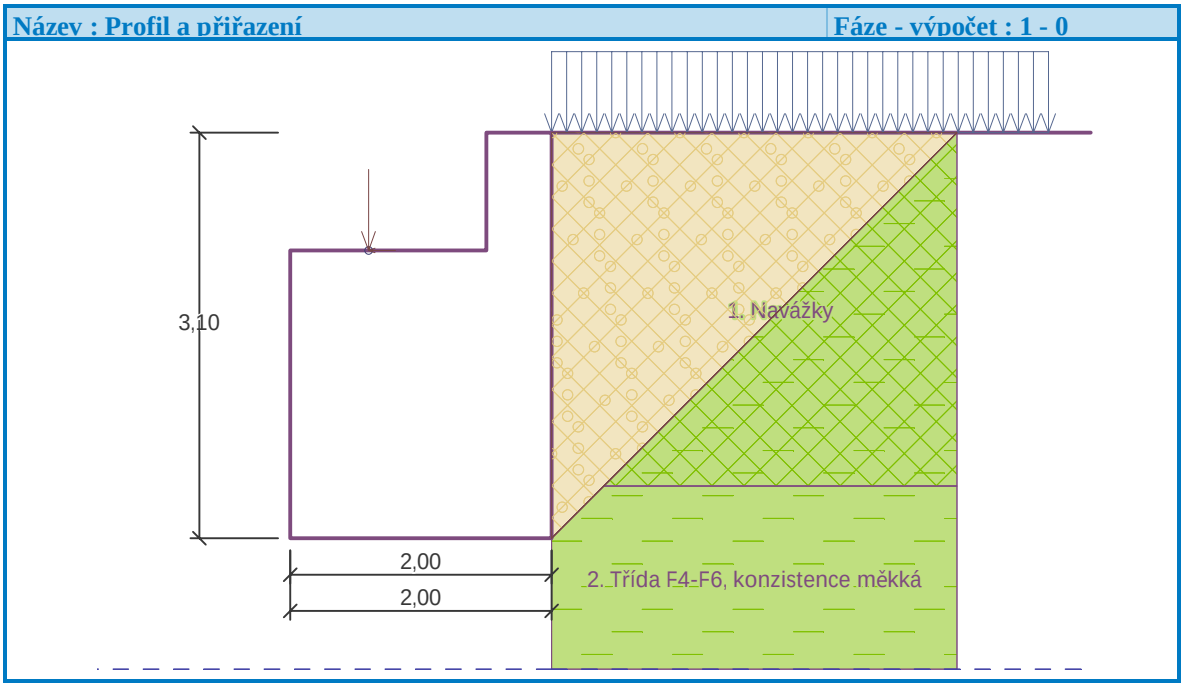
Název : Zatížení | **Fáze - výpočet : 1 - 0**



Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	2,70	0,00 .. 2,70	Navážky	
2	1,50	2,70 .. 4,20	Třída F4-F6, konzistence měkká	
3	1,90	4,20 .. 6,10	Třída G5	
4	-	6,10 .. ∞	R5	





Založení

Typ založení : zemina - geologický profil

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

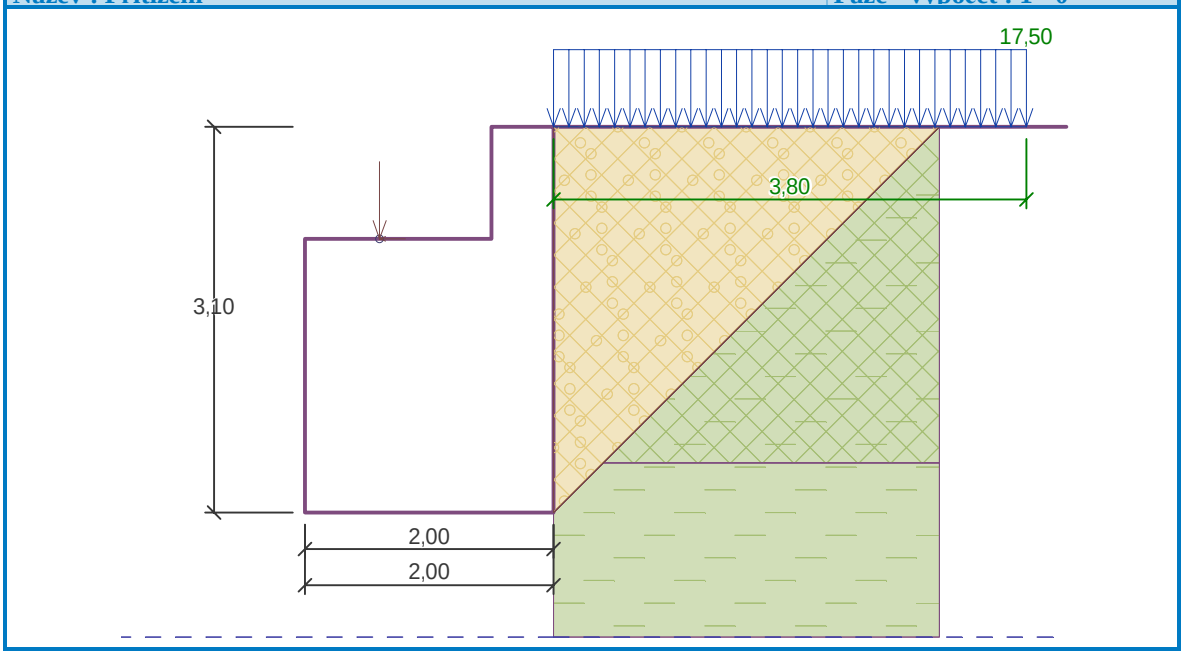
Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 4,10 m
Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4,10 m
Podloží u paty konstrukce je nepropustné.
Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přitížení nové	Přitížení změna	Působ.	Vel.1 [kN/m²]	Vel.2 [kN/m²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
1	Ano		proměnné	17,50		0,00	3,80	na terénu

Název : Přitížení | Fáze - výpočet : 1 - 0



Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Zeď i dřík zdi jsou zatíženy zvýšeným aktivním tlakem.

Posouzení čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zeď	0,00	-1,24	111,55	1,07	1,000	1,000	1,350
Zvýšený aktivní tlak	35,24	-1,03	2,35	2,00	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-3,10	0,00	2,00	1,000	1,000	1,350
Přit.1 - pásové	18,72	-1,62	1,34	2,00	1,500	1,500	1,500
Reakce mostu	64,26	-2,20	220,24	0,60	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-3,10	0,00	2,00	-	-	-

Posouzeni mostní opěry

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující M_{res} = 187,02 kNm/m
Moment klopící M_{ovr} = 236,01 kNm/m

Zeď na překlopení NEVYHOVUJE

Posouzení na posunutí

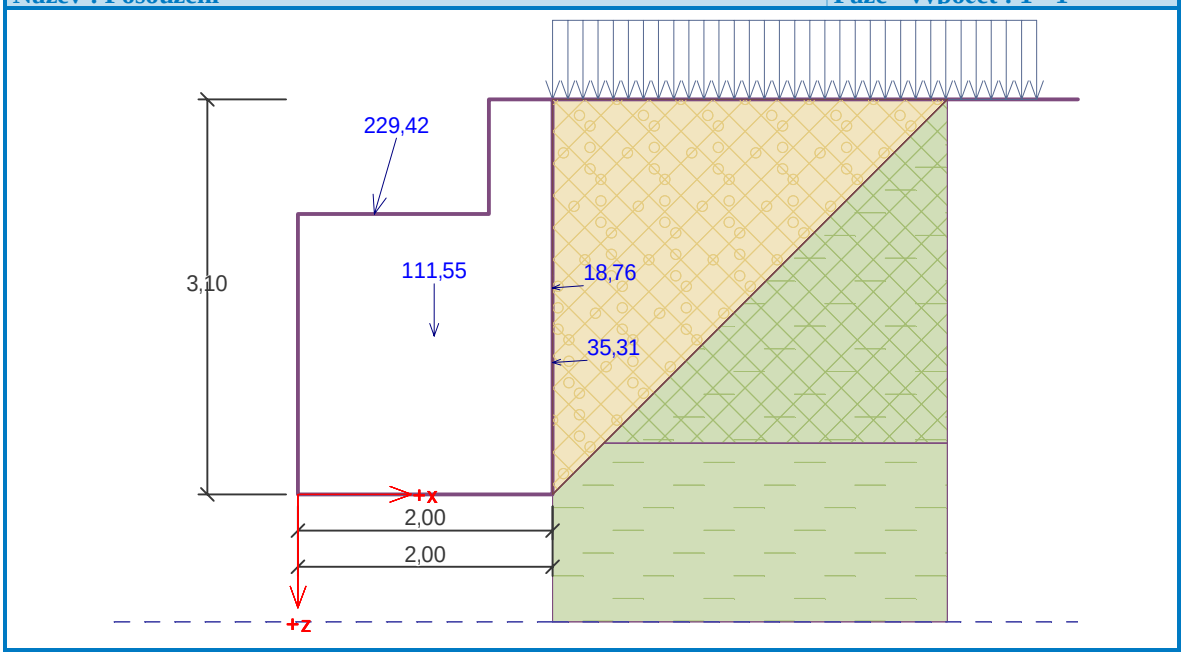
Vodor. síla vzdorující H_{res} = 88,68 kN/m
Vodor. síla posunující H_{act} = 139,90 kN/m

Zeď na posunutí NEVYHOVUJE

Celkové posouzení – OPĚRA NEVYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 2198,64 kPa

Název : Posouzení	Fáze - výpočet : 1 - 1



Únosnost základové půdy

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [–]	Napětí [kPa]
1	308,86	376,02	139,90	0,410	1046,05
2	311,58	336,98	139,90	0,462	2198,64

Normové síly působící ve středu základové spáry (výpočet sedání)

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]
1	285,02	335,48	118,21

Dimenzace čís. 1

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-1,00	88,54	1,09	1,000	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	24,78	-0,87	1,65	2,00	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-2,60	0,00	2,00	1,000	1,000	1,000
Přit.1 - pásové	16,31	-1,33	1,13	2,00	1,500	1,500	1,500
Reakce mostu	64,26	-1,70	220,24	0,60	-	-	-
Reakce přech.desky	0,00	-2,60	0,00	2,00	-	-	-

Dimenzace dříku opěry - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Vyztužení
7 ks profil 25,0 mm, krytí 50,0 mm

Vnitřní síly : M = 247,39 kNm/m; N = 312,70 kN/m; V = 122,18 kN/m

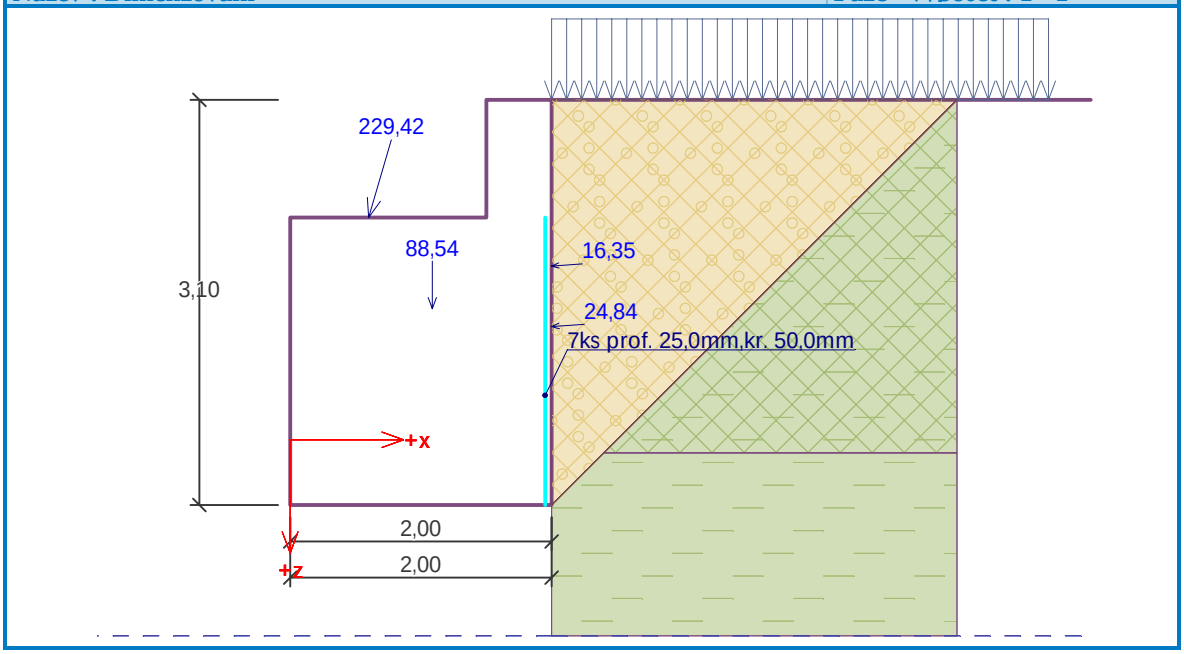
Výška průřezu h = 2,00 m

Dimenzace dříku opěry - výsledky:

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,17	%	>	0,15	%	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,95	m					
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	611,02	kN/m	>	122,18	kN/m	=	V_{Ed}
Tlaková síla na mezi únosnosti	N_{Rd}	=	13693,36	kN/m	>	312,70	kN/m	=	N_{Ed}
Moment na mezi únosnosti	M_{Rd}	=	10833,32	kNm/m	>	247,39	kNm/m	=	M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.

Název : Dimenzování | **Fáze - výpočet : 1 - 1**



Dimenzace čís. 2

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{hor} [kN/m]	Působiště z [m]	F_{vert} [kN/m]	Působiště x [m]	Koef. moment	Koef. norm.sila	Koef. pos.sila
Tíh.- zeď	0,00	-0,45	10,35	0,25	1,000	1,350	1,000
Zvýšený aktivní tlak	2,97	-0,30	0,20	0,50	1,350	1,350	1,350
Tlak vody	0,00	-0,90	0,00	0,50	1,000	1,000	1,000
Přit.1 - pásové	5,86	-0,44	0,38	0,50	1,500	1,500	1,500
Reakce přech.desky	0,00	-0,90	0,00	0,50	-	-	-

Dimenzace závěrné zídky - vstupní data:

Spára je navržena ze železobetonu; výpočtová šířka 1m.
Vyztužení
7 ks profil 16,0 mm, krytí 50,0 mm

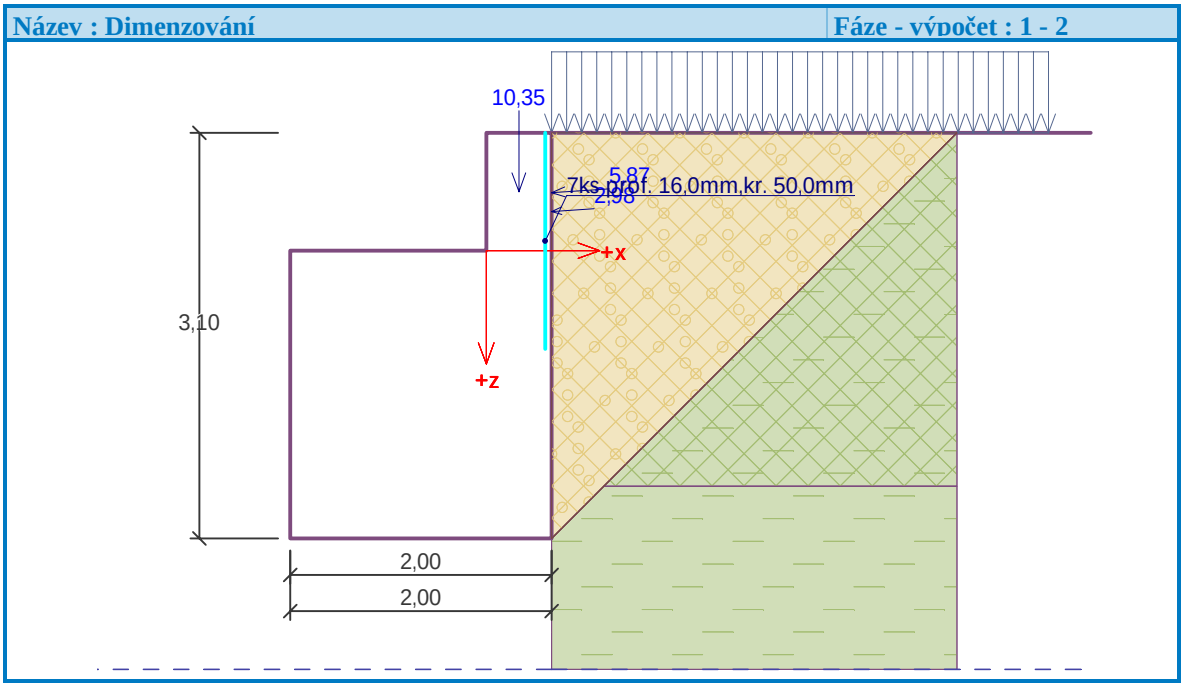
Vnitřní síly : M = 4,90 kNm/m; N = 11,19 kN/m; V = 12,79 kN/m
Výška průřezu h = 0,50 m

Dimenzace závěrné zídky - výsledky:

Stupeň vyztužení	ρ	=	0,28	%	>	0,15	%	=	ρ_{min}
Poloha neutrálné osy	x	=	0,11	m					
Posouvající síla na mezi únosnosti	V_{Rd}	=	184,98	kN/m	>	12,79	kN/m	=	V_{Ed}
Tlaková síla na mezi únosnosti	N_{Rd}	=	1098,71	kN/m	>	11,19	kN/m	=	N_{Ed}

Moment na mezi únosnosti M_{Rd} = 480,94 kNm/m > 4,90 kNm/m = M_{Ed}

Průřez VYHOVUJE.



Stanovení roznosu do jednotlivých pilot

Celková návrhová normálová síla
N = (111,55 + 220,24) x 12,45 = 4130,78 kN

Celkový návrhový ohybový moment k ose vrtaných pilot
M = (35,24 x 1,03 + 18,72 x 1,62 + 64,26 x 2,2 + 220,24 x 0,4) x 12,45 = 3686,34 kNm

Vodorovná síla připadající na jednu pilotu
H = (35,24 + 18,72 + 62,26) x 12,45 / 9ks = 163,5 kN

Výpočet roznosu osových sil do pilot pilotové skupiny

Akce:	Osové zatížení pilotové skupiny:	4131	kN
Číslo zakázky:	Moment ve směru X:	3686	kNm
	Moment ve směru Y:	0	kNm
Základ:	Excentricita X	0,892	m
Zatěžovací stav: návrhové hodnoty	Excentricita Y	0,000	m

Pilota č.	souřadnice X	Souřadnice Y	Síla v pilotě
1	-0,31	4,13	-851,72
2	-0,31	1,38	-851,72
3	-0,31	-1,38	-851,72
4	-0,31	-4,13	-851,72
5	0,31	5,50	1769,67
6	0,31	2,75	1769,67
7	0,31	0,00	1769,67
8	0,31	-2,75	1769,67
9	0,31	-5,50	1769,67

počet pilot: 9

Minimální síla v pilotě:	**-852**	**kN**
Maximální síla v pilotě:	**1770**	**kN**
Charakteristická síla	**1311**	

Posouzení piloty pro maximální normálové zatížení (tah, tlak)

Posouzení piloty

Vstupní data

Projekt

Datum : 11.07.2024

Nastavení

(zadané pro aktuální úlohu)

Materiály a normy

Betonové konstrukce :	EN 1992-1-1 (EC2)
Součinitele EN 1992-1-1 :	standardní
Ocelové konstrukce :	EN 1993-1-1 (EC3)
Dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu :	γ_{M0} = 1,00
Dřevěné konstrukce :	EN 1995-1-1 (EC5)
Dílčí součinitel vlastností dřeva :	γ_M = 1,30
Součinitel vlivu zatížení a vlhkosti (dřevo) :	k_{mod} = 0,50
Součinitel šířky průřezu ve smyku (dřevo) :	k_{cr} = 0,67

Piloty

Výpočet pro odvodněné podmínky :	ČSN 73 1002
Zatěžovací křivka :	nelineární (Masopust)
Vodorovná únosnost :	pružný poloprostor
Metodika posouzení :	výpočet podle EN 1997
Návrhový přístup :	2 - redukce zatížení a odporu

Součinitele redukce zatížení (F)					
Trvalá návrhová situace					
		Nepříznivé		Příznivé	
Stálé zatížení :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]

Součinitele redukce odporu (R)			
Trvalá návrhová situace			
Součinitel redukce odporu na plášti :	γ_s =	1,10	[–]
Součinitel redukce odporu na patě :	γ_b =	1,10	[–]
Součinitel redukce únosnosti tažené piloty :	γ_{st} =	1,15	[–]

Základní parametry zemin

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m³]	ν [–]
1	Třída F4-F6, konzistence měkká		16,00	6,00	21,00	0,40
2	Třída G5		29,00	6,00	19,50	0,30
3	R5		25,00	20,00	22,00	0,25
4	Navážky		20,00	6,00	18,00	0,30
5	Zásyp opěry		30,00	0,00	19,50	0,30

Parametry zemin pro výpočet tlaku v klidu

Číslo	Název	Vzorek	Typ výpočtu	φ_{ef} [°]	ν [–]	OCR [–]	K_r [–]
1	Třída F4-F6, konzistence měkká		nesoudržná	16,00	-	-	-
2	Třída G5		nesoudržná	29,00	-	-	-
3	R5		soudržná	-	0,25	-	-
4	Navážky		nesoudržná	20,00	-	-	-
5	Zásyp opěry		nesoudržná	30,00	-	-	-

Číslo	Název	Vzorek	E_{oed} [MPa]	E_{def} [MPa]	γ_{sat} [kN/m³]	γ_s [kN/m³]	n [–]
1	Třída F4-F6, konzistence měkká		-	2,00	21,00	-	-
2	Třída G5		-	45,00	19,50	-	-
3	R5		-	150,00	22,00	-	-
4	Navážky		13,50	-	18,00	-	-
5	Zásyp opěry		67,50	-	19,50	-	-

Parametry zemin pro výpočet modulu reakce podloží

Číslo	Název	Vzorek	Typ zeminy	n_h [MN/m³]
1	Třída F4-F6, konzistence měkká		soudržná	-
2	Třída G5		nesoudržná	4,50
3	R5		soudržná	-
4	Navážky		soudržná	-
5	Zásyp opěry		soudržná	-

Parametry zemin

Třída F4-F6, konzistence měkká

Objemová tíha :	γ	=	21,00 kN/m³
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	16,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,40
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	2,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	21,00 kN/m³
Typ zeminy :	soudržná		

Třída G5

Objemová tíha :	γ	=	19,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	29,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	45,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50 kN/m^3
Typ zeminy :	nesoudržná		
Modul horiz.stlačitelnosti :	n_h	=	4,50 MN/m^3

R5

Objemová tíha :	γ	=	22,00 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	25,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	20,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,25
Modul přetvárnosti :	E_{def}	=	150,00 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	22,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

Navážky

Objemová tíha :	γ	=	18,00 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	20,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	6,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Edometrický modul :	E_{oed}	=	13,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	18,00 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

Zásyp opěry

Objemová tíha :	γ	=	19,50 kN/m^3
Úhel vnitřního tření :	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy :	c_{ef}	=	0,00 kPa
Poissonovo číslo :	ν	=	0,30
Edometrický modul :	E_{oed}	=	67,50 MPa
Obj.tíha sat.zeminy :	γ_{sat}	=	19,50 kN/m^3
Typ zeminy :	soudržná		

Geometrie

Profil piloty: kruhová

Rozměry

Průměr	d	=	0,90 m
Délka	l	=	8,00 m

Spočtené průřezové charakteristiky

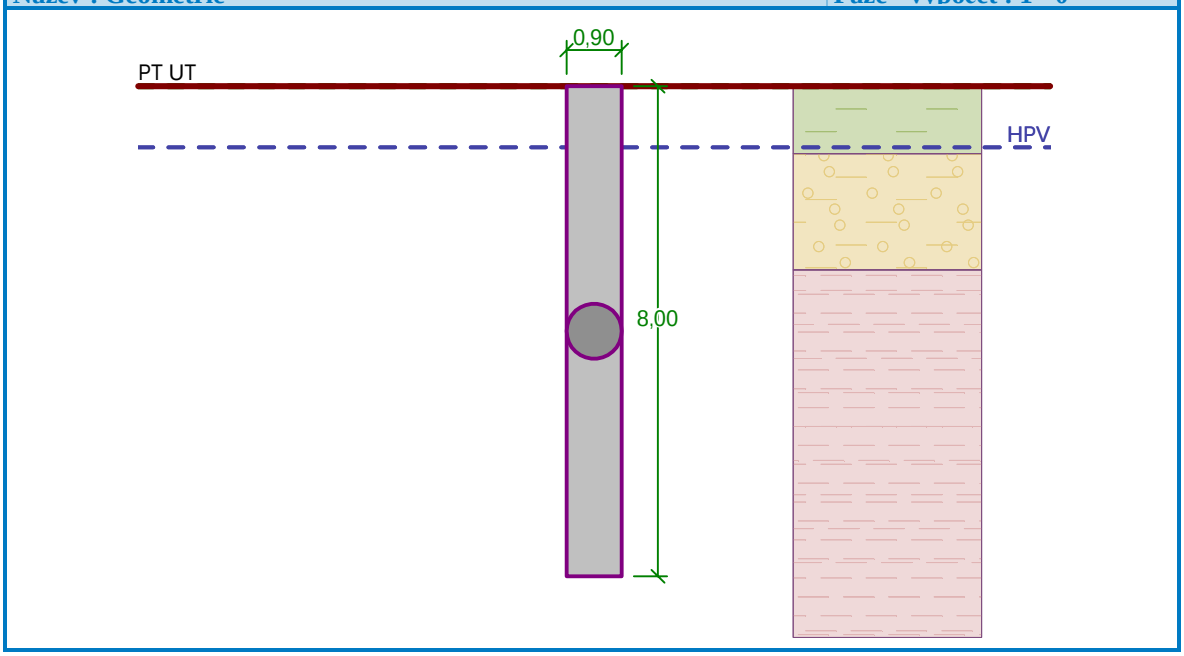
Plocha	A	=	6,36E-01 m^2
Moment setrvačnosti	I	=	3,22E-02 m^4

Umístění

Vysazení	h	=	0,00 m
Hloubka upraveného terénu	h_z	=	0,00 m

Typ technologie: Vrtané piloty

Název : Geometrie	Fáze - výpočet : 1 - 0



Modul reakce podloží uvažován podle ČSN 731004.

Materiál konstrukce

Objemová tíha γ = 23,00 kN/m^3
Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992-1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku	f_{ck}	=	25,00	MPa
Pevnost v tahu	f_{ctm}	=	2,60	MPa
Modul pružnosti	E_{cm}	=	31000,00	MPa
Modul pružnosti ve smyku	G	=	12917,00	MPa

Ocel podélná : B500

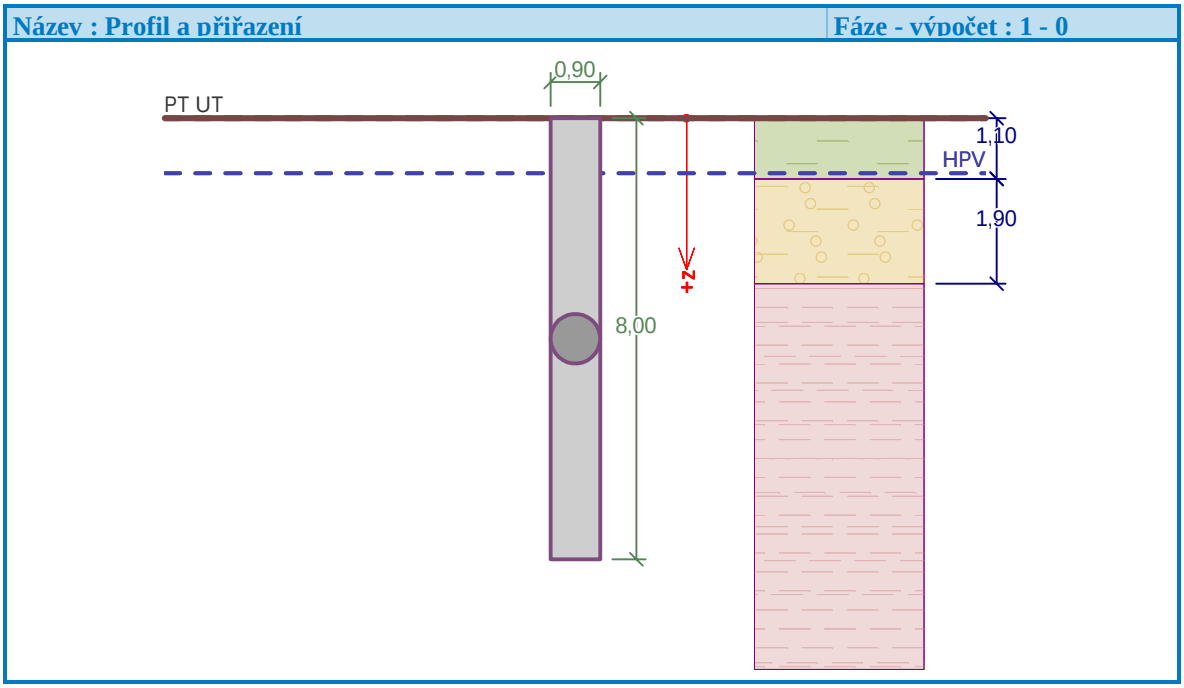
Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

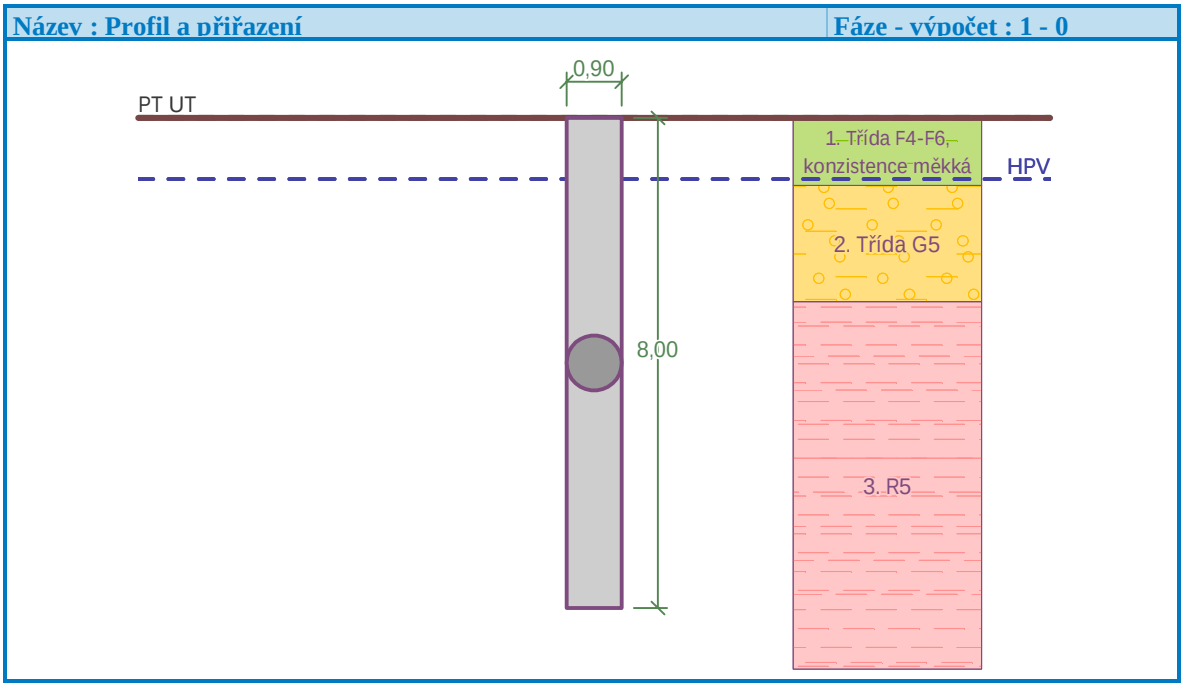
Ocel příčná: B500

Mez kluzu f_{yk} = 500,00 MPa

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Mocnost vrstvy t [m]	Hloubka z [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	1,10	0,00 .. 1,10	Třída F4-F6, konzistence měkká	
2	1,90	1,10 .. 3,00	Třída G5	
3	-	3,00 .. ∞	R5	





Zatížení

Číslo	Zatížení nové	Zatížení změna	Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
1	Ano		Zatížení č. 1	Návrhové	-852,00	0,00	0,00	163,50	0,00
2	Ano		Zatížení č. 2	Návrhové	1770,00	0,00	0,00	163,50	0,00
3	Ano		Zatížení č. 1 - provozní	Užitné	-631,11	0,00	0,00	121,11	0,00
4	Ano		Zatížení č. 2 - provozní	Užitné	1311,11	0,00	0,00	121,11	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 1,00 m od původního terénu.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet svislé únosnosti : analytické řešení

Typ výpočtu : výpočet pro odvodněné podmínky

Nastavení výpočtu fáze

Návrhová situace : trvalá
Metodika posouzení : bez redukce vstupních dat

Posouzení čís. 1

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - mezivýsledky

Výpočet únosnosti v patě:

Součinitel únosnosti	N_c	=	20,72	
Součinitel únosnosti	N_d	=	10,66	
Součinitel únosnosti	N_b	=	6,76	
Součinitel únosnosti	K1	=	1,00	
Výpočtová únosnost na patě piloty	R_{bd}	=	2041,93	kPa
Plocha příčného řezu piloty	A_p	=	6,36E-01	m^2

Únosnost na plášti piloty:
Zkrácení účinné délky piloty L_p =1,09 m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{R2} [–]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1,00	1,00	16,00	6,00	21,00	1,00	9,01	23,16
1,10	0,10	16,00	6,00	11,00	1,00	12,18	3,13
3,00	1,90	29,00	6,00	9,50	1,00	23,25	113,56
6,91	3,91	25,00	20,00	12,00	1,00	49,66	499,12

Únosnost tažené piloty:

Hloubka [m]	Mocnost [m]	φ_d [°]	c_{ud} [kPa]	γ [kN/m³]	γ_{R2} [–]	f_s [kPa]	R_{si} [kN]
1,00	1,00	16,00	6,00	21,00	1,00	9,01	25,48
1,10	0,10	16,00	6,00	11,00	1,00	12,18	3,44
3,00	1,90	29,00	6,00	9,50	1,00	23,25	124,92
8,00	5,00	25,00	20,00	12,00	1,00	52,71	745,19

Posouzení svislé únosnosti piloty podle teorie MS - výsledky

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Posouzení tlačené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 2. (Zatížení č. 2)

Únosnost piloty na plášti	R_s	=	638,97	kN
Únosnost piloty v patě	R_b	=	1180,93	kN
Únosnost piloty	R_c	=	1819,90	kN
Extrémní svislá síla	V_d	=	1770,00	kN

R_c = 1819,90 kN > 1770,00 kN = V_d

Únosnost tlačené piloty VYHOVUJE

Posouzení tažené piloty:
Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 1 - provozní)

Únosnost tažené piloty R_{sdt} = 781,76 kN

Vlastní hmotnost piloty w_p = 72,52 kN
Extrémní tahová síla V_d = 779,48 kN

R_c = 781,76 kN > 779,48 kN = V_d

Únosnost tažené piloty VYHOVUJE

Svislá únosnost piloty VYHOVUJE

Posouzení čís. 1

Výpočet zatěžovací křivky piloty - vstupní data

Vrstva číslo	Počátek [m]	Konec [m]	Mocnost [m]	E_s [MPa]	Součinitel a	Součinitel b
1	0,00	1,10	1,10	7,65	46,00	20,00
2	1,10	3,00	1,90	18,40	91,00	48,00
3	3,00	8,00	5,00	54,06	131,00	94,00

Uvažovat zatížení : užitné
Součinitel vlivu ochrany dříku m_2 = 1,00
Limitní sedání piloty s_{lim} = 25,0 mm
Regresní součinitel e = 957,00
Regresní součinitel f = 704,00

Výpočet zatěžovací křivky piloty - mezivýsledky

Mezní síla na plášti piloty R_{sy} = 1432,62 kN
Velikost napětí na patě při R_{sy} q_0 = 877,80 kPa
Průměrné plášťové tření q_s = 90,48 kPa
Průměrný sečnový modul deformace E_s = 39,21 MPa
Součinitel přenosu zatížení do paty β = 0,21

Příčinkové součinitele sedání :
Základni - závislý na poměru l/d I_0 = 0,16
Součinitel vlivu tuhosti piloty R_k = 1,07
Součinitel vlivu nestlačitelné vrstvy R_h = 1,00

Body zatěžovací křivky

Sednutí [mm]	Zatížení [kN]
0,0	0,00
2,5	966,39
5,0	1366,69
7,5	1673,85
10,0	1871,77
12,5	1981,56
15,0	2091,35
17,5	2201,14
20,0	2310,93
22,5	2420,71
25,0	2530,50

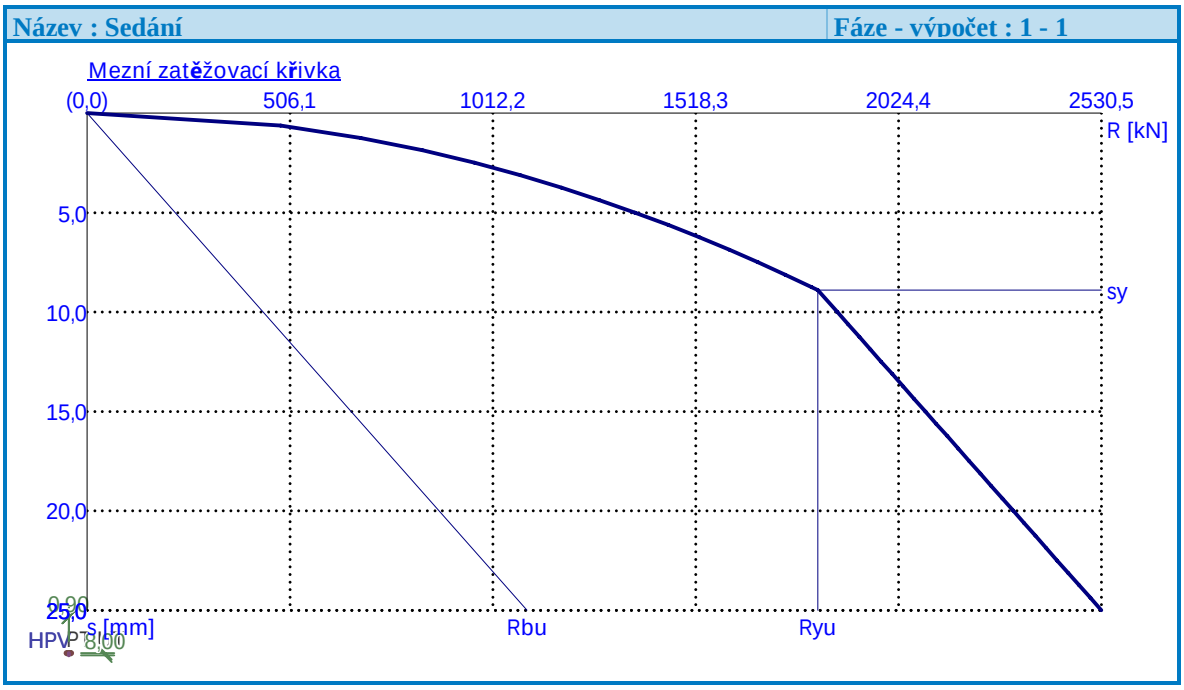
Výpočet zatěžovací křivky piloty - výsledky

Zatížení na mezi mobilizace plášť.tření R_{yu} = 1823,52 kN
Velikost sedání odpovídající síle R_{yu} s_y = 8,9 mm

Únosnosti odpovídající sednutí 25,0 mm :

Únosnost paty	R_{bu}	=	1097,88 kN
Celková únosnost	R_c	=	2530,50 kN

Pro zatížení Q = 1311,11 kN je sednutí piloty 4,6 mm



Posouzení čís. 1

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	7.89	2.10	11.70	163.50	0.00
0.40	1.48	7.06	2.09	10.45	159.51	64.59
0.80	1.48	6.23	2.05	9.23	155.97	127.67
1.20	6.00	5.42	1.99	32.52	150.74	189.31
1.60	8.00	4.64	1.90	37.14	138.11	247.14
2.00	10.00	3.91	1.79	39.05	124.32	299.65
2.40	12.00	3.22	1.66	38.58	110.28	346.56
2.80	14.00	2.58	1.51	36.13	96.78	387.94
3.20	111.11	2.01	1.35	223.20	47.50	420.36
3.60	111.11	1.50	1.18	167.06	22.52	424.68
4.00	111.11	1.07	1.01	118.44	73.68	404.86
4.40	111.11	0.69	0.86	77.01	108.66	367.89
4.80	111.11	0.38	0.72	42.11	129.91	319.76
5.20	111.11	0.12	0.60	12.89	139.66	265.49
5.60	111.11	0.10	0.51	11.60	139.76	209.32
6.00	111.11	0.29	0.43	32.36	131.75	154.76
6.40	111.11	0.45	0.38	50.36	116.80	104.84

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
6.80	111.11	0.60	0.35	66.48	95.72	62.14
7.20	111.11	0.73	0.33	81.48	69.06	29.01
7.60	111.11	0.86	0.32	95.95	37.12	7.60
8.00	111.11	0.99	0.32	110.26	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-7.89	-2.10	-11.70	-163.50	-0.00
0.40	1.48	-7.06	-2.09	-10.45	-159.51	-64.59
0.80	1.48	-6.23	-2.05	-9.23	-155.97	-127.67
1.20	6.00	-5.42	-1.99	-32.52	-150.74	-189.31
1.60	8.00	-4.64	-1.90	-37.14	-138.11	-247.14
2.00	10.00	-3.91	-1.79	-39.05	-124.32	-299.65
2.40	12.00	-3.22	-1.66	-38.58	-110.28	-346.56
2.80	14.00	-2.58	-1.51	-36.13	-96.78	-387.94
3.20	111.11	-2.01	-1.35	-223.20	-47.50	-420.36
3.60	111.11	-1.50	-1.18	-167.06	-22.52	-424.68
4.00	111.11	-1.07	-1.01	-118.44	-73.68	-404.86
4.40	111.11	-0.69	-0.86	-77.01	-108.66	-367.89
4.80	111.11	-0.38	-0.72	-42.11	-129.91	-319.76
5.20	111.11	-0.12	-0.60	-12.89	-139.66	-265.49
5.60	111.11	-0.10	-0.51	-11.60	-139.76	-209.32
6.00	111.11	-0.29	-0.43	-32.36	-131.75	-154.76
6.40	111.11	-0.45	-0.38	-50.36	-116.80	-104.84
6.80	111.11	-0.60	-0.35	-66.48	-95.72	-62.14
7.20	111.11	-0.73	-0.33	-81.48	-69.06	-29.01
7.60	111.11	-0.86	-0.32	-95.95	-37.12	-7.60
8.00	111.11	-0.99	-0.32	-110.26	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty = 7,9 mm
Max.posouvající síla = 163,50 kN
Maximální moment = 426,28 kNm

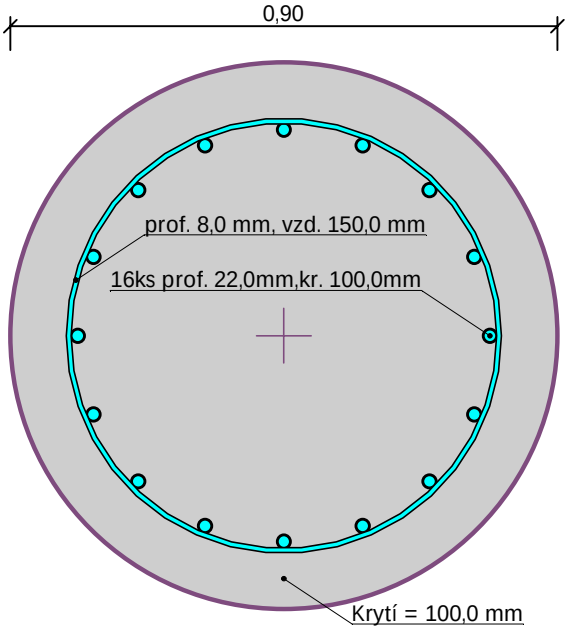
Posouzení na tah a ohyb

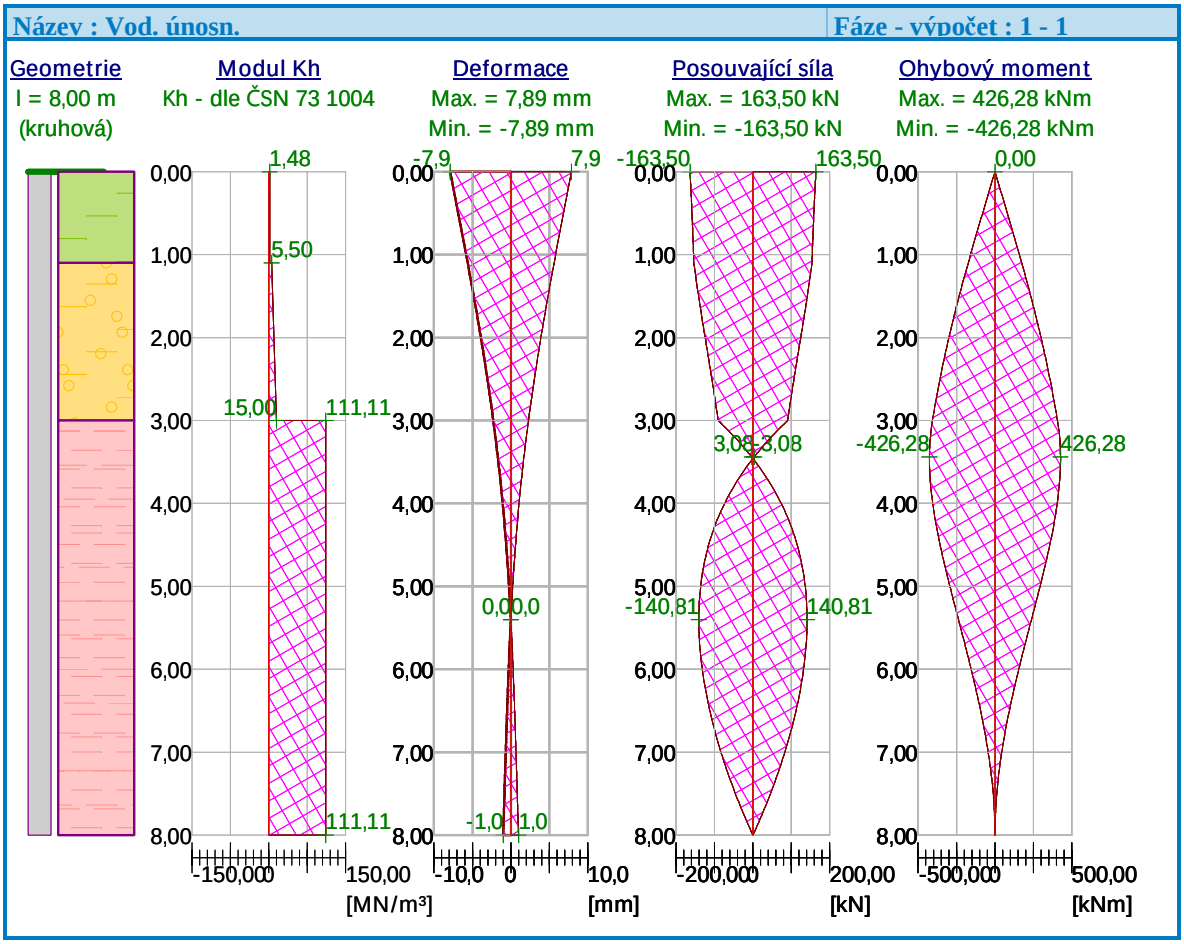
Průřez: kruhová, d = 0,90 m
Vyztužení - 16 ks profil 22,0 mm; krytí 100,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení ρ = 0,956 % > 0,393 % = ρ_{min}
Zatížení : N_{Ed} = -852,00 kN (tah) ; M_{Ed} = 426,28 kNm
Únosnost : N_{Rd} = -1093,70 kN; M_{Rd} = 547,21 kNm
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm
A_{sw} = 670,2 mm²
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 472,06 kN > 163,50 kN = V_{Ed}
Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení





Posouzení čís. 2

Vstupní data pro výpočet vodorovné únosnosti piloty

Výpočet proveden pro zatěžovací stav číslo 3. (Zatížení č. 1 - provozní)
Vodorovná únosnost posouzena ve směru maximálního účinku zatížení.

Průběhy vnitřních sil a deformace piloty

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - maximální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	5.85	1.56	8.66	121.11	0.00
0.40	1.48	5.23	1.55	7.74	118.16	47.84
0.80	1.48	4.61	1.52	6.83	115.53	94.57
1.20	6.00	4.01	1.47	24.09	111.66	140.23
1.60	8.00	3.44	1.41	27.51	102.31	183.06
2.00	10.00	2.89	1.32	28.93	92.09	221.96
2.40	12.00	2.38	1.23	28.58	81.69	256.71
2.80	14.00	1.91	1.12	26.77	71.69	287.36
3.20	111.11	1.49	1.00	165.34	35.19	311.37
3.60	111.11	1.11	0.87	123.75	16.68	314.58
4.00	111.11	0.79	0.75	87.73	54.58	299.89
4.40	111.11	0.51	0.63	57.04	80.49	272.51
4.80	111.11	0.28	0.53	31.19	96.23	236.86
5.20	111.11	0.09	0.44	9.55	103.45	196.66
5.60	111.11	0.08	0.37	8.59	103.53	155.05
6.00	111.11	0.22	0.32	23.97	97.59	114.64
6.40	111.11	0.34	0.28	37.30	86.51	77.66
6.80	111.11	0.44	0.26	49.24	70.90	46.03
7.20	111.11	0.54	0.24	60.36	51.16	21.49
7.60	111.11	0.64	0.24	71.07	27.49	5.63
8.00	111.11	0.74	0.24	81.67	0.00	0.00

Průběh deformací a vnitřních sil po pilotě - minimální hodnoty:

Vzdál. [m]	Modul k [MN/m³]	Deformace [mm]	Pootoč. [mRad]	Napětí [kPa]	Pos.síla [kN]	Moment [kNm]
0.00	0.00	-5.85	-1.56	-8.66	-121.11	-0.00
0.40	1.48	-5.23	-1.55	-7.74	-118.16	-47.84
0.80	1.48	-4.61	-1.52	-6.83	-115.53	-94.57
1.20	6.00	-4.01	-1.47	-24.09	-111.66	-140.23
1.60	8.00	-3.44	-1.41	-27.51	-102.31	-183.06
2.00	10.00	-2.89	-1.32	-28.93	-92.09	-221.96
2.40	12.00	-2.38	-1.23	-28.58	-81.69	-256.71
2.80	14.00	-1.91	-1.12	-26.77	-71.69	-287.36
3.20	111.11	-1.49	-1.00	-165.34	-35.19	-311.37
3.60	111.11	-1.11	-0.87	-123.75	-16.68	-314.58
4.00	111.11	-0.79	-0.75	-87.73	-54.58	-299.89
4.40	111.11	-0.51	-0.63	-57.04	-80.49	-272.51
4.80	111.11	-0.28	-0.53	-31.19	-96.23	-236.86
5.20	111.11	-0.09	-0.44	-9.55	-103.45	-196.66
5.60	111.11	-0.08	-0.37	-8.59	-103.53	-155.05
6.00	111.11	-0.22	-0.32	-23.97	-97.59	-114.64
6.40	111.11	-0.34	-0.28	-37.30	-86.51	-77.66
6.80	111.11	-0.44	-0.26	-49.24	-70.90	-46.03
7.20	111.11	-0.54	-0.24	-60.36	-51.16	-21.49
7.60	111.11	-0.64	-0.24	-71.07	-27.49	-5.63
8.00	111.11	-0.74	-0.24	-81.67	-0.00	-0.00

Maximální vnitřní síly a deformace:

Max.deformace piloty	=	5,8	mm
Max.posouvající síla	=	121,11	kN
Maximální moment	=	315,76	kNm

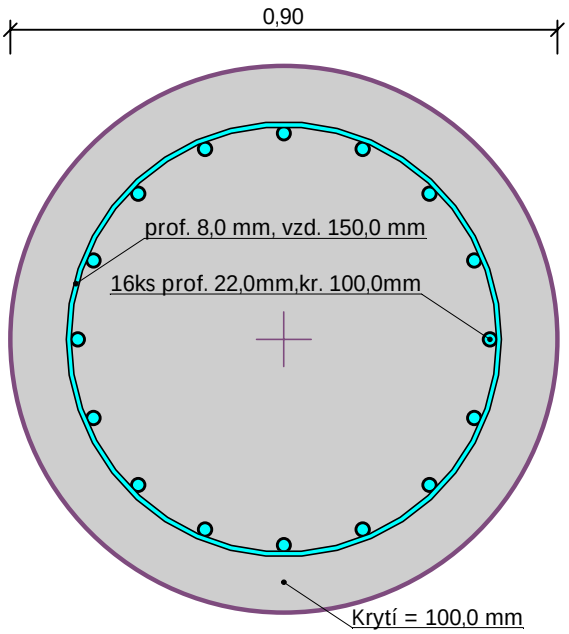
Posouzení na tah a ohyb

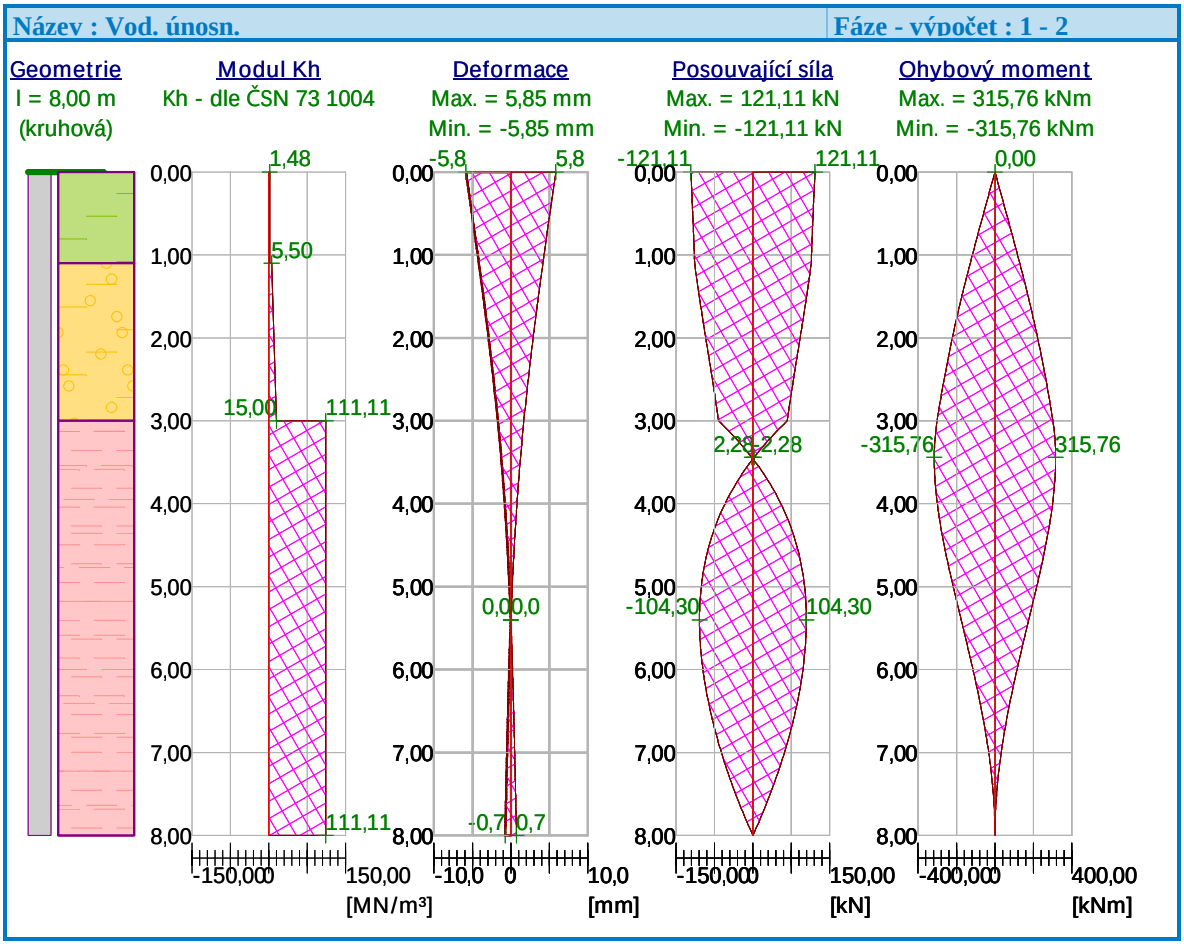
Průřez: kruhová, d = 0,90 m
Vyztužení - 16 ks profil 22,0 mm; krytí 100,0 mm
Typ konstrukce (stupně vyztužení) : pilota
Stupeň vyztužení ρ = 0,956 % > 0,393 % = ρ_{min}
Zatížení : N_{Ed} = -631,11 kN (tah) ; M_{Ed} = 315,76 kNm
Únosnost : N_{Rd} = -1093,70 kN; M_{Rd} = 547,21 kNm
Navržená výztuž piloty VYHOVUJE

Posouzení na smyk

Smyková výztuž - 2 ks profil 8,0 mm; vzdálenost 150,0 mm
A_{sw} = 670,2 mm^2
Posouvající síla na mezi únosnosti: V_{Rd} = 472,06 kN > 121,11 kN = V_{Ed}
Průřez VYHOVUJE.

Schéma vyztužení





Uvažované tuhosti k_x, k_y ve vodorovném směru jsou následující (od úrovně hlav pilot):

0-1m $k_x=k_y=1{,}5 MN/m^3$

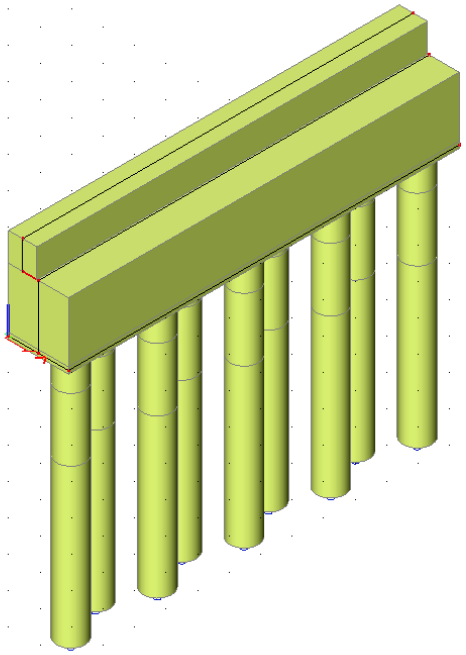
1-3m $k_x=k_y=10 MN/m^3$

od 3m $k_x=k_y=110 MN/m^3$

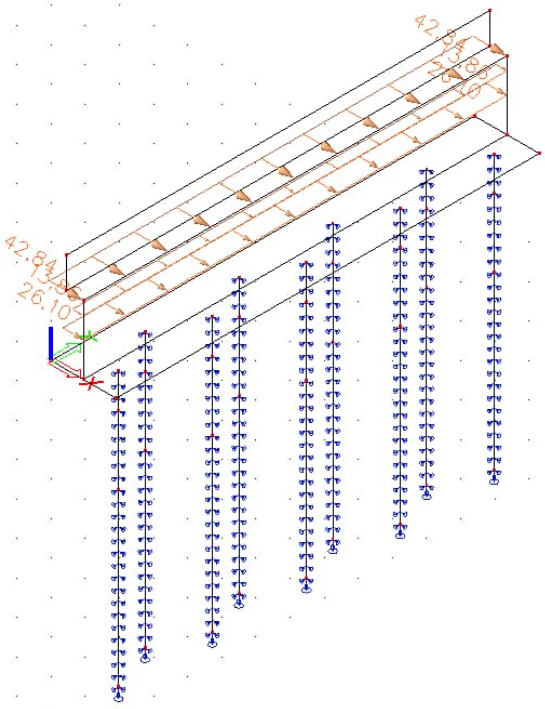
tuhost k_z = 1311/0,0046 = 285 MN/m^3

Posudek opěry na pilotách – stanovení vodorovných posuvů a namáhání pilot

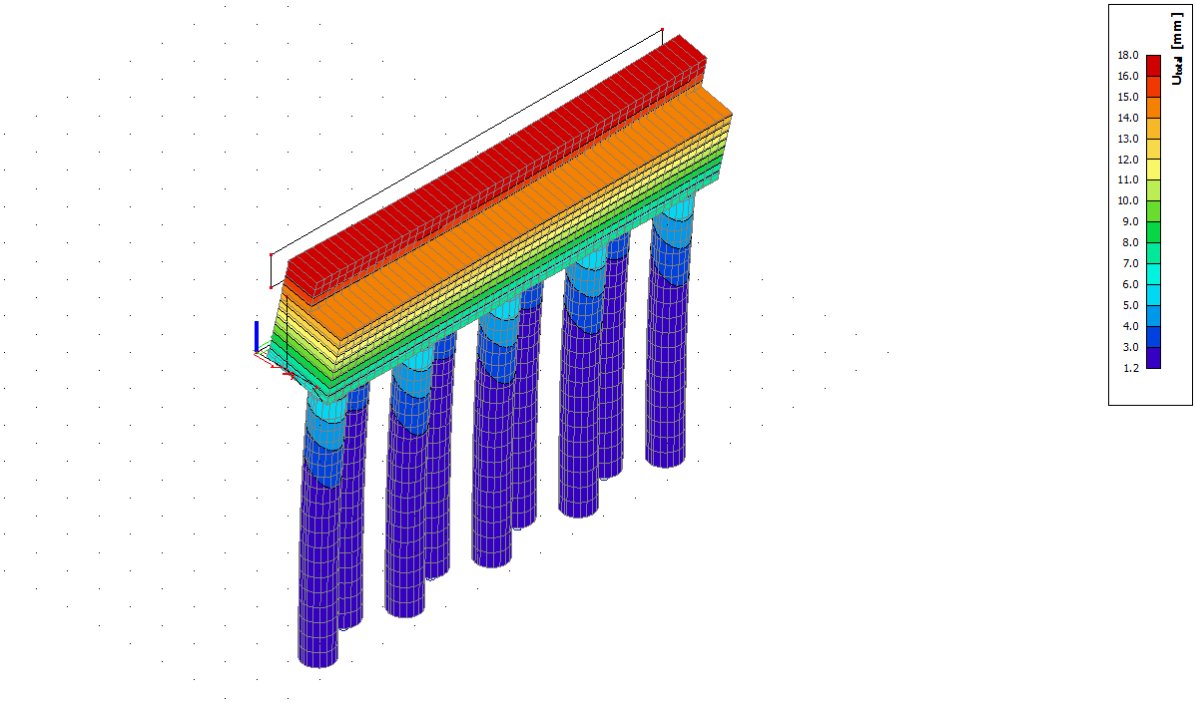
V programu SCIA v.21 byla modelována opěra na pilotách s tuhostmi odpovídajícími geologickému profilu (viz výše). Z posudku opěry byly zadány vodorovná zatížení (zemní tlak, přitížení rubu a vodorovné účinky v místě ložisek).



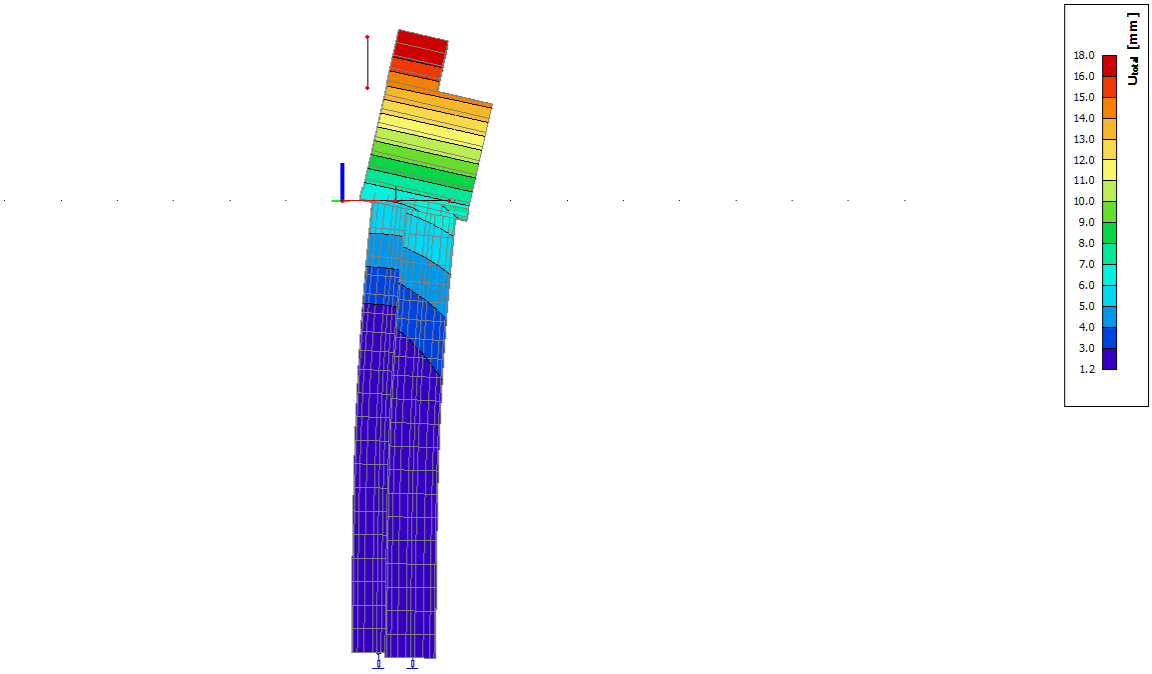
Obr.1 – Tvar modelu opěry O1 (9ks pilot vystřídaně vůči ose opěry)



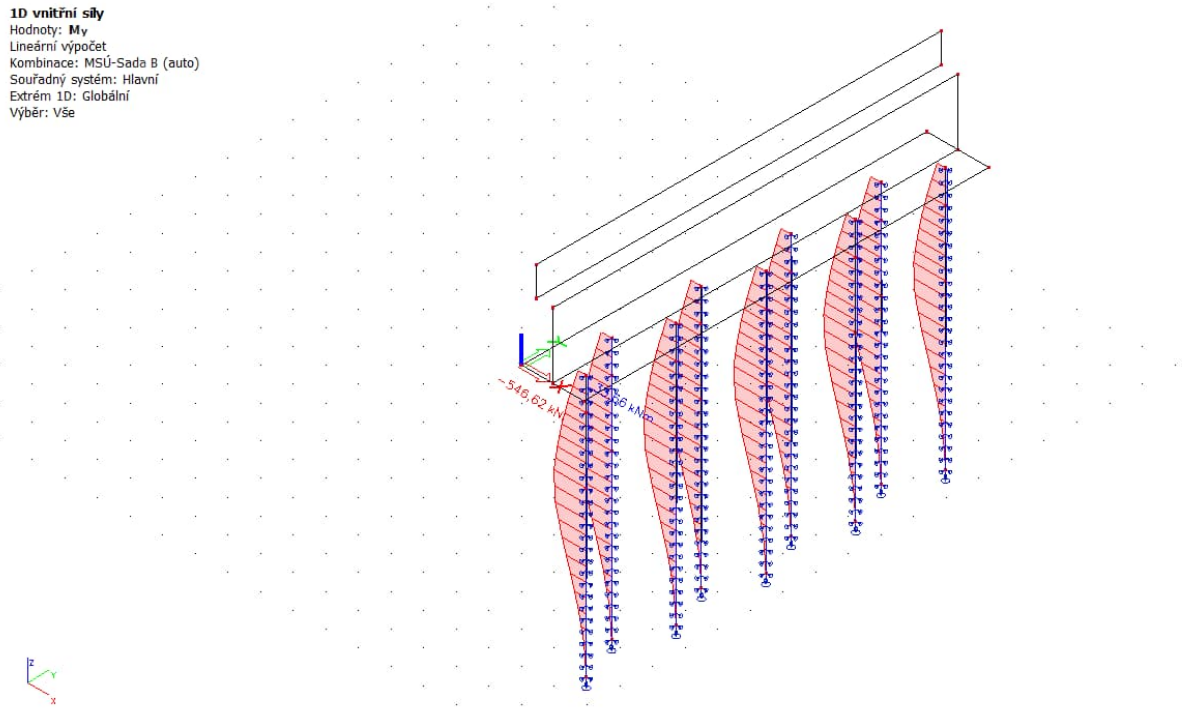
Obr.2 – Zatížení modelu (hodnoty v charakteristických parametrech)



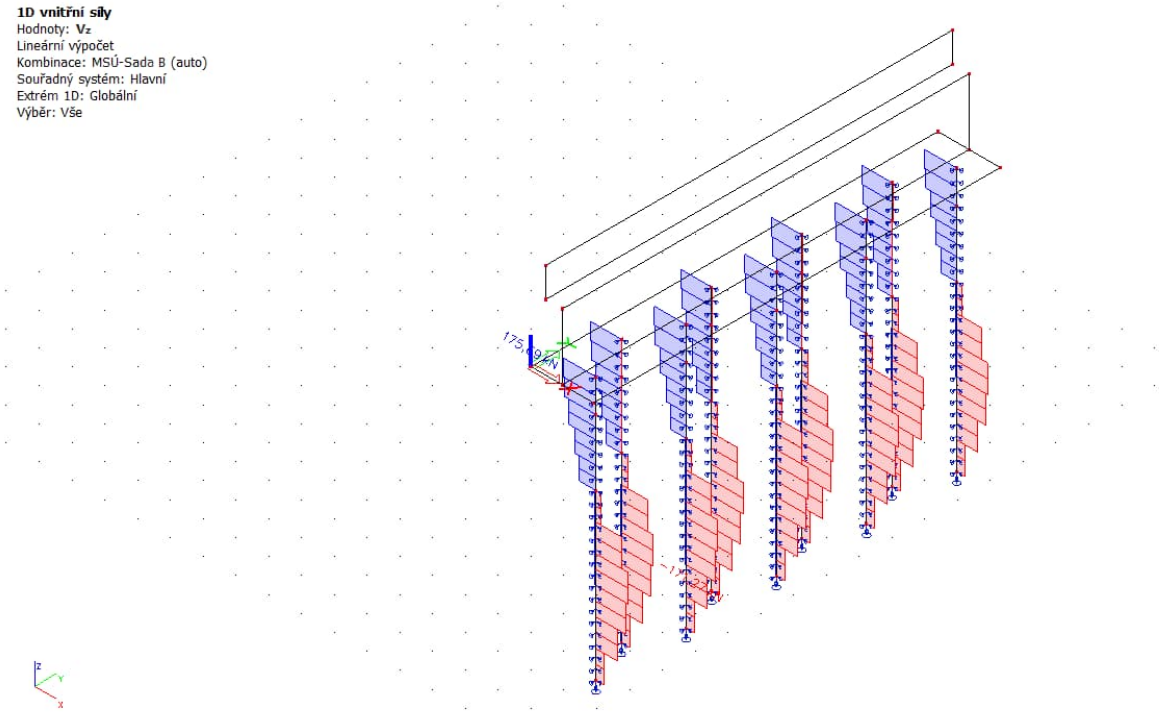
Obr.3A – Celkové deformace modelu (pro charakteristickou kombinace) – max. vodorovné deformace v úrovni horní hrany závěrné zídky 18mm



Obr.3B – Celkové deformace modelu (pro charakteristickou kombinace) – boční pohled – max. deformace 18mm



Obr.4 – Návrhový ohybový moment My (kolmo na opěru O1) – maximální ohybový moment My je 546,62kNm



Obr.5 – Návrhová smyková síla Vz – maximální smyková síla Vz je 175,69kNm

2.1 Posudek výztuže pilot

Projekt

Datum : 07.12.2023

Norma

Norma **EN 1992-2/Česko**.

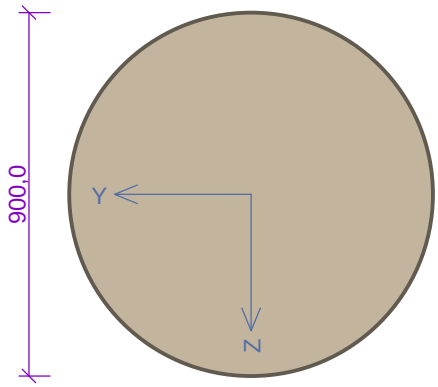
Minimální stupeň vyztužení desky dle ČSN 73 1201

1 Průřez - pilota 900 mm

1.1 Vstupní data

Typ prvku: nosník
Prostředí: XA1

Průřez



Materiály

Beton: C 25/30
f_{ck} = 25,0 MPa; f_{ctm} = 2,6 MPa; E_{cm} = 31000 MPa

Ocel podélná: B500B
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Ocel příčná: B500B
f_{yk} = 500,0 MPa; E_s = 200000 MPa

Beton neodpovídá doporučenému rozsahu C30/37 až C70/85 doporučenému normou, další výpočet odpovídá postupům EC2

Vnitřní síly - základní návrhová (MSÚ)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	V_{Edz} [kN]	V_{Edy} [kN]	T_{Ed} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 1	0,00	546,62	0,00	175,69	0,00	0,00	1,000

Vnitřní síly - charakteristická (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	QP koef. [-]
1	Zat. případ 3	0,00	404,90	0,00	1,000

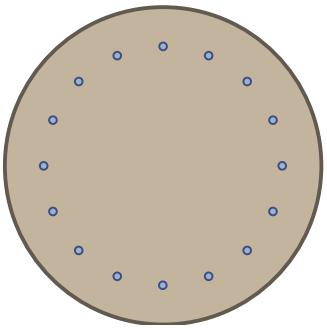
Vnitřní síly - kvazistálá (MSP)

č.	Název zatěžovacího případu	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]
1	Zat. případ 2	0,00	327,97	0,00

Podélná výztuž

Kruh:16ks × profil 22, krytí 100,0 mm

16x22-kr.100,0



S tlačenou výztuží je počítáno.

Smyková výztuž

Obvodové třmínky
Profil: 8 mm; Vzdálenost: 150,0 mm

Minimální krytí

100,0 mm (uživ.)

1.2 Výsledky

Posouzení min. a max. stupně vyztužení

Nosník (tažená výztuž - minimum, celková výztuž - maximum):
$\rho_{s,t}$ = 0,00508 ≥ $\rho_{s,min}$ = 0,00135 ⇒ **Vyhovuje**
ρ_s = 0,00961 ≤ $\rho_{s,max}$ = 0,04 ⇒ **Vyhovuje**

Stupeň vyztužení smykovou výztuží - Posouzení svisle

$\rho_{w,min}$ = 0,0008 ≤ ρ_w = 0,00111 ⇒ **Vyhovuje**
Maximální vzdálenost třmínků $s_{l,max}$ = 400,0 mm ≥ 150,0 mm ⇒ **Vyhovuje**

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	0,00	546,62	0,00	175,69	0,00	66,3	Vyhovuje
		0,00	823,90	0,00	293,07	0,00		

Mezní stav únosnosti VYHOVUJE - 66,3 %

Posouzení mezního stavu použitelnosti

Mezní stav omezení napětí

č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	σ_c [MPa]	$\sigma_{s,max}$ [MPa]	$\sigma_{s,min}$ [MPa]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 3	0,00	404,90	0,00	14,93	267,21	45,20	66,8	Vyhovuje
Limitní hodnoty $k_3 \times f_{yk}$						400,00			

Mezní stav omezení šířky trhlin

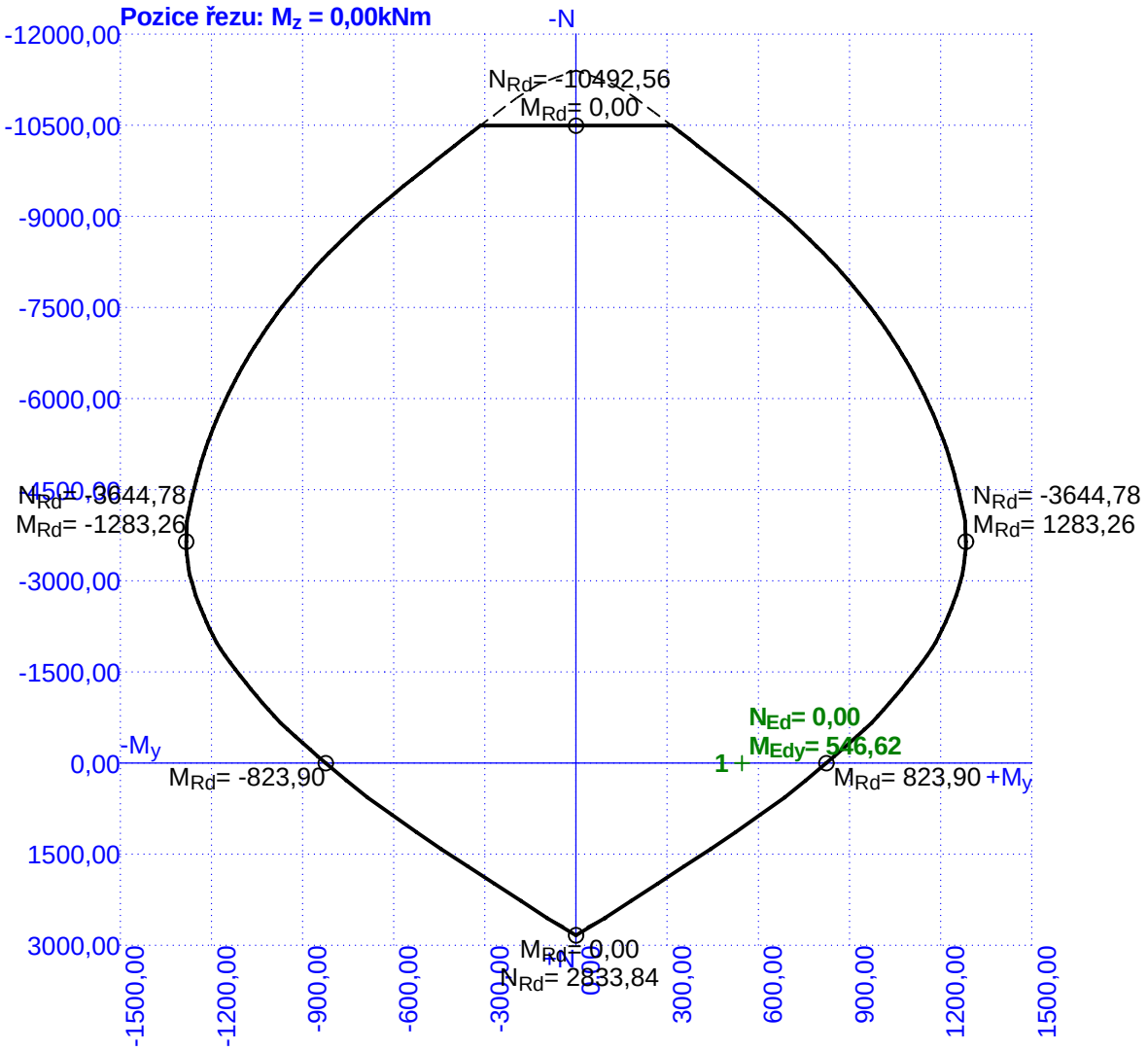
č.	Název	N_{Ed} [kN]	M_{Edy} [kNm]	M_{Edz} [kNm]	$\Delta\varepsilon$ [–]	$s_{r,max}$ [m]	w [mm]	Využití [%]	Posouzení
1	Zat. případ 2	0,00	327,97	0,00	508.10^{-6}	0,524	0,266	88,8	Vyhovuje
Maximální povolená šířka w_{max}							0,300		

Mezní stav použitelnosti VYHOVUJE - 88,8 %

Celkové posouzení - Průřez VYHOVUJE

Využití: 88,8 %

Interakční diagram N-M_y



ZÁVĚR

Byl proveden posudek opěry, roznos sil do jednotlivých pilot, stanoveno sedání pilot, návrh výztuže opěry a výztuže pilot průměru 900mm. Sedání pilot průměru 900mm délky 8,0m je cca 5mm. Maximální vodorovné posuvy v oblasti horní hrany závěrné zídky jsou cca 18mm. Deformace pilot i posuvy opěry lze považovat za vyhovující.

Horka nad Moravou, 06/2024 Vypracoval: Ing. Pavel Marek, Ph.D.