



UNIVERZITA
PARDUBICE
DOPRAVNÍ
FAKULTA
JANA PERNERA

Bakalářská práce

Návrh a posouzení integrovaného dálničního mostu o jednom poli

Ondřej Gabriel

Katedra dopravního stavitelství
Vedoucí práce: Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.
Srpen 2024

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera
Akademický rok: 2023/2024

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

(projektu, uměleckého díla, uměleckého výkonu)

Jméno a příjmení: **Ondřej Gabriel**
Osobní číslo: **D20213**
Studijní program: **B0732A260009 Dopravní stavitelství**
Téma práce: **Návrh a posouzení integrovaného dálničního mostu o jednom poli**
Zadávající katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

Zásady pro vypracování

Navrhnete integrovaný dálniční most. Předmětem práce je návrh mostní konstrukce, vypracování přehledných výkresů v podrobnosti DSP a vybraných částí statického výpočtu. Zpracujte teoretickou část týkající se výstavby integrovaných mostů. Součástí práce bude rešerše, porovnání variant možného přemostění a dopracování vybraného řešení.

Rozsah pracovní zprávy:

Rozsah grafických prací:

Forma zpracování bakalářské práce: **tištěná/elektronická**

Seznam doporučené literatury:

ČSN 73 6200. *Mosty – Terminologie a třídění*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s. Třídící znak 73 6200

ČSN 73 6201. *Projektování mostních objektů*. Praha: Český normalizační institut, 2008, 76 s. Třídící znak 73 6201

ČSN EN 1990

ČSN EN 1991

ČSN EN 1992

ČSN EN 1993

ČSN EN 1994

A další dle pokynů vedoucího práce

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.

Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání bakalářské práce: **12. října 2023**

Termín odevzdání bakalářské práce: **14. května 2024**

L.S.

doc. Ing. Libor Švadlenka, Ph.D.
děkan

Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.
vedoucí katedry

V Pardubicích dne 13. října 2023

Prohlášení autora

Prohlašuji, že bakalářskou práci s názvem *Návrh a posouzení integrovaného dál-
ničního mostu o jednom poli* jsem vypracoval samostatně. Veškeré literární prameny
a informace, které jsem v práci využil, jsou uvedeny v seznamu použité literatury. Byl
jsem seznámen s tím, že se na moji práci vztahují práva a povinnosti vyplývající ze zá-
kona č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským
a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů, zejména se
skutečností, že Univerzita Pardubice má právo na uzavření licenční smlouvy o užití této
práce jako školního díla podle § 60 odst. 1 autorského zákona, a s tím, že pokud dojde
k užití této práce mnou nebo bude poskytnuta licence o užití jinému subjektu, je Univer-
zita Pardubice oprávněna ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů,
které na vytvoření díla vynaložila, a to podle okolností až do jejich skutečné výše.

Beru na vědomí, že v souladu s § 47b zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a
o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších před-
pisů, a směrnicí Univerzity Pardubice č. 7/2019 Pravidla pro odevzdávání, zveřejňování a
formální úpravu závěrečných prací, ve znění pozdějších dodatků, bude práce zveřejněna
prostřednictvím Digitální knihovny Univerzity Pardubice.

V Pardubicích dne 6. 8. 2024

.....
Ondřej Gabriel

Poděkování

V první řadě bych chtěl poděkovat vedoucímu mé bakalářské práce, panu Ing. Pavlu Jiříčkovi, Ph.D., za jeho podporu, vedení a cenné rady během celého procesu tvorby této práce. Jeho odborné znalosti, přístup a především velká trpělivost přispěla k tomu, že jsem mohl úspěšně dokončit svou práci a načerpat přitom spoustu cenných zkušeností.

Dále bych chtěl vyjádřit díky svým kolegům. Zejména Ing. Lukáši Procházkovi, který mi vždy velmi ochotně pomohl jak s technickou stránkou mé práce, tak především s jejím grafickým zpracováním v textovém editoru `CONTEXT`. Poděkování patří taktéž Ing. Patrikovi Podškubkovi, který mi byl vždy schopen velmi pohotově pomoci s výpočetním softwarem *SCIA Engineer*.

V neposlední řadě patří mé díky samozřejmě také mým blízkým; přítelkyni, rodině a přátelům. Všichni tito lidé mi byli a jsou oporou a i díky nim jsem měl tak potřebné zázemí, které dalo vzniknout této práci.

Anotace

Bakalářská práce se zabývá návrhem a posouzením integrovaného dálničního mostu o jednom poli.

Práce se zaměřuje na několik klíčových kritérií, která ovlivňují návrh a konstrukci mostu. Mezi hlavní kritéria patří eliminace kolizí se stávající konstrukcí, minimalizace omezení provozu, možnost etapizace výstavby a ekonomičnost.

Teoretická část je zaměřena především na vyhodnocení a výběr vhodného variantního řešení a problematiku integrovaných mostů.

Statický výpočet se soustředí na prokázání správnosti navržených rozměrů hlavních konstrukčních prvků mostu.

Klíčová slova

Dálniční most, integrovaný most, spřažená konstrukce, ocelový nosník, železobetonová deska

Title

Design and statical analysis of an integrated single-span highway bridge

Annotation

The bachelor's thesis is focused on the design and assessment of a single-span integrated highway bridge.

The thesis addresses several key criteria that influence the design and construction of the bridge. The main criteria include the elimination of conflicts with existing structures, minimizing traffic disruptions, the possibility of phased construction, and cost-effectiveness.

The theoretical part is primarily dedicated to evaluating and selecting suitable alternative solutions and discussing the issues related to integrated bridges.

The static calculation focuses on demonstrating the correctness of the proposed dimensions of the main structural elements of the bridge.

Keywords

Highway bridge, integrated bridge, composite structure, steel beam, reinforced concrete slab

Obsah

1	Úvod	17
2	Variantní řešení	19
2.1	Kritéria	19
2.1.1	Založení	19
2.1.2	Kolize	19
2.1.3	Omezení provozu	19
2.1.4	Etapizace	20
2.1.5	Ekonomičnost	20
2.1.6	Výhledové rozšíření	20
2.2	Návrh variantních řešení konstrukce	20
2.2.1	Varianta č. 1 „ <i>Třípolový trémový most</i> “	20
2.2.2	Varianta č. 2 „ <i>Jednopolový trémový most</i> “	21
2.2.3	Varianta č. 3 „ <i>Integrovaný trémový most</i> “	22
2.2.4	Varianta č. 4 „ <i>Vzpěradlový most</i> “	23
2.2.5	Varianta č. 5 „ <i>Rémový most</i> “	23
2.2.6	Varianta č. 6 „ <i>Klenbový most</i> “	24
2.3	Porovnání a vyhodnocení	24
2.3.1	Porovnání variant	24
2.3.2	Vyhodnocení variant	27
3	Problematika integrovaných mostů	29
3.1	Obecně o integrovaných mostech	29
3.2	Základní definice typu mostu z hlediska integrace	29
3.3	Namáhání konstrukce vlivem interakce se zeminou	31
3.4	Omezení posunů konců mostu	31
3.5	Vliv zemních tlaků	32
3.5.1	Klidový stav	32
3.5.2	Krajní (mezní) stavy	33

3.5.3	Mezilehlé stavy	33
3.6	Dohutňování přechodové oblasti	34
3.7	Zvýšené namáhání základů	35
3.8	Vliv zakřivení mostu	35
3.8.1	Přímé a mírně zakřivené mosty	35
3.8.2	Významně zakřivené mosty	36
3.9	Vliv šikmosti mostu	36
4	Popis řešeného mostu	39
4.1	Situace	39
4.2	Popis konstrukce	40
4.2.1	Identifikační údaje	40
4.2.2	Základní údaje o mostu	40
4.2.3	Účel mostu a požadavky na jeho řešení	41
4.2.4	Charakter přemostované překážky	41
4.2.5	Územní podmínky	41
4.2.6	Technické řešení mostu	41
4.2.7	Trasa v oblasti mostu	41
4.2.8	Popis nosné konstrukce mostu	42
4.2.9	Popis založení a spodní stavby mostu	42
4.2.10	Vybavení mostu	43
4.3	Materiály konstrukce	44
5	Komentář ke statickému výpočtu	45
5.1	Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	45
5.1.1	Podklady, normy, literatura, programy	45
5.2	Obecná část	45
5.2.1	Kombinace zatížení – obecně	45
5.3	Výpočtová část	46
5.3.1	Model	46
5.3.2	Typické průřezy	49

5.3.3	Data modelu	49
5.3.4	Zatížení	49
5.3.5	Vnitřní síly	63
5.3.6	Kombinace zatížení	65
5.3.7	Posouzení	66
6	Závěr	71
A	Přílohy	79

1 Úvod

Předmětem této bakalářské práce je návrh a posouzení dálničního mostu. Jde o návrh nové konstrukce v místě stávajícího dálničního mostu s evidenčním číslem *D5-001..1* a *D5-001..2*. Je posuzována pouze jedna mostní konstrukce. Výsledky a poznatky by však s drobnými úpravami mohly být použity i pro konstrukci druhou.

Nová konstrukce respektuje stávající výškové a směrové vedení převáděné komunikace a zachovává průjezdnou výšku pod mostem.

Tato bakalářská práce vychází ze skutečné situace, kdy mají být ve výhledové době stávající mosty nahrazeny novými. Při návrhu variantních řešení konstrukce je nutno vycházet z požadavků kladených na zachování provozu na převáděné komunikaci (dálnici D5). Tento požadavek vstupuje do návrhu v podobě proveditelnosti nové konstrukce ve čtyřech etapách, kdy v každé z etap bude nahrazena jedna polovina stávající konstrukce za novou. V rámci zachování úrovně kvality dopravy jsou preferována taková variantní řešení, která umožní založení a výstavbu alespoň části spodní stavby před uzavírkou a demolicí stávající konstrukce. To v praxi znamená založení nové konstrukce na mikropilotách nebo plošně, jelikož souprava pro vrtání pilot by se pod stávající konstrukcí nevešla.

Z výše popsaných důvodů jsou tedy vhodná taková řešení, která jsou proveditelná po polovinách, přitom jejich spodní stavba nebude kolidovat se stávající konstrukcí a budou založena plošně či na mikropilotách.

2 Variantní řešení

Výběr neoptimálnější konstrukce pro danou situaci jsem se rozhodl řešit vytvořením několika variantních řešení. Jednotlivá variantní řešení mezi sebou budou porovnávána a na základě níže stanovených kritérií bude vybrán nejvhodnější typ konstrukce.

2.1 Kritéria

V této podkapitole jsou uvedena nejdůležitější kritéria, která ovlivňují návrh a realizaci nové mostní konstrukce.

Každé z těchto kritérií má stejnou váhu při konečném výběru nejvýhodnější varianty.

2.1.1 Založení

Prvním z kritérií, která musí nově navrhovaná konstrukce splňovat je způsob založení konstrukce. Z důvodu co možná nejkratší celkové doby omezení provozu na převáděné komunikaci je preferována varianta, při které bude nová konstrukce založena bez nutnosti omezení provozu na mostě. Vzhledem k volné výšce pod stávající konstrukcí tak v úvahu připadá založení plošné nebo založení na mikropilotách. Při těchto způsobech založení je možné se se stavební mechanizací dostat pod stávající konstrukci bez přerušení či omezení provozu na mostě. Tímto způsobem je tak možné dosáhnout kratší celkové doby omezení provozu oproti variantě konstrukce založené na standardních pilotách, pro jejichž provedení je potřeba využít vrtnou soupravu, jejíž velikost nepřipouští její nasazení před demolicí stávající konstrukce nebo alespoň její části.

2.1.2 Kolize

Dalším z kritérií je předpoklad, že opěry či stojky nově navrhované konstrukce nebudou v kolizi s konstrukcí stávající. Toto kritérium tedy opět klade důraz na co možná nejkratší celkovou dobu omezení provozu na převáděné komunikaci. Splněním tohoto kritéria u jednotlivých variant docílíme možnosti vybudování alespoň části základových bloků, opěr nebo stojek před uzavřením a následnou demolicí stávající konstrukce. Splněním tohoto kritéria tak můžeme docílit dalšího zkrácení celkové doby omezení na mostě.

2.1.3 Omezení provozu

Další kritérium spočívá v co nejkratší celkové době trvání omezení provozu na převáděné i překonávané komunikaci. Toto kritérium tedy velmi úzce souvisí s oběma předešlými kritérii. Mimo výše zmíněnou problematiku se do tohoto kritéria řadí i použitý typ nosné konstrukce a způsob její výstavby, který může značně ovlivnit celkovou délku výstavby nově navrhované konstrukce. Z tohoto důvodu jsou tedy preferovány nosné konstrukce tvořené segmenty či nosníky (prefabrikáty). Takové typy konstrukcí se na požadovanou

pozici dají umístit velmi rychle ve srovnání s konstrukcemi vyžadujícími stavbu skruže a následnou betonáž. Použitím konstrukce tvořené ocelovými či železobetonovými prefabrikovanými nosníky tak můžeme docílit významného omezení doby nutné pro její výstavbu a s tím související dobu uzavírky překonávané komunikace a převádění komunikace.

2.1.4 Etapizace

Dalším z kritérií je možnost provedení navrhované konstrukce po částech (etapách), případně i během několika stavebních sezón, bude-li to nutné. Pro splnění tohoto kritéria jsou tedy vhodné takové varianty, které umožní relativně jednoduché provedení konstrukce po polovinách s následným převedením provozu na již zhotovenou část mostu. Takovéto požadavky na postup výstavby jsou možné u variant, jejichž nosnou konstrukci tvoří ocelové nebo prefabrikované železobetonové nosníky, případně monolitický železobeton.

2.1.5 Ekonomičnost

Dalším kritériem je ekonomičnost navrhované varianty a to především z hlediska nákladů na údržbu, opravy a případné rekonstrukce během celé doby životnosti, vyjma nákladů na výstavbu konstrukce samotné. Náklady na výstavbu zde nefigurují z důvodu přílišné složitosti a velké nepřesnosti v případě pouhého odhadu bez vypracování podrobného rozpočtu pro jednotlivé varianty. Náklady nejsou vyčísleny v absolutních hodnotách. Pracuje se pouze s předpokladem, čím menší a z technického hlediska jednodušší konstrukce (ideálně bez mostních závěrů a mostních ložisek), tím levnější je její údržba a naopak. Proto jsou pro splnění tohoto kritéria stanoveny parametry jako minimalizace plochy nosné konstrukce, minimalizace celkového rozpětí konstrukce, absence mostních závěrů a absence mostních ložisek.

2.1.6 Výhledové rozšíření

Posledním z kritérií je možnost provedení výhledového rozšíření v podobě zkapacitnění překonávané komunikace nebo výstavby stezky pro pěší souběžně s překonávanou komunikací. Pro splnění tohoto kritéria je nutné, aby opěry či stojky navrhovaných variant nebyly umístěny v těsné blízkosti stávající komunikace pod mostem a byl tak vytvořen prostor pro výhledové úpravy.

2.2 Návrh variantních řešení konstrukce

2.2.1 Varianta č. 1 „*Třípolový trémový most*“

Tato varianta pracuje s návrhem trémového mostu s předem předepnutými železobetonovými nosníky o třech polích.

- **Popis konstrukce**

Jedná se o trémový most s předem předepnutými železobetonovými nosníky o třech polích.

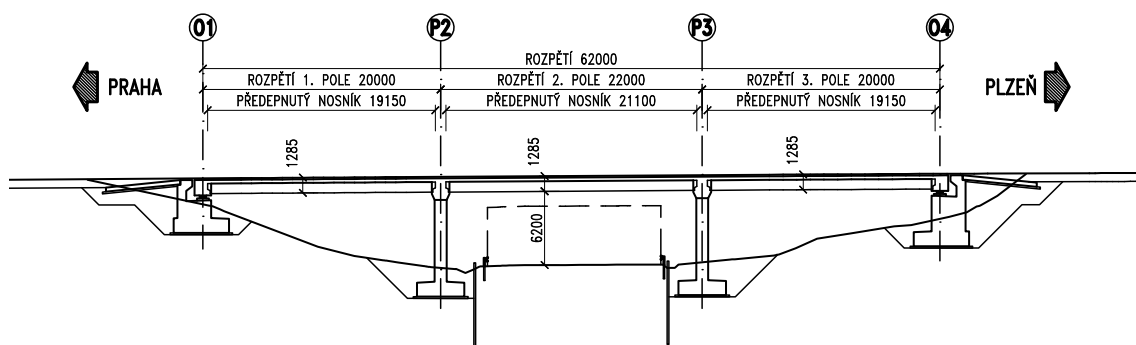
Celkové rozpětí mostu je 62.0 m. Rozpětí krajních polí (prvního a třetího pole) je 20.0 m. Rozpětí středního pole (druhého pole) je 22.0 m.

Nosnou konstrukci tvoří předem předeprnuté železobetonové nosníky spřažené železobetonovou spřahující deskou. Nad opěrami je konstrukce ztužena pomocí masivních koncových příčníků.

Spodní stavbu tvoří dvě nízké železobetonové opěry (O1 a O4) na kterých je nosná konstrukce uložena pomocí mostních ložisek. Dále je spodní stavba tvořena dvěma podpěrami v podobě mostních pilířů (P2 a P3) na kterých je nosná konstrukce se spodní stavbou pevně spřažena pomocí nadpodporových příčníků.

Založení je navrženo pomocí mikropilot.

- **Přehledný obrázek**



Obr. 2.1. Podélný řez třípolovým trémovým mostem

2.2.2 Varianta č. 2 „Jednopolový trémový most“

Tato varianta pracuje s návrhem trémového spřaženého ocelo-betonového mostu o jednom poli.

- **Popis konstrukce**

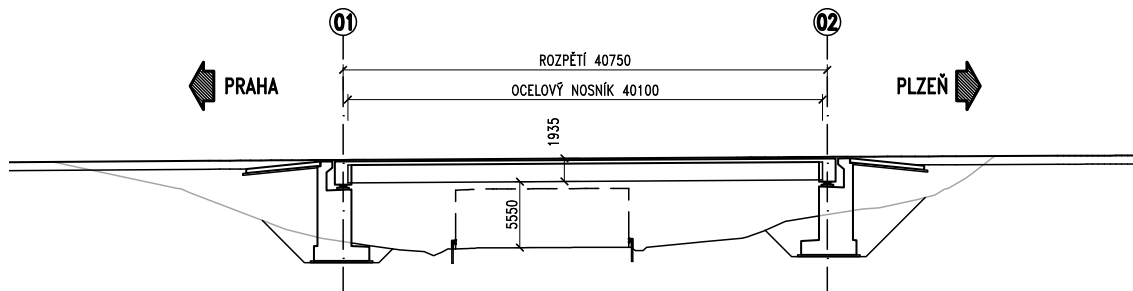
Jedná se o trémový spřažený ocelo-betonový most o jednom poli.

Rozpětí mostu je 40.75 m.

Nosnou konstrukci tvoří ocelové nosníky konstantní výšky spřažené železobetonovou spřahující deskou. Nad opěrami je konstrukce ztužena pomocí masivních koncových příčníků.

Spodní stavbu tvoří dvě železobetonové opěry (O1 a O2) na kterých je nosná konstrukce uložena pomocí mostních ložisek.

Založení je navrženo pomocí mikropilot.



Obr. 2.2. Podélný řez jednopolevým trémovým mostem

- Přehledný obrázek

2.2.3 Varianta č. 3 „Integrovaný trémový most“

Tato varianta pracuje s návrhem trémového spřaženého ocelo-betonového integrovaného mostu o jednom poli.

- Popis konstrukce

Jedná se o trémový spřažený ocelo-betonový integrovaný most o jednom poli.

Rozpětí mostu je 41.0 m.

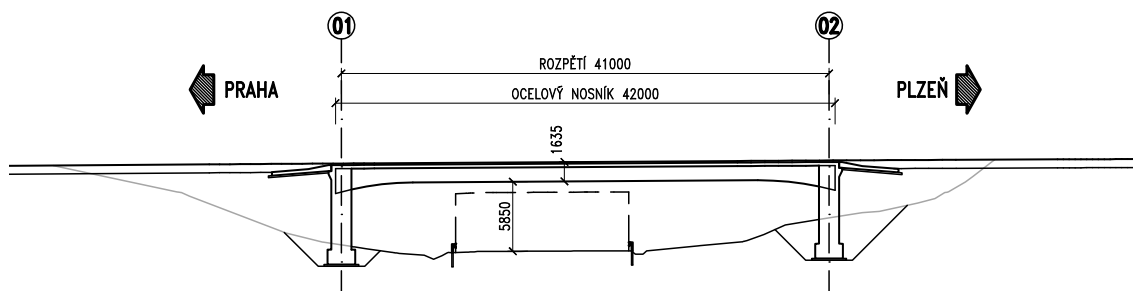
Nosnou konstrukci tvoří ocelové nosníky s náběhy spřažené železobetonovou spřahující deskou. Spodní část nosné konstrukce je na obou stranách tvořena železobetonovými stojkami.

Spodní část nosné konstrukce tvoří dvě železobetonové stojky (O1 a O2) do kterých je horizontální část nosné konstrukce pevně vetknuta.

Konstrukce je navržena jako plně integrovaná. Dle TP 261 [23] je navrhovaná konstrukce zatříděna jako typ IM3 - běžný přímý integrovaný most.

Založení je navrženo pomocí mikropilot.

- Přehledný obrázek



Obr. 2.3. Podélný řez integrovaným trémovým mostem

2.2.4 Varianta č. 4 „Vzpěradlový most“

Tato varianta pracuje s návrhem železobetonového dodatečně předepnutého vzpěradlového mostu se skrytým táhlem o třech polích.

• Popis konstrukce

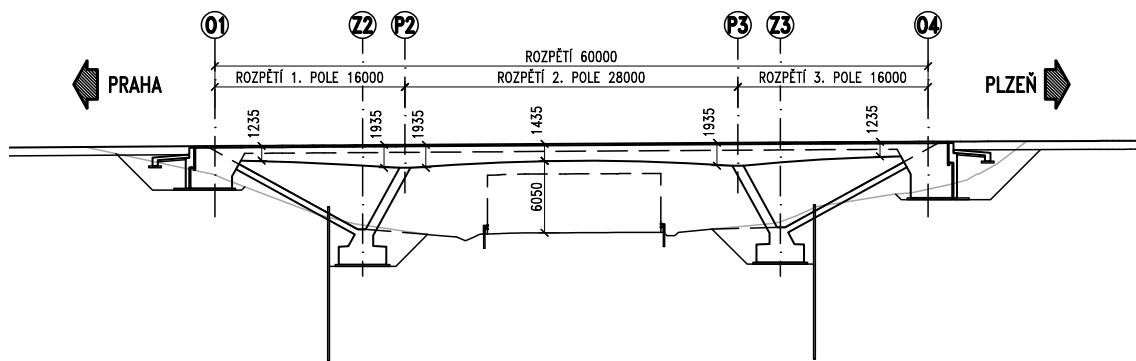
Jedná se o železobetonový dodatečně předepnutý vzpěradlový most se skrytým táhlem o třech polích.

Celkové rozpětí mostu je 60.0 m. Rozpětí krajních polí (prvního a třetího pole) je 16.0 m. Rozpětí středního pole (druhého pole) je 28.0 m.

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová dodatečně předepnutá deska proměnné tloušťky. Celá konstrukce působí jako vzpěradlový rám.

Spodní stavbu tvoří dvě železobetonové opěry (O1 a O4) do kterých je nosná konstrukce pevně vetknuta. Zároveň jsou opěry spojeny pomocí skrytých táhel se základy (Z2 a Z3). Dále je spodní stavba tvořena dvěma podpěrami v podobě šikmých pilířů (P2 a P3) na kterých je nosná konstrukce se spodní stavbou pevně sprážena. Založení je navrženo pomocí mikropilot.

• Přehledný obrázek



Obr. 2.4. Podélný řez vzpěradlovým mostem

2.2.5 Varianta č. 5 „Rámový most“

Tato varianta pracuje s návrhem železobetonového rámového mostu o jednom poli.

• Popis konstrukce

Jedná se o rámový železobetonový most s náběhy o jednom poli.

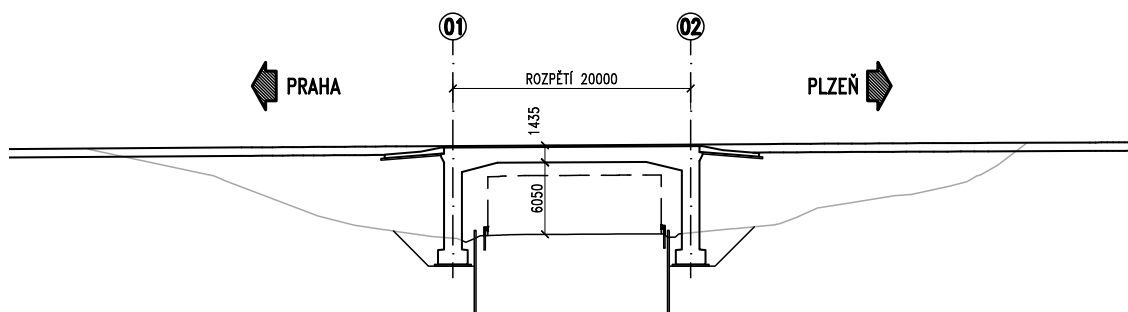
Rozpětí mostu je 20.0 m.

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová deska s náběhy. Spodní část nosné konstrukce je na obou stranách tvořena železobetonovými stojkami. Ze statického hlediska konstrukce působí jako rám.

Spodní část nosné konstrukce tvoří dvě železobetonové stojky (O1 a O2) do kterých je horizontální část nosné konstrukce pevně vetknuta.

Založení je navrženo pomocí mikropilot.

• Přehledný obrázek



Obr. 2.5. Podélný řez rámovým mostem

2.2.6 Varianta č. 6 „Klenbový most“

Tato varianta pracuje s návrhem železobetonového klenbového přesýpaného mostu o jenom poli.

- **Popis konstrukce**

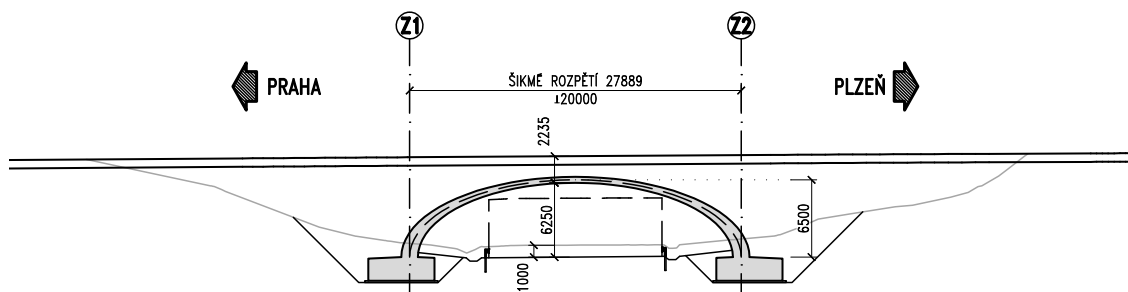
Jedná se o železobetonový klenbový přesýpaný most o jenom poli.

Rozpětí mostu je 20.0 m.

Nosnou konstrukci tvoří železobetonová klenba proměnné tloušťky.

Spodní část nosné konstrukce tvoří dva železobetonové základové bloky (Z1 a Z2) do kterých je nosná konstrukce pevně vetknuta. Založení je navrženo jako plošné.

- **Přehledný obrázek**



Obr. 2.6. Podélný řez přesýpaným klenbovým mostem

2.3 Porovnání a vyhodnocení

2.3.1 Porovnání variant

Varianta č. 1 „Třípolový trémový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří její malá stavební výška, menší šikmost oproti konstrukcím s menším rozpětím hlavního pole a také použití prefab-

rikovaných předem předepnutých železobetonových nosníků, které značně urychlují tempo výstavby ve srovnání s konstrukcemi monolitickými. Další z výhod je relativně jednoduchá stavba konstrukce po částech (po polovinách v jednotlivých etapách). Nespornou výhodou použití prefabrikovaných nosníků je i krátký časový interval uzavírky překonávané komunikace nutný pro jejich osazení.

- **Nevýhody**

Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří nutnost demolice stávající konstrukce před zahájením výstavby podpěr z důvodu kolize se stávající spodní stavbou mostu a celková velikost konstrukce (nevýhodná z hlediska údržby a stavebních nákladů). Další nevýhodou jsou vyšší předpokládané náklady na údržbu konstrukce a to kvůli použití mostních ložisek na opěrách (O1 a O4) a mostních závěrů.

Varianta č. 2 „Jednopolový trámový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří možnost zhotovení založení konstrukce a výstavba části spodní stavby před demolicí stávající konstrukce, menší šikmost oproti konstrukcím s menším rozpětím hlavního pole a také použití ocelových plnostěnných nosníků, které značně urychlují tempo výstavby ve srovnání s konstrukcemi monolitickými. Další z výhod je relativně jednoduchá stavba konstrukce po částech (po polovinách v jednotlivých etapách) a s tím související krátký časový interval uzavírky překonávané komunikace nutný pro osazení nosníků. Nespornou výhodou je i menší celková plocha konstrukce, která tak ušetří náklady na provozní údržbu.

- **Nevýhody**

Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří její značná stavební výška. Další nevýhodou jsou vyšší předpokládané náklady na údržbu konstrukce a to kvůli použití mostních ložisek a mostních závěrů.

Varianta č. 3 „Integrovaný trámový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří možnost zhotovení založení konstrukce a výstavba části stojek před demolicí stávající konstrukce, menší šikmost oproti konstrukcím s menším rozpětím hlavního pole a také použití ocelových plnostěnných nosníků, které značně urychlují tempo výstavby ve srovnání s konstrukcemi monolitickými. Další z výhod je relativně jednoduchá stavba konstrukce po částech (po polovinách v jednotlivých etapách) a s tím související krátký časový interval uzavírky překonávané komunikace nutný pro osazení nosníků. Další výhodou je menší stavební výška ve srovnání s variantou č. 2 „Jednopolový trámový most“ při téměř totožném rozpětí obou konstrukcí, která je způsobena rozlišným statickým působením obou variant. Nespornou výhodou je i menší celková plocha konstrukce a především absence

mostních ložisek a mostních závěrů, která tak významně ušetří náklady na provozní údržbu.

- **Nevýhody**

Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří požadavek na velmi kvalitně a technologicky správně provedenou přechodovou oblast za stojkami, aby bylo zajištěno její správné spolupůsobení se stojkami. Další nevýhodou jsou potenciální nerovnosti vozovky nad rozhraním mostní konstrukce a přechodové oblasti v případě jejího nesprávného technologického provedení.

Varianta č. 4 „Vzpěradlový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří její malá stavební výška, menší šikmost oproti konstrukcím s menším rozpětím hlavního pole. Další z výhod je možnost alespoň částečného provedení založení a výstavby části spodní stavby (základy Z2 a Z3) před demolicí stávající konstrukce. Nespornou výhodou je i absence mostních ložisek, která tak ušetří náklady na provozní údržbu.

- **Nevýhody**

Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří nutnost dlouhodobé uzavírky překonávané komunikace z důvodu zhotovení skruže pro výstavbu monolitické dodatečně předepnuté konstrukce. Další z hlavních nevýhod je složité řešení dodatečně předpínané konstrukce po polovinách a její následné zmonolitnění během dvou stavebních sezón. Další nevýhodou je nemožnost provedení založení a výstavby spodní stavby opěr (O1 a O4) před demolicí z důvodu kolize se spodní stavbou (opěrami) stávající konstrukce.

Varianta č. 5 „Rámový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří její menší stavební výška, malé (minimální možné) rozpětím hlavního pole a jednoduchost tohoto typu konstrukce. Další z výhod je relativně jednoduchá stavba konstrukce po částech (po polovinách v jednotlivých etapách). Nespornou výhodou je i malá celková plocha konstrukce a především absence mostních ložisek a mostních závěrů, která tak ušetří náklady na provozní údržbu.

- **Nevýhody**

Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří její velká šikmost v porovnání s konstrukcemi s větším rozpětím hlavního pole. Další z hlavních nevýhod je nutnost dlouhodobé uzavírky překonávané komunikace z důvodu zhotovení skruže pro

výstavbu monolitické železobetonové konstrukce. Další nevýhodou je nemožnost provedení založení a výstavby stojek (O1 a O2) před demolicí z důvodu kolize se spodní stavbou (pilíři) stávající konstrukce. Poslední potenciální nevýhodou je malá délka přemostění a z ní vyplývající stísněnost prostoru mezi převáděnou komunikací opěrami, která tak znemožňuje případné výhledové přidání chodníků pro chodce nebo rozšíření překonávané komunikace.

Varianta č. 6 „Klenbový most“

- **Výhody**

Mezi hlavní výhody tohoto typu konstrukce patří její malé rozpětím hlavního pole a jednoduchost tohoto typu konstrukce. Další z výhod je relativně jednoduchá stavba konstrukce po částech (po polovinách v jednotlivých etapách). Nespornou výhodou je i malá celková plocha konstrukce a především absence mostních ložisek a mostních závěrů, která tak ušetří náklady na provozní údržbu.

- **Nevýhody**

Největší nevýhodou tohoto typu konstrukce je nutnost posunu nivelety překonávané komunikace o 1 m směrem dolů z důvodu zachování prostoru pod mostem potřebného pro stávající průjezdný průřez. V opačném případě by musela být zvýšena niveleta převáděné komunikace o 1 m, což v tomto případě nepřipadá v úvahu. Mezi hlavní nevýhody tohoto typu konstrukce patří také její velká šikmost v porovnání s konstrukcemi s větším rozpětím hlavního pole. Další z hlavních nevýhod je nutnost dlouhodobé uzavírky překonávané komunikace z důvodu zhotovení skruže pro výstavbu monolitické železobetonové konstrukce. Další nevýhodou je nemožnost provedení založení a výstavby základových bloků (Z1 a Z2) před demolicí z důvodu kolize se spodní stavbou (pilíři) stávající konstrukce. Poslední potenciální nevýhodou je malá délka přemostění a z ní vyplývající stísněnost prostoru mezi převáděnou komunikací opěrami, která tak znemožňuje případné výhledové přidání chodníků pro chodce nebo rozšíření komunikace.

2.3.2 Vyhodnocení variant

V této podkapitole jsou uvedena vyhodnocení jednotlivých kritérií. U každého kritéria je uveden výčet navrhovaných variant, které toto kritérium splnily.

- **Kritérium 2.1.1 „Založení“ splňují všechny uvažované varianty.**
- **Kritérium 2.1.2 „Kolize“ splňují následující z uvažovaných variant:**
 - varianta č. 2 „Jednopolový trémový most“,
 - varianta č. 3 „Integrovaný trémový most“,
 - varianta č. 4 „Vzpěradlový most“.

- **Kritérium 2.1.3 „Omezení provozu“ splňují následující z uvažovaných variant:**
 - varianta č. 1 „*Třípolový trémový most*“,
 - varianta č. 2 „*Jednopolový trémový most*“,
 - varianta č. 3 „*Integrovaný trémový most*“.
- **Kritérium 2.1.4 „Etapizace“ splňují následující z uvažovaných variant:**
 - varianta č. 1 „*Třípolový trémový most*“,
 - varianta č. 2 „*Jednopolový trémový most*“,
 - varianta č. 3 „*Integrovaný trémový most*“,
 - varianta č. 5 „*Rámový most*“,
 - varianta č. 6 „*Klenbový most*“.
- **Kritérium 2.1.5 „Ekonomičnost“ splňují následující z uvažovaných variant:**
 - varianta č. 3 „*Integrovaný trémový most*“,
 - varianta č. 5 „*Rámový most*“,
 - varianta č. 6 „*Klenbový most*“.
- **Kritérium 2.1.6 „Výhledové rozšíření“ splňují následující z uvažovaných variant:**
 - varianta č. 2 „*Jednopolový trémový most*“,
 - varianta č. 3 „*Integrovaný trémový most*“,
 - varianta č. 4 „*Vzpěradlový most*“.

Na základě kritérií a požadavků zmíněných v části 2.1 „Kritéria“ vyplynula jako nejlepší z navrhovaných možností **varianta č. 3 „*Integrovaný trémový most*“**, která jako jediná z uvažovaných variant splnila všechna kritéria.

V této práci bude dále podrobněji řešena a zkoumána pouze jediná – vítězná varianta, případně její modifikace bude-li to nutné.

3 Problematika integrovaných mostů

Integrované mosty přináší řadu výhod i problému, které je nutné správně analyzovat a řešit. Velmi důležitá je analýza konstrukce při nesilových zatíženích. Další důležitou nutností je zahrnutí vlivů okolního zemního prostředí do výpočtu.

V mé bakalářské práci se zaměřuji na návrh jednopolevého trémového dálničního integrovaného mostu, proto se v této kapitole věnuji problematice spojené s navrhováním integrovaných mostů a popisuji postupy použité ve výpočtu.

3.1 Obecně o integrovaných mostech

Integrovaný most je dle *TP 261* [23] a *ČSN 73 6200* [18] definován s drobnými rozdíly v každé z publikací.

- Dle *ČSN 73 6200* [18] je popsán jako mostní objekt, jehož nosná konstrukce spolupůsobí se spodní stavbou a je ovlivňována zemním tělesem přechodové oblasti.
- Dle *TP 261* [23] je zdefinován jako mostní objekt, jehož nosná konstrukce je neposuvně spojena se spodní stavbou a z toho důvodu nejsou na mostě provedena mostní ložiska ani mostní závěry.

Hlavním znakem integrovaných mostů je tedy absence mostních ložisek a mostních závěrů. Nosná konstrukce a spodní stavba tak ze statického hlediska působí společně, což je nutné zohlednit také při samotném statickém výpočtu. Dalším znakem tohoto typu mostů je spolupůsobení konstrukce se zásypem přechodové oblasti. Tato skutečnost je nezanedbatelná, proto musí být působení zeminy správně zohledněno při statickém výpočtu.

Konstrukce nejen integrovaného mostu musí splňovat následující obecné požadavky:

- spolehlivost,
- použitelnost,
- trvanlivost,
- hospodárnost,
- estetika.

3.2 Základní definice typu mostu z hlediska integrace

Integrovaný most (IM) je v *ČSN 73 6200* [18] definován jako most, jehož hlavní nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti. Pro účely *TP 261* [23] je definice upravena takto: IM je most, jehož nosná konstrukce je neposuvně spojena se spodní stavbou a v důsledku toho nejsou na mostě provedena ložiska ani mostní závěry.

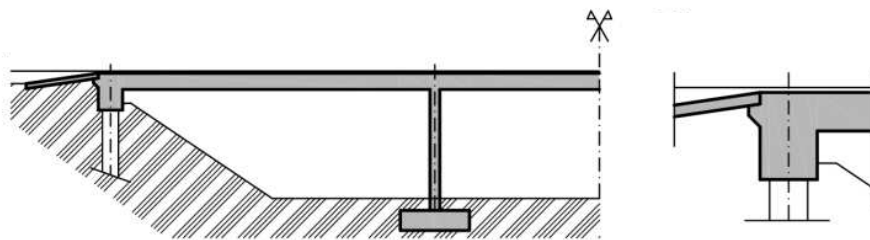
Do integrovaných mostů se podle *TP 261* [23] řadí i přesypané mosty splňující kritéria mostů integrovaných (zpravidla typy IM2 a IM4). Příklad takového mostu viz 3.1. „Integrovaný most a typický detail opěry integrovaného mostu [23]“.

Semi-integrovaný most (SIM) je pro účely *TP 261* [23] definován jako integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky a bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry.

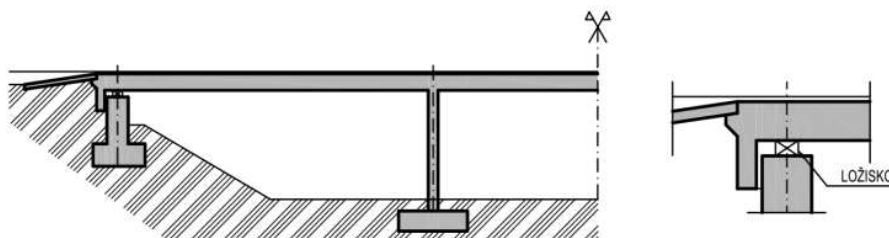
Pojem semi-integrovaný most byl zaveden v relativně nedávné době a někteří autoři za ně považují např. i sdružené rámy s ložisky a závěry na opěrách, které ale nejsou ovlivněny zemním tělesem v přechodové oblasti. Příklad takového mostu viz 3.2. „Semi-integrovaný most a typický detail opěry ...“.

Neintegrovaný (dilatovaný) most (NIM) je pro účely *TP 261* [23] definován jako běžný most navržený podle *ČSN 73 6201* [19], který má spodní stavbu oddělenou od nosné konstrukce pomocí ložisek a mostních závěrů. Příklad takového mostu viz 3.3. „Neintegrovaný (dilatovaný) most ...“.

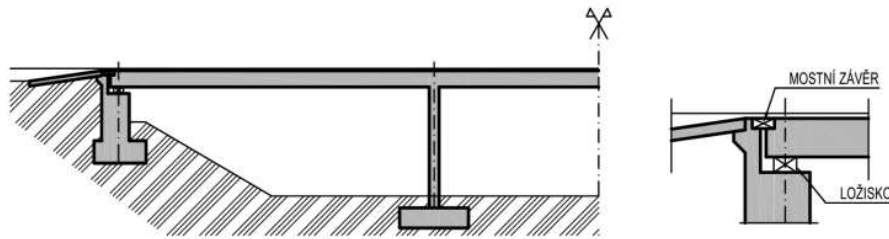
Ukázka základních typů mostů z hlediska jejich integrace se spodní stavbou:



Obr. 3.1. Integrovaný most a typický detail opěry integrovaného mostu [23]



Obr. 3.2. Semi-integrovaný most a typický detail opěry semi-integrovaného mostu [23]



Obr. 3.3. Neintegrovaný (dilatovaný) most a typický detail opěry neintegrovaného mostu [23]

3.3 Namáhání konstrukce vlivem interakce se zemínou

Zvýšené namáhání konstrukce u integrovaných mostů je mimo jiné způsobeno omezením dilatačního pohybu zemním tělesem. Toto omezení je příčinou vzniku dodatečného namáhání vznikajícího interakcí konstrukce a zeminy (konce mostu se opírají o zásyp přechodové oblasti vlivem zatížení teplotou). Namáhání tohoto typu nemají nezanedbatelný vliv na konstrukci samotnou, musí se tedy uvažovat při procesu posuzování.

3.4 Omezení posunů konců mostu

V důsledku tuhosti spodní stavby a založení dochází vlivem zatížení k dilatačním pohybům konců mostu. Tyto pohyby mohou způsobit poškození přechodových oblastí za mostem (vznik trhlin ve vozovce na rozhraní mostu a předpolí).

Velikost pohybů mostu lze rozdělit do těchto dvou kategorií:

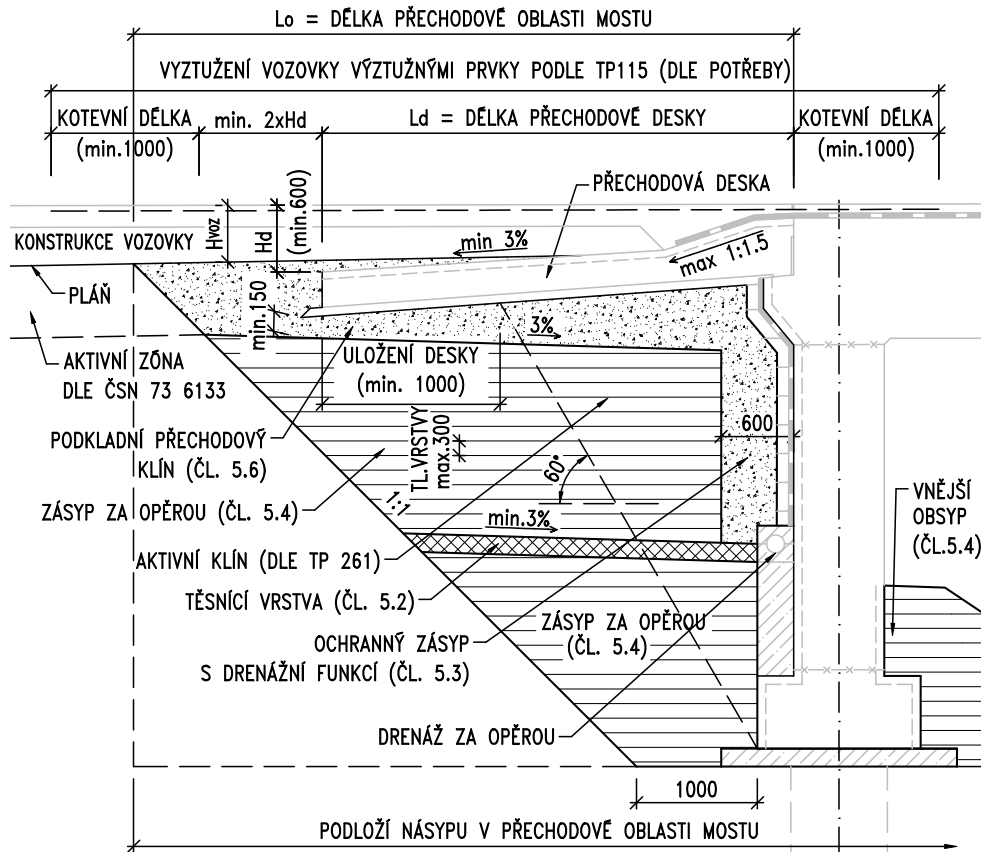
- **monotónní pohyby**

Vznik v důsledku dlouhodobého chování základního materiálu (především dotvarování a smršťování betonu).

- **cyklické pohyby**

Vznik v důsledku změny zatížení (především teplota a doprava).

Pro zajištění požadované životnosti předpolí (přenesení dilatačních pohybů) je proto nutností kvalitní a správné provedení přechodových oblastí. Příklad správného provedení přechodové oblasti viz 3.4. „Přechodová oblast integrovaného mostu s vlečnou . . .“.



Obr. 3.4. Přejchodová oblast integrovaného mostu s vlečnou přechodovou deskou [24]

3.5 Vliv zemních tlaků

Interakce konstrukce se zemním prostředím v jejím blízkém okolí je jedním ze základních znaků integrovaných mostů. Toto spolupůsobení je však nutné dále analyzovat. Nosná konstrukce integrovaného mostu musí být schopná takto vzniklé síly spolehlivě přenést. Analýza proto zahrnuje řadu stavů odpovídajících různým mezním podmínkám z hlediska zatížení a stavu okolního prostředí.

Stavy prostředí mohou být následujících typů.

3.5.1 Klidový stav

Popisuje napjatost neporušené zeminy (včetně počátečních napětí vyvolaných například hutněním zemního tělesa) v ideálním stavu. Klidový stav odpovídá zemnímu tlaku v klidu.

Tomuto stavu odpovídá hodnota (mohla by být značena jako " V_0 ") ležící mezi oblastmi zvýšeného aktivního tlaku (vlevo) a sníženého pasivního tlaku (vpravo) viz střední část grafu 3.5. „Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti ...“.

3.5.2 Krajní (mezní) stavy

Popisuje stavy zemního tělesa těsně před porušením při plné mobilizaci smykové pevnosti zeminy. Jedná se tedy o opačné extrémy z hlediska působení zeminy na konstrukci.

Mohou tak nastat dva mezní stavy, přičemž každý je způsoben jiným typem zemního tlaku:

- **Aktivní zemní tlak**

Při oddálení konstrukce od zeminy (vlivem ochlazení konstrukce, dotvarováním a smršťováním betonu) vzniká za konstrukcí prostor (mezera). Zemina za konstrukcí má tak tendenci k sesuvu do vzniklé mezery.

Tento mezní stav reprezentuje hodnota V_a ohraničující oblast zvýšeného aktivního tlaku viz levá část grafu 3.5. „Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti ...“.

- **Pasivní zemní tlak**

Při zatlačení konstrukce do zeminy (vlivem ohřátí a následného rozpínání konstrukce) vzniká dodatečný tlak od konstrukce na zeminu. Zemina za konstrukcí má tak tendenci být vytlačována směrem do přechodové oblasti.

Tento mezní stav reprezentuje hodnota V_p ohraničující oblast sníženého pasivního tlaku viz pravá část grafu 3.5. „Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti ...“.

Při plném působení V_a na konstrukci působí zemina v oblasti klínu za opěrou, ohraničená čarou odkloněnou od konstrukce pod úhlem $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$.

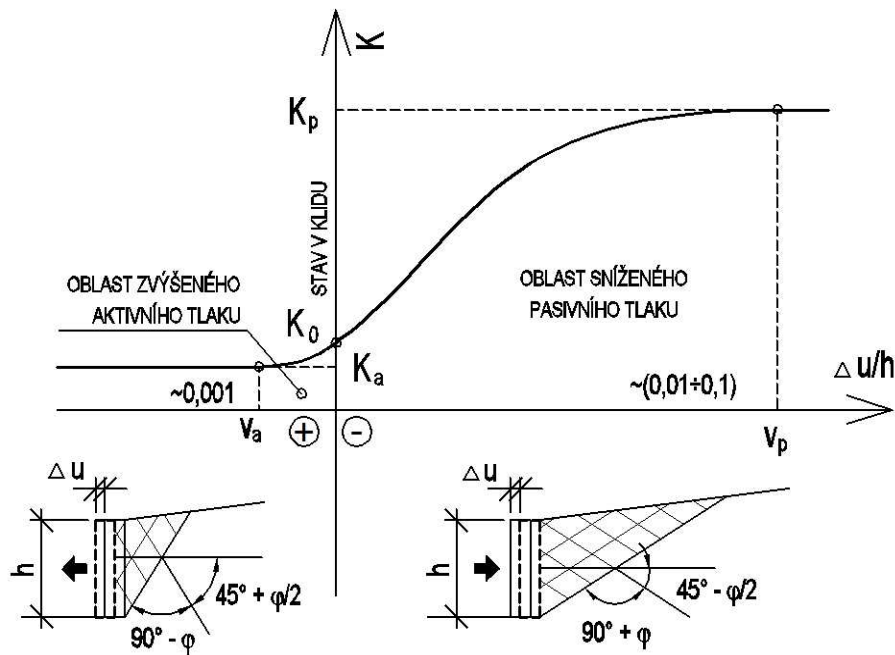
V opačném případě, tedy při plném působení V_p na konstrukci působí zemina v oblasti klínu za opěrou, ohraničená čarou odkloněnou od konstrukce pod úhlem $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$.

3.5.3 Mezilehlé stavy

Mezilehlé stavy nastávají při částečné mobilizaci smykových napětí v zemině. Těmto stavům odpovídají mezilehlé hodnoty zemních tlaků viz graf 3.5. „Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti ...“.

Z pohledu návrhu integrovaných mostů je problematika odporu zeminy významná zejména s ohledem na stanovení namáhání spodní stavby mostu. Z praktického hlediska návrhu je velmi významná proměnnost odporu zeminy (zemního tlaku), která však závisí na vlastnostech konkrétního druhu zeminy. Mezi parametry ovlivňující chování zeminy patří úhel vnitřního tření φ a soudržnost zeminy (koheze) c , která se liší podle druhu zeminy. Tyto parametry jsou však významně ovlivňovány i vlastnostmi samotné zeminy, jako je vlhkost a míra zhutnění (ulehlost).

Výše zmíněné parametry jsou tak proměnné v čase, což vede k velké variabilitě vstupních parametrů a následně i výsledných hodnot namáhání konstrukce.



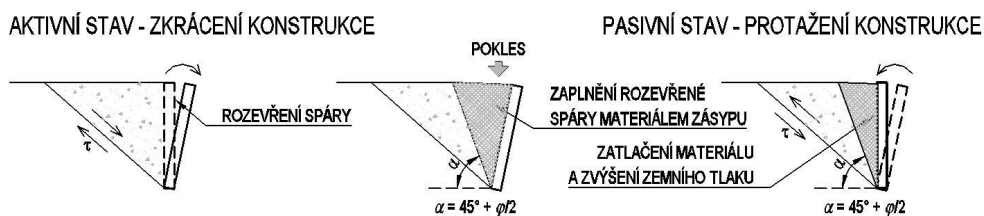
Obr. 3.5. Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti deformace konstrukce [23]

3.6 Dohutňování přechodové oblasti

Jedná se o dlouhodobý proces zapříčiněný cyklickým zkracováním (v důsledku poklesu teploty v zimě) a následným prodlužováním (v důsledku nárůstu teploty v létě) konstrukce v kombinaci se svislým zatížením od dopravy v průběhu celé její životnosti.

Při zkrácení konstrukce vzniká za rubem opěry mezera, do které se vlivem svislých sil a dalších faktorů sesune materiál zásypu za opěrou. Tento pokles materiálu je nevratný. Poté při opětovném prodloužení konstrukce je opěra zatlačena směrem do zeminy přechodové oblasti, kterou v blízkosti rubu opěry může drobně nadvýšit.

Dlouhodobým opakováním tohoto jevu tak postupně v oblasti za opěrou dochází k nevratným deformacím, které se mohou propat až do samotné vozovky viz 3.6. „Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických ...“.



Obr. 3.6. Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických deformacích konstrukce [23]

3.7 Zvýšené namáhání základů

Na základě absence mostních ložisek a mostních závěrů dochází ke zvýšenému přenosu zatížení do základů. Tyto zatížení jsou způsobeny zejména objemovými změnami nosné konstrukce, která jsou přímo přenášena do spodní stavby. Nejzásadnější je nárůst smykových napětí v základové spáře (v případě plošného založení) a zvýšení vodorovného namáhání pilot v úrovni jejich hlav (v případě hlubinného založení).

Při návrhu založení je nutné sledovat zejména dvě kritéria, která jsou však protichůdná. Jedná se o vodorovnou tuhost stavby a současnou minimalizaci namáhání založení (jeho rovnoměrné rozložení). Na základě těchto požadavků je nutno vyšetřit tuhost založení a jeho interakci se zbytkem konstrukce mostu.

Při návrhu **plošného založení** z hlediska vodorovné tuhosti hraje největší roli výška a tuhost opěr, včetně způsobu jejich připojení k základům. Preferovaným způsobem zachycení svislých sil u plošně založených konstrukcí je odporem zeminy za rubem opěry.

Při návrhu **hlubinného založení** je vodorovná tuhost dána zejména odporem zemního prostředí proti deformaci pilot. Na vodorovnou tuhost zeminy má velký vliv časový faktor (vliv cyklického zatížení). V průběhu času a vlivem cyklického namáhání dochází k poklesu vodorovné tuhosti pilot až o polovinu ve srovnání s jejich počáteční tuhostí.

3.8 Vliv zakřivení mostu

3.8.1 Přímé a mírně zakřivené mosty

Vzájemným působením nosné konstrukce, spodní stavby a okolního zemního prostředí (zásypu a základové půdy) dochází k omezení podélných posunů konců mostu Δ_h , což způsobuje zvýšení napětí v nosné konstrukci (především podélných napětí). U přímých a mírně zakřivených integrovaných mostů bývá tuhost konstrukce v ose obvykle větší než odpor zásypu, což ovlivňuje posuny konců mostu Δ_h jen minimálně. Velikost těchto posunů Δ_h můžeme tedy obvykle považovat za stejnou jako u mostů neintegrovaných. Zvýšení napětí v konstrukci posuzujeme individuálně podle uspořádání mostu a odporu okolního zemního prostředí.

U semi-integrovaných mostů obvykle nedochází k omezení dilatačních pohybů konců mostu kvůli tuhosti konstrukce (spodní stavby) a zásypu. Zvýšení zemních tlaků vlivem zatlačení konstrukce do materiálu zásypu je obvykle eliminováno malou kontaktní plochou mezi mostem a zásypem. Tím se prakticky vylučuje vliv zvýšení podélné normálové síly v nosné konstrukci na její návrh, ale významně se projevuje chování přechodové oblasti mostu ovlivněné posunem konců nosné konstrukce Δ_h .

Obecně platí, že pokud je vliv zvýšení napětí v nosné konstrukci značný a omezuje její návrh (například u štíhlých ocelových konstrukcí), není možné navrhovat integrovaný most. V případě, že integrace nosné konstrukce a opěr způsobí kritický nárůst napětí v podélném směru, ale posuny konců jsou dostatečné pro návrh konstrukce bez mostních závěrů, je vhodné zvolit semi-integrovanou konstrukci. V opačném případě je lepší volbou neintegrovaný most.

3.8.2 Významně zakřivené mosty

U prímých mostů omezení dilatačních pohybů vyvolává pouze zvýšení podélných (normálových) sil a napětí. U významně zakřivených mostů má tvar konstrukce zásadní vliv na vznik příčných ohybových momentů a snížení podélné síly. Velikost těchto sil je ovlivněna geometrickými parametry konstrukce, poloměrem zakřivení a délkou dilatace. Navíc zakřivení konstrukce redukuje posuny konců mostu. Toho může být využito ke zvětšení přípustných hodnot dilatačních délek ve srovnání s prímými mosty. Další klíčový vliv na chování integrovaných a semi-integrovaných mostů mají geometrické parametry a tuhost, zejména pak:

- úhel sevřený osami uložení mostu v jednotlivých polích,
- tuhost a štíhlost nosné konstrukce,
- příčná a podélná tuhost spodní stavby (včetně vlivu tuhosti založení).

Zakřivení konstrukce může vést nejen k podélnému posunu ale i k pootočení konců mostu kolem svislé osy. Maximálního posunu Δ_h je pak dosaženo na koncích nosné konstrukce mostu. Tento posun je nutno posoudit z hlediska provedení přechodové oblasti.

Obvykle není třeba brát v úvahu vliv půdorysného zakřivení integrovaného mostu na rozložení vnitřních sil pro mosty, které svou geometrií vyhovují následující podmínce:

$$R \times \left(1 - \cos \frac{L}{2 \times R}\right) \leq \frac{B}{3}$$

Úpravou výše uvedeného vztahu lze pro určitou šířku mostu B a poloměr půdorysného zakřivení mostu R určit maximální délku nosné konstrukce L_{max} , při které je obvykle možné zanedbat vliv zakřivení mostu:

$$L_{max} = 2 \times R \times \arccos \left(1 - \frac{B}{3 \times R}\right)$$

U mostů, které jsou širší než 10 metrů, je vhodné prověřit, jaký vliv má nerovnoměrný posun konců mostu na jeho vnitřní a vnější okraj. Tyto posuny je vhodné zohlednit při návrhu a posouzení přechodové oblasti mostu.

Při velkém zakřivení nebo nepříznivých poměrech tuhostí konstrukce je nutné použít dostatečně tuhé podpěry mostu. Tyto aspekty je třeba zvážit již v rané fázi projektu. Zároveň je důležité brát v úvahu tuhost základové půdy, která má významný vliv na celkovou tuhost spodní stavby a vyžaduje detailní geologický průzkum.

3.9 Vliv šikmosti mostu

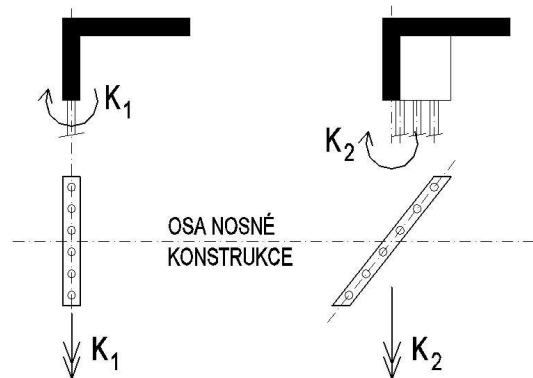
U integrovaných nebo semi-integrovaných mostů má šikmost mostu dva hlavní efekty:

- výrazně zvyšuje tuhost spodní stavby ve směru podélné osy nosné konstrukce viz 3.7. „Vliv šikmosti opěry na její tuhost ve směru podélné osy nosné . . .“, což ovlivňuje namáhání a následně i konstrukční provedení integrovaných konců mostu;

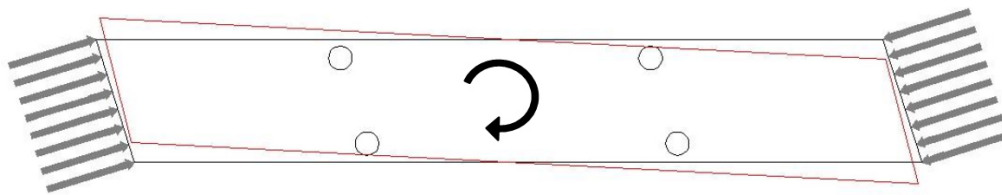
- díky šikmosti konců mostu nebo opěr v půdorysné rovině vzniká mimoosé zatížení mostu, což v kombinaci s poddajným založením mostu způsobuje otočení celé konstrukce a zvětšení posunu konce mostu Δ_h viz 3.8. „**Namáhání a deformace konstrukce integrovaného mostu . . .**“.

Při návrhu šikmých rámových mostů je také nutné uvážit směr vodorovných posunů v důsledku proměnného svislého zatížení nosné konstrukce. Při navrhování přechodu integrovaného mostu na zemní těleso a pro samotné řešení přechodové oblasti, je rozhodující horizontální posun Δ_h ve směru kolmém na vnější stranu integrované opěry (osu uložení mostu).

Pro omezení těchto vlivů se obvykle stanovují limity pro šikmost integrovaných mostů nebo se redukuje maximální přípustná dilatační délka, zejména při použití zjednodušených výpočetních metod. Teoreticky lze při dostatečně krátké délce nosné konstrukce a zajištění maximálních přípustných posunů konce mostu $\Delta_{h,adm}$ povolit téměř jakoukoliv šikmost.



Obr. 3.7. Vliv šikmosti opěry na její tuhost ve směru podélné osy nosné konstrukce [23]



Obr. 3.8. Namáhání a deformace konstrukce integrovaného mostu v půdorysu vlivem šikmosti opěr [23]

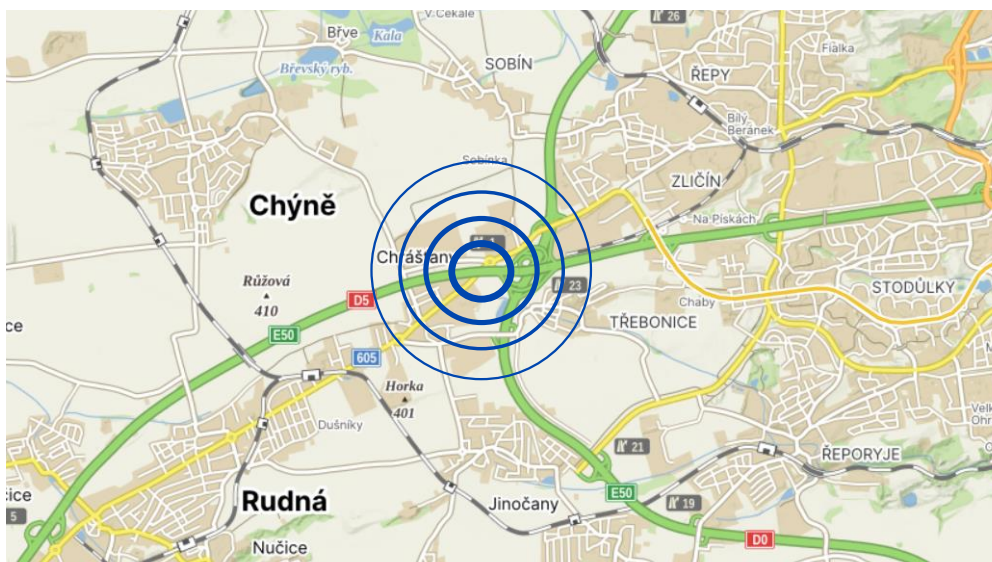
4 Popis řešeného mostu

4.1 Situace

Most se nachází v extravilánu nedaleko obce Chrástany. Mostní konstrukce (ev. č. *D5-001*) převádí dálnici D5 přes silnici II/605 (ulice Plzeňská). Jedná se o dva mosty (ev. č. *D5-001..1* a *D5-001..2*), každý z mostů je využit pro jeden jízdní směr:

- severní (pravý) most ev. č. *D5-001..1* vedoucí dálnici D5 ve směru Plzeň,
- jižní (levý) most ev. č. *D5-001..2* vedoucí dálnici D5 ve směru Praha.

V této bakalářské práci se zaměřuji na **most ev. č. *D5-001..1***, avšak získané poznatky mohou být použity i pro druhý z mostů na základě jejich vzájemné podobnosti.



Obr. 4.1. Umístění mostu – přehledná situace [a]



Obr. 4.2. Umístění mostu – podrobná (ortofoto) situace [a]

4.2 Popis konstrukce

4.2.1 Identifikační údaje

Název mostu:	Most ev. č. D5-001
Evidenční číslo mostu:	D5-001..1 (pravý most) a ..2 (levý most)
Obec:	Chrástany
Katastrální území:	Chrástany u Prahy
Kraj:	Středočeský
Pozemní komunikace:	dálnice D5
Přemostovaná překážka:	silnice II/605 (ulice Plzeňská)
Bod(y) křížení:	
– Dálnice D5 × II/605:	cca $y_{JTSK} = 755100.160$, $x_{JTSK} = 1045762.787$
Úhel křížení:	
– Dálnice D5 × II/605:	51.340 g
Staničení:	km 0.122 (liniové staničení na D5)
Volná výška podjezdu:	~5.400 m (min. 4.950 m)

4.2.2 Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Jedná se o dva mosty, každý pro jeden jízdní směr, další popis platí pro každý z obou mostů: trvalý šikmý integrovaný rámový most o jednom poli; spřažená ocelo-betonová konstrukce; půdorysně v levotočivé přechodnici; niveleta v proměnném stoupání cca 0.5 – 0.7 %; jednostranný příčný sklon 2.5 %; v příčném řezu most tvoří 10 ocelových trámů výšky 1.2 m, spřažená betonová deska tloušťky 0.3 m; stojky z monolitického betonu; založení na mikropilotách.
Délka přemostění:	37.366 m
Délka mostu:	60.100 m
Délka nosné konstrukce:	42.706 m
Rozpětí:	41.000 m
Šikmost mostu :	~80 g (levá)
Volná šířka mostu:	16.500 m (každý most)
Šířka průchozího prostoru:	0.750 m (každý most)

Šířka mostu:	18.850 m (každý most)
Výška mostu nad terénem:	~7.500 m
Stavební výška:	2.039 m
Plocha nosné kce mostu:	$42.706 \times 18.150 = 775.1 \text{ m}^2$ (každý most)

4.2.3 Účel mostu a požadavky na jeho řešení

Předmětem této bakalářské práce je statické posouzení mostu ev. č. D5-001 (výsledky mohou být použity u obou mostů ev. č. D5-001..1 a D5-001..2). Základním důvodem nutnosti výměny stávající konstrukce mostu za novou je značné rozšíření dálnice kombinované se šikmostí přemostované komunikace a šikmostí podpěr stávajícího mostu. Hlavním cílem je tedy vytvořit mostní objekt, který převede dálnici D5 v kategoriálním uspořádání D 34/130 v uspořádání 4+4 JP přes přemostovanou komunikaci II/605 (ul. Plzeňská). Technické řešení je navrženo s ohledem na minimalizaci doby výstavby v upraveném dopravním režimu a ostatní požadavky viz kap. 2.1 „Kritéria“.

4.2.4 Charakter přemostované překážky

Přemostovaná silnice II/605 (ul. Plzeňská) pod mostem v kategoriálním uspořádání S 9.5 je vedena v mírném levotočivém oblouku (ve směru od Prahy). Vzájemná směrová a výšková poloha komunikací se nemění.

4.2.5 Územní podmínky

Stavba se nachází v extravilánu u obce Chrástany. Most převádí dálnici D5 přes silnici II/605 (ul. Plzeňská). Dálnice je v místě mostního objektu vedena v násypu vysokém cca 7 m. Okolní terén je rovinný, svahy násypu dálnice i zářezu přemostované komunikace jsou místy porostlé náletovými dřevinami.

4.2.6 Technické řešení mostu

Celý objekt je tvořen samostatným mostem pro každý jízdní pás (vpravo D5-001..1, vlevo D5-001..2). Následující popis se vztahuje vždy na samostatný mostní objekt.

4.2.7 Trasa v oblasti mostu

Trasa je staničena od východu na západ ve směru staničení stávající dálnice D5. Most se nachází v levotočivé přechodnici. Niveleta na mostě je vedena v proměnném stoupání ~0.5 %.

4.2.8 Popis nosné konstrukce mostu

Nosná konstrukce je samostatná (oddělená) pro každý z jízdních směrů.

- **Nosná konstrukce**

Nosná konstrukce každého z mostů je tvořena 10-ti ocelovými plnostěnnými nosníky. Mostovku tvoří železobetonová deska spřažená s hlavními nosníky pomocí spřahovacích trnů. Spřahující deska má tloušťku 0.3 m. Oba mostní objekty jsou v příčném sklonu 2.5 %; na nižších okrajích je proveden protispád 4.0 %.

Nosná konstrukce je na obou koncích pevně vetknuta do stojek.

Šířka nosné konstrukce každého z mostních objektů je 18.15 m.

- **Hlavní nosníky**

Hlavní nosníky jsou ocelové plnostěnné svařované tvaru *I*. Délka každého z nosníků je 42.0 m. Výška hlavních nosníků je proměnné výšky; výška nosníků ve střední části pole je 1.2 m; na délku 6 m směrem k oběma stojkám jsou vyvinuty parabolické náběhy na výšku 1.75 m (v místech líců stojek). Na koncích nosníků je jejich výška 1.95 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 1.8 m.

- **Ložiska**

Ložiska nejsou navržena – jedná se o plně integrovaný most.

4.2.9 Popis založení a spodní stavby mostu

Založení a spodní stavba mostu je samostatná (oddělená) pro každý z jízdních směrů.

- **Založení**

Opěry jsou založeny na třech řadách mikropilot.

- **Základy**

Pod opěrami jsou betonové monolitické základy ve tvaru kváдру velikosti cca $2.2 \times 20.0 \times 1.25$ m. Pod rovnoběžnými křídly (křídlovými zdmi) jsou plošné betonové základy šířky 5.6 m.

Základy opěr a křídel jsou odděleny dilatační spárou.

- **Stojky**

Stojky jsou stěnové železobetonové šířky 1.6 m. V horní líčové části jsou do stojek vetknuty ocelové nosníky nosné konstrukce. V horní rubové části je vytvořen ozub pro kotvení vlečené přechodové desky. Stojky jsou vybudovány na monolitických základech.

Na opěry navazují oddělené (od opěr oddilatované) křídlové zdi se samostatnými základy.

- **Pilíře**

Pilíře nejsou navrženy – jedná se o jednopolovou konstrukci.

- **Přechodové desky**

Přechodové desky jsou délky 5.0 m. Jsou navrženy jako vlečené přechodové desky.

4.2.10 Vybavení mostu

- **Vozovka a izolace**

Na mostě je navržena 3-vrstvá živičná vozovka. Celková tloušťka vozovky na mostě je 135 mm. Vozovka na mostě má šířku 16.5 m (mezi obrubami). Vozovka je s jednostranným příčným sklonem o velikosti 2.5 %.

Izolace bude provedena v podobě celoplošně natavovaného AIP (asfaltového izolačního pásu). Tloušťka jedné vrstvy AIP přibližně 5 mm.

- **Římsy**

Jsou navrženy monolitické železobetonové římsy na obou okrajích mostu. Obrubník vnitřní i vnější římsy má výšku 0.15 m a je ve sklonu 5 : 1.

Vnitřní římsa každého z mostů má šířku 0.8 m, pohledový líc má výšku 0.9 m a horní povrch je ve sklonu 4 % směrem k vozovce. Do římsy je shora kotveno svodidlo a z boku úhelník nesoucí rošt zakrývající zrcadlo mezi mosty. Na levém mostě je z boku římsy kotven ocelový přípravek, do něhož je shora kotven stožár VO.

Vnější římsa každého z mostů má šířku 1.55 m – na římsě je volný prostor šířky 0.75 m pro revizní chodník. Pohledový líc má výšku 0.75 m a horní povrch je ve sklonu 4 % směrem k vozovce. Do římsy je shora kotveno svodidlo a zábradlí.

- **Chráničky v římsách**

V ozubu vnitřních říms (v zrcadle) bude osazeno 5 ks chrániček Ø110/94 mm.

Ve vnějších římsách nebudou osazeny žádné chráničky.

- **Dilatační závěry**

Dilatační závěry nejsou navrženy – jedná se o plně integrovaný most.

- **Odvodnění vozovky**

Voda z vozovky odtéká příčným sklonem k obrubám – zde jsou navrženy odvodňovače o rozměrech 500 × 500 mm se svislým svodem zaústěným do podélného svodu vyspádovaného směrem ke stojce č. 1. Na každém mostě budou použity 3 ks odvodňovačů.

- **Odvodnění rubu stojek**

Ruby obou stojek budou odvodněny drenážní trubkou v rubu stojek. Drenážní trubka bude vyspádována směrem k vnějšímu okraji mostu. Vyústění odvodnění bude provedeno průpichem drenážní trubky vnějším křídlem.

- **Přechodová oblast**

Pro plynulý přechod na těleso náspu na všech opěrách jsou navrženy tažené přechodové desky. Konce přechodových desek zasahují pod tloušťku konstrukce vozovky. Provedení přechodové oblasti např. viz 3.4. „Přechodová oblast integrovaného mostu s vlečnou ...“.

- **Svodidla**

Na vnitřní římse je navrženo mostní ocelové zábradelní svodidlo svodnicového typu (bez svislé výplně) s výškou 1.1 m a třídou normalizované úrovně zadržení H3.

V době, kdy bude existovat pouze jeden most (a druhý most bude demolován nebo ve výstavbě), bude svodidlo vnitřní římsy existujícího mostu opatřeno provizorní svislou výplní, která bude po dokončení druhého z mostů odstraněna.

Na vnější římse je navrženo ocelové svodidlo svodnicového typu (bez svislé výplně) se směrovými nástavci s třídou normalizované úrovně zadržení H2.

Svodidla na obou stranách mostu jsou navržena s pracovní šířkou kategorie W4.

- **Zábradlí**

Vnější římsa bude opatřena ocelovým zábradlím výšky 1.1 m se svislou výplní. Zábradlí bude kotveno kotevnými prvky vlepovanými na chemickou kotvu do dodatečně vyvrtaných otvorů.

4.3 Materiály konstrukce

- **Beton (TKP 18 [22], ČSN EN 206+A2 [15]):**

Základy:	C 30/37	XC2, XF3, XA1
Opěry:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
Spřahující deska (NK):	C 35/45	XC4, XF2, XD1
Římasy:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
Přechodové desky:	C 25/30	XF2

- **Betonářská výztuž (ČSN 42 0139 [16]):**

B 500B [10 505 (R)]

- **Ocelové nosníky (ČSN EN 10025-1 [14]):**

Ocelové nosníky – tl. ≤ 40 mm:	S 355 J2+N
Ocelové nosníky – tl. > 40 mm:	S 355 K2+N
Spřahující trny:	S 235 J2+C450
Montážní a přepravní/provizorní ztužení:	S 235 J0

5 Komentář ke statickému výpočtu

V této části bakalářské práce popisují jednotlivé části statického výpočtu (který je přílohou bakalářské práce) a zdůvodňují použité postupy.

5.1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

5.1.1 Podklady, normy, literatura, programy

Tato kapitola definuje vstupní podklady a seznam programů použitých pro vypracování tohoto statického výpočtu.

Podkladem pro tuto práci byla dokumentace stupně *DUSP* [A] (projektové dokumentace pro společné povolení stavby) u které bylo zapotřebí ověřit správnost navržených rozměrů hlavních nosných prvků konstrukce. Dále jsem v této práci čerpal především z norem a eurokódů, podle kterých se stanovovalo zatížení působící na nosnou konstrukci mostu, postupy pro návrh a výpočet zejména betonových a spřažených mostních konstrukcí.

Pro výpočet vnitřních sil a napětí na konstrukci jsem ve své práci použil software *Scia Engineer 24.0* [i]. Tento program jsem si vybral především kvůli mým předchozím zkušenostem s tímto programem, který nám byl představen již v průběhu minulých let v rámci výuky.

Dále jsem použil tabulkový editor *Microsoft Excel* [ii] a to jak pro výpočet a stanovení velikosti vstupních zatížení, tak později i pro posouzení vnitřních sil působících na konstrukci. Pro úpravu obrázků průběhů vnitřních sil a některých dalších výsledků a jejich následné uložení do formátu *.pdf* jsem využíval *Microsoft Word* [iii].

Pro tvorbu textových částí jsem použil textový editor *CONTEXT* [iv].

Posledním programem, který jsem používal pro tvorbu statického výpočtu byl *Brics-CAD Pro* [v], ve kterém jsem zpracovával přehledné výkresy mostu. Tento program jsem také použil pro tvorbu 3D (prostorového) modelu, který jsem následně importoval do *Scia Engineer 24.0* [i].

5.2 Obecná část

5.2.1 Kombinace zatížení – obecně

V této kapitole uvádím obecné vzorce pro kombinace zatížení. Vzorce jsou převzaty z eurokódu *ČSN EN 1990 ed. 2* [1].

Dále jsou zde uvedeny konkrétní hodnoty kombinačních součinitelů γ , ξ a součinitelů pro mosty pozemních komunikací ψ v závislosti na typu zatížení.

5.3 Výpočtová část

5.3.1 Model

Kapitola obsahující obrázky kompletního výpočetního modelu. Podrobnější popis výpočetního modelu je uveden v technické zprávě statického výpočtu.

V této části bych se však chtěl ještě zmínit o použité funkcionalitě „fáze výstavby a provozu“ programu *SCIA Engineer* [i]. Tato funkcionalita umožňuje zohlednit v modelu postupnou montáž nebo betonáž konstrukčních prvků, potupné vytváření konečného profilu, postupné přidávání zatížení (a předpětí), změny v okrajových podmínkách a odstranění dočasných konstrukčních prvků.

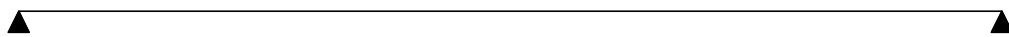
V případě této bakalářské práce byla zvolena možnost použití této funkcionality zejména kvůli počátečním fázím výstavby (osazení ocelových nosníků, jejich zmonolitnění a potupný vznik spolupůsobícího T-průřezu).

V počátečních stádiích vzniku modelu ještě nebyla jasná nejvhodnější technologie – volba (mezi)podpor ve vztahu k betonáži a tedy statickému působení konstrukce při betonáži spřahující desky. Teprve v průběhu tvorby modelu se začala řešit tato problematika.

U všech následujících variant výstavby je uvažován postup betonáže spřahující desky od středu pole směrem ke stojkám, kvůli co největší eliminaci vzniku trhlin v betonu spřahující desky (způsobených průhybem) po odstranění mezilehlých provizorních podpor nosníků (po změně statického působení konstrukce).

V úvahu připadaly zpočátku zejména tyto varianty **statického působení ocelových nosníků** při betonáži spřahující desky:

- **Prostý nosník**



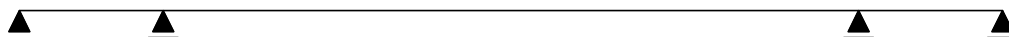
Obr. 5.1. Schéma prostého nosníku

Ocelové nosníky budou při této variantě uloženy kloubově na opěrách.

Při této variantě by byla nejprve vybetonována spřahující deska a až poté by došlo ke zmonolitnění ocelových nosníků se stojkami.

Tato varianta by však přinášela díky svému statickému působení větší průhyb nosníků při betonáži desky oproti ostatním variantám a bylo by nutné provést značné nadvýšení ocelové konstrukce (největší ze všech variant).

- **Spojité nosník (bez vetknutí)**



Obr. 5.2. Schéma spojitého nosníku (bez vetknutí)

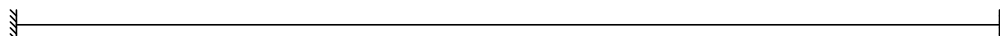
Ocelové nosníky budou při této variantě uloženy kloubově na opěrách i na podporách v poli (jeden z kloubů na opěrách bude pevný, zbylé tři budou posuvné).

Při této variantě by byla nejprve vybetonována spřahující deska a až poté by došlo ke zmonolitnění ocelových nosníků se stojkami, tedy stejně jako u předchozí varianty. Rozdíl oproti předchozí variantě by tak spočíval v současném podepření nosníků jak na koncích, tak v poli.

Tato varianta by měla příznivější průběhy vnitřních sil, avšak podpory instalované na koncích nosníků by omezovaly svislé posuny konců nosníků (tyto podpory by musely být schopny přenášet síly způsobující případné nadzvedávání konců nosníků směrem vzhůru, pokud by vnitřní podepření bylo příliš blízko krajním podporám nosníků). V případě většího posunu vnitřních podpor směrem ke středu by mohl být zase omezen provoz na překonávané komunikaci a ztracen účinek redukce velikosti momentů a průhybů v poli.

Navíc by mohlo hrozit „potrhání“ spřahující desky v oblastech u stojek po odstranění provizorního podepření v poli (tedy při změně statického působení ze schématu spojitého nosníku bez vetknutí na schéma oboustranně vetknutého nosníku respektive rámu).

- **Oboustranně vetknutý nosník**



Obr. 5.3. Schéma oboustranně vetknutého nosníku

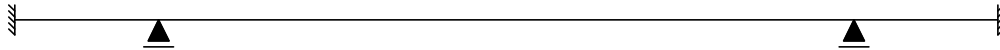
Ocelové nosníky budou při této variantě pevně vetknuty do opěr.

Při této variantě by bylo nejprve zhotoveno zmonolitnění ocelových nosníků se stojkami (vznik rámového rohu) a poté by byla vybetonována spřahující deska.

Tato varianta by přinášela díky svému statickému působení menší průhyb nosníků při betonáži desky oproti variantě se schématem prostého nosníku. Z toho vyplývá, že by nebylo nutné provést tak velké nadvýšení ocelové konstrukce.

I přes výše zmíněné výhody si tato varianta výstavby nese riziko „potrhání“ spřahující desky v oblastech u stojek po odstranění provizorního podepření v poli (tedy při změně statického působení ze schématu oboustranně vetknutého spojitého nosníku na schéma oboustranně vetknutého nosníku respektive rámu).

- **Oboustranně vetknutý spojitý nosník**



Obr. 5.4. Schéma oboustranně vetknutého spojitého nosníku

Ocelové nosníky budou při této variantě pevně vetknuty do stojek a na podporách v poli budou uloženy kloubově a posuvně.

Při této variantě by bylo nejprve zhotoveno zmonolitnění ocelových nosníků se stojkami (vznik rámového rohu) a poté by byla vybetonována spřahující deska.

Tato varianta by měla příznivější průběhy vnitřních sil a díky svému statickému působení menší průhyb nosníků při betonáži desky oproti variantě statického působení oboustranně vetknutého nosníku.

Z toho vyplývá, že potřebné nadvýšení ocelové konstrukce by bylo menší než u předchozí varianty.

Další výhodou by byla také deformace od vlastní tíhy čerstvého betonu spřahující desky, která by probíhala postupně od počátku betonáže. Při této variantě výstavby tedy díky deformaci nosníků během betonáže nehrozí „potrhání“ spřahující desky po jejím vytvrdnutí.

Z výše uvedených důvodů jsem se rozhodl dále pracovat pouze s variantou **oboustranně vetknutého nosníku**.

Ve verzi softwaru *SCIA Engineer* [i], kterou jsem při tvorbě této práce využíval je podmínkou pro správné fungování funkcionality „fáze výstavby a provozu“, aby každá z fází obsahovala takzvaný „řídící zatěžovací stav“. Příslušný „řídící zatěžovací stav“ musí být typu stálého zatížení a lze jej přiřadit právě jedné fázi výstavby a provozu. Takovýto zatěžovací stav může, ale nemusí obsahovat zatížení (mohou tedy vznikat takzvané „prázdné zatěžovací stavy“, které slouží pouze pro vytvoření další fáze provozu nebo výstavby a nevnaší do konstrukce žádná další zatížení).

Poslední fázi výstavby je nutné označit příznakem „poslední fáze výstavby“. Pokud je toto nastavení aktivní, bude následující fáze první „provozní fází“. Od této fáze nelze přidávat ani odebrat žádné části konstrukce, lze pouze přidávat nebo odebrat stálá nebo nahodilá zatížení.

Označení fáze výstavby jako „poslední fáze výstavby“ je důležité zejména kvůli možnosti znovupoužití nahodilých zatížení v provozních fázích. Pokud totiž bylo nahodilé zatížení použito ve fázi před fází označenou jako „poslední fáze výstavby“, bylo tak již „spotřebováno“ a nelze jej znovu použít v jakékoli další fázi výstavby.

Ve fázích provozu (tedy ve všech fázích po fázi označené jako „poslední fáze výstavby“) je typický případ využití takzvaného „prázdného zatěžovacího stavu“, kdy již například všechna stálá zatížení na konstrukci působí, ale pro vytvoření další fáze provozu je nezbytné nové fázi přidat právě jedno stálé zatížení (může být prázdné).

5.3.2 Typické průřezy

Tato kapitola obsahuje tři tabulky s informacemi o průřezech použitých ve výpočetním modelu. Jedná se tak zejména o jejich název, vrstvu, rozměry a materiály, ale i další informace o jejich geometrii a způsobu zadávání.

První tabulka označená jako **Prvky** obsahuje výčet všech prutových (1D) prvků použitých v modelu. V tomto případě se jedná pouze o prutové prvky pomocí kterých byly modelovány ocelové nosníky.

Druhá tabulka označená jako **Plochy** obsahuje výčet všech plošných (2D) prvků použitých v modelu. V tomto případě se jedná o desky – prvky pomocí kterých byly modelovány stojky a spřahující deska a o skořepiny – prvky pomocí kterých byly modelovány základy.

Třetí a poslední tabulka označená jako **Náběhy** obsahuje výčet všech náběhů na 1D prvcích použitých v modelu. Tato tabulka je tedy úzce spojena s prutovými 1D prvky (ocelovými nosníky), na nichž jsou modelované oboustranné náběhy.

5.3.3 Data modelu

Toto je kapitola obsahující podrobné informace o průřezu použitém pro 1D prutové prvky, tedy o ocelovém průřezu nosníku. Jsou zde uvedeny podrobné informace o průřezu, jako jsou jeho rozměry, použitý materiál a především jeho průřezové charakteristiky. Obsahem kapitoly je také tabulka s vysvětlivkami všech uvedených veličin.

Dále je obsahem kapitoly tabulka s výčtem všech materiálů použitých ve výpočetním modelu. V těchto tabulkách jsou uvedeny podrobné informace o materiálech, především jejich názvy, objemové hmotnosti, moduly pružnosti a moduly pevnosti.

5.3.4 Zatížení

Tato kapitola obsahuje stanovení zatížení působících na výpočetní model. Jsou zde uvedena jak zatížení stálá, tak zatížení proměnná (nahodilá).

Stálé zatížení

Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

Zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce je generováno automaticky programem (softwarem) na základě geometrie výpočetního modelu, rozměrů a materiálů přiřazených jednotlivým prvkům.

Ve statickém výpočtu (příloha této bakalářské práce) v kapitole „zatížení“ je vlastní tíha spočítána ručně (excel) pro ověření správnosti generování vlastní tíhy programem.

Ostatní stálé zatížení

Ostatní stálé zatížení bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-1-1 [2].

Je uvažováno ostatní stálé zatížení vyvolané působením tíhy:

- říms,
- vozovky,
- svodidel,
- zábradlí.

Velikost tohoto zatížení byla stanovena ručním výpočtem (excel) na základě znalosti materiálů a rozměrů předmětných částí.

Stálé zatížení smršťováním

Stálé zatížení smršťováním bylo stanoveno dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [6].

Smršťování betonu závisí na okolní vlhkosti, rozměrech prvku a složení betonu. Skládá se ze dvou složek – poměrného smršťování od vysychání a poměrného autogenního smršťování.

Smršťování od vysychání je pomalé, protože je způsobeno migrací vody ztvrdlým betonem. Autogenní smršťování vzniká během tvrdnutí betonu. Smršťování není lineární proces, největší vliv má v prvních dnech po vybetonování.

Pro výpočet smršťování je nutné znát plochu příčného řezu prvku (A), obvod příčného řezu prvku (u) a dilatační délku prvku (L). Z poměru plochy příčného řezu prvku a obvodu příčného řezu prvku je spočten náhradní rozměr (tloušťka) prvku h_0 . Dále je nutností stanovit relativní vlhkost RH .

Čas t_s udává počátek smršťování od vysychání. V případě mé práce je smršťování od vysychání počítáno od 3. dne stáří betonu.

Čas t udává k jakému stáří je celkové smršťování počítáno. V případě mé práce je smršťování počítáno ke konci životnosti konstrukce – ve stáří 100 let.

Součinitel k_h závisí na rozměrech prvku.

Hodnota smršťování od vysychání je dána tímto vztahem:

$$\epsilon_{cd}(t) = k_h \times \beta_{ds} \times \epsilon_{cd,0}$$

ve kterém β_{ds} představuje součinitel závislý na čase a $\epsilon_{cd,0}$ smršťování vysycháním na počátku smršťování vysycháním.

Hodnota autogenního smršťování je dána tímto vztahem:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as} \times \epsilon_{ca}$$

ve kterém β_{as} představuje součinitel závislý na čase a $\epsilon_{ca,fin}$ maximální možné autogenní smršťování na konci životnosti konstrukce.

Celkové smršťování je dáno výrazem:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

ve kterém ϵ_{cd} odpovídá poměrnému smršťování vysycháním a ϵ_{ca} poměrnému autogennímu smršťování. Smršťování ϵ se udává v mm/m . Součinem poměrného smršťování ϵ_{cd} , ϵ_{ca} nebo ϵ_{cs} s dilatující délkou L dostaneme velikost smrštění ΔL v mm.

Ve statickém výpočtu uvažují pouze smršťování spřahující desky.

Do modelu musí být hodnota celkového smršťování ϵ_{cs} zadána se záporným znaménkem. V opačném případě (s kladným znaménkem) by se jednalo o roztažení, nikoliv o smrštění.

Stálé zatížení zemním tlakem

Stálé zatížení zemním tlakem bylo stanoveno dle *ČSN EN 1997-1* [13], *ČSN EN 1990 ed. 2* [1] a *ČSN 73 0037* [17].

Zemní tlak je zatížení, které je závislé na velikosti a směru deformace stojek (konstrukce). V rámci této práce uvažují účinky pouze od zemního tlaku v klidu.

Tento přístup byl zvolen z důvodu, že i při maximálním oteplení a následném rozpínání nebo naopak při maximálním ochlazení a následném smršťování konstrukce nedojde k plné mobilizaci aktivního či pasivního zemního tlaku. Hodnoty zemního tlaku se v průběhu životnosti konstrukce budou pohybovat okolo hodnot zemního tlaku v klidu, či se od této hodnoty vychýlí do oblasti mezilehlých stavů zemních tlaků. Dosažení krajních (extrémních) stavů, tedy působení aktivního zemního tlaku či pasivního zemního tlaku se nepředpokládá.

Teorie k zemním tlakům viz 3.5 „Vliv zemních tlaků“.

Při stanovení velikosti zatížení vyvolávaného zemním tlakem jsem vstupní parametry zeminy volil tak, aby zemina s danými parametry splňovala požadavky na ni kladené (požadavky viz *ČSN 73 6244* [21]).

Vstupní specifikace/hodnoty zeminy navržené do přechodové oblasti jsou uvedeny níže.

- **Typ zeminy:**

nesoudržná

- **Objemová tíha zeminy:**

$$\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$$

- **Úhel vnitřního tření zeminy:**

$$\varphi_k = 30^\circ$$

Prvním krokem při stanovení zemního tlaku je výpočet návrhové hodnoty objemové tíhy zeminy γ_d a návrhové hodnoty efektivního úhlu tření zeminy φ_d pomocí součinitele materiálu γ_m .

Následujícím krokem je stanovení hodnoty součinitele konsolidace OCR . Hodnota $OCR = 1$, pokud se jedná o zeminu normálně konsolidovanou nebo $OCR > 1$, pokud se jedná o zeminu překonsolidovanou.

Zemní tlak v klidu

Teorie k zemnímu tlaku v klidu viz podkapitola *klidový stav* v 3.5 „Vliv zemních tlaků“.

Na základě výše uvedených vstupních parametrů jsme schopni stanovit hodnotu součinitele zemního tlaku v klidu K_o dle následujících vzorců.

- **Hodnota K_o pro soudržné zeminy:**

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu} \times \sqrt{OCR}$$

- **Hodnota K_o pro nesoudržné zeminy:**

$$K_o = (1 - \sin \varphi_d) \times \sqrt{OCR}$$

Následujícím krokem je výpočet velikosti zemního tlaku od sloupce zeminy σ_z v příslušné hloubce z dle vzorce $\sigma_z = \gamma_d \times z$. Tlak se tímto výpočtem stanovuje v kroku po 1 m, případně v jiném kroku podle potřeby.

Posledním krokem je výpočet hodnoty vodorovné složky zemního tlaku v klidu v příslušné hloubce $\sigma_o(z)$ dle vzorce:

$$\sigma_o(z) = \sigma_z \times K_o$$

Tato hodnota ($\sigma_o(z)$) udávaná v kPa odpovídá výsledné hodnotě zemního tlaku v klidu v příslušné hloubce $s_o(z)$. Hodnota $s_o(z)$ je pouze udávána v jiných jednotkách (kN/m²).

Aktivní zemní tlak

Teorie k aktivnímu zemnímu tlaku viz podkapitola *krajní (mezní) stavy – aktivní zemní tlak* v 3.5 „Vliv zemních tlaků“.

Na základě výše uvedených vstupních parametrů jsme schopni stanovit hodnotu součinitele aktivního zemního tlaku K_a dle následujícího vzorce:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - (\varphi/2)) \times \sqrt{OCR}$$

Následujícím krokem je výpočet velikosti zemního tlaku od sloupce zeminy σ_z v příslušné hloubce z dle vzorce $\sigma_z = \gamma_d \times z$. Tlak se tímto výpočtem stanovuje v kroku po 1 m, případně v jiném kroku podle potřeby.

Posledním krokem je výpočet hodnoty vodorovné složky aktivního tlaku v příslušné hloubce $\sigma_a(z)$ dle vzorce:

$$\sigma_a(z) = \sigma_z \times K_a - 2 \times c \times \sqrt{K_a}$$

Tato hodnota ($\sigma_a(z)$) udávaná v kPa odpovídá výsledné hodnotě aktivního zemního tlaku v příslušné hloubce $s_a(z)$. Hodnota $s_a(z)$ je pouze udávána v jiných jednotkách (kN/m²).

Aktivní zemní tlak není v této bakalářské práci uvažován.

Pasivní zemní tlak

Teorie k pasivnímu zemnímu tlaku viz podkapitola *krajní (mezní) stavy – pasivní zemní tlak* v 3.5 „Vliv zemních tlaků“.

Na základě výše uvedených vstupních parametrů jsme schopni stanovit hodnotu součinitele pasivního zemního tlaku K_p dle následujícího vzorce:

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \times \sqrt{OCR}$$

Následujícím krokem je výpočet velikosti zemního tlaku od sloupce zeminy σ_z v příslušné hloubce z dle vzorce $\sigma_z = \gamma_d \times z$. Tlak se tímto výpočtem stanovuje v kroku po 1 m, případně v jiném kroku podle potřeby.

Posledním krokem je výpočet hodnoty vodorovné složky pasivního tlaku v příslušné hloubce $\sigma_p(z)$ dle vzorce:

$$\sigma_p(z) = \sigma_z \times K_p + 2 \times c \times \sqrt{K_p}$$

Tato hodnota ($\sigma_p(z)$) udávaná v kPa odpovídá výsledné hodnotě pasivního zemního tlaku v příslušné hloubce $s_p(z)$. Hodnota $s_p(z)$ je pouze udávána v jiných jednotkách (kN/m^2).

Pasivní zemní tlak není v této bakalářské práci uvažován.

Proměnné zatížení

Zatížení dopravou

Zatížení dopravou bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-2 ed. 2 [5].

Model zatížení 1

Model zatížení 1 (LM1) je vhodný pro určení účinků od zatížení konstrukce proudem vozidel nebo při dopravní zácpě s velkým množstvím těžkých vozidel. LM1 se používá pro zatěžování každého zatěžovacího pruhu a i pro zatěžování na zbývajících plochách konstrukce.

Model zatížení 1 (LM1) se skládá ze dvou soustav:

- **Zatížení od dvojnápravy (TS – tandem system)**

Zatížení od dvojnápravy Q je regulované součinitelem α_Q . V každém zatěžovacím pruhu se uvažuje jedna kompletní dvojnáprava. Pohyb takové dvojnápravy se předpokládá v ose zatěžovacích pruhů. Dvojnáprava je uvažována se dvěma identickými koly. Každé z kol pak představuje polovinu zatížení stanoveného jako $\alpha_Q \times Q$.

• **Rovnoměrné zatížení (UDL – uniformly distributed load)**

Rovnoměrné zatížení q je regulované součinitelem α_q . Toto zatížení se uvažuje na čtvereční metr zatěžovacího pruhu. Taková zatížení se mají používat jen v nepříznivých částech příčinkových ploch. Hodnota zatížení je stanovena na metr čtvereční jako $\alpha_q \times q$.

Pro správné přiřazení hodnot regulačních koeficientů α_Q a α_q je nejprve nutné správně přiřadit skupinu pozemní komunikace a to na základě třídy pozemní komunikace, kterou most převádí. Skupina pozemní komunikace *SPK* pro jednotlivé třídy pozemní komunikace *TPK* se v ČR přiřadí takto:

TPK	SPK
Dálnice, rychlostní komunikace a vybrané trasy	1
Silnice I. a II. třídy	1
Silnice III. třídy v 1. SPK	1
Silnice III. třídy v 2. SPK	2
Místní, obslužné a účelové komunikace	2

Obr. 5.5. Třídy a skupiny PK

V případě mostu řešeného v této práci je převáděná pozemní komunikace dle *TPK* definována jako "dálnice". Z tohoto vyplývá, že *SPK* je „1“. Zatřídění viz tabulka 5.5. „Třídy a skupiny PK“.

Na základě zatřídění *SPK* jsme schopni určit hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q . Určení správné hodnoty těchto součinitelů:

SPK	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi}
1	1	1	1	1	2.4	1.2
2	0.8	0.8	0.8	0.45	1.6	1.6

Obr. 5.6. LM1 – Hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q

V tomto případě budou tedy použity koeficienty viz první řádek tabulky 5.6. „LM1 – Hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q “.

Dále je nutností stanovení správného počtu zatěžovacích pruhů n odpovídající šířky w_1 a případné stanovení šířky zbývajících plochy w_r . Pokud není celková šířka vozovky mezi obrubníky w dělitelná třemi beze zbytku, vzniká paralelně s posledním zatěžovacím pruhem zbývajících plocha.

Dle normy jsou zatěžovací pruhy v tomto případě šířky 3 m. V případě řešeného mostu jsou výše uvedené parametry uvedeny v tabulce „vozovka a chodník“.

Nyní je již možné získat výsledné charakteristické hodnoty zatížení od soustav *TS* a *UDL*. Tyto hodnoty v jednotlivých zatěžovacích pruzích, případně na zbývajících plochách jsou regulovány příslušnými součiniteli.

V případě řešeného mostu jsou výše uvedené hodnoty zatížení uvedeny v tabulce „charakteristická zatížení“.

Existuje však také možnost roznesení soustředěných zatížení, které lze uplatnit pro soustavu *TS*. V takovém případě se uvažuje roznos zatížení vzniklého působením dvojnápravy na větší plochu. Uvažuje se roznos zatížení do střednicové plochy mostovky. Úhel roznosu se uvažuje v poměru 1 : 1. V případě zohlednění této možnosti se pak místo charakteristických hodnot pro soustavu *TS* uvažují hodnoty zatížení upravené pro roznos na větší plochu. Tímto krokem docílíme snížení napětí v místě přenosu zatížení vyvozeného nápravou výměnou za větší plochu roznosu.

V mé práci využívám možnosti roznesení soustředěných zatížení pro soustavu *TS*. Úhel roznosu zatížení je 1 : 1. Výška, pro kterou se bude počítat nová roznášecí plocha, se stanoví jako polovina výšky betonové spřahující desky ($300/2 = 150.0$ mm) a mocnost souvrství vozovky (135 mm). Celková výška pro roznos h_1 bude tedy 285 mm. Šířka roznosu b se pak stanoví z výšky roznosu h_1 , jak je uvedeno v tabulce „roznášení soustředěných zatížení“.

Nyní jsme schopni stanovit výslednou plochu pro roznos soustředěného zatížení od soustavy *TS*. Původní plocha (400×400 mm) bude jak v příčném, tak v podélném směru zvětšena na obou stranách o hodnotu b uvedenou v tabulce „roznášení soustředěných zatížení“. To znamená, že nyní bude délka každé ze stran roznosové plochy rovna $400 + 2 \times 285 = 970$ mm.

Na takto stanovenou roznosovou plochu je přepočítán každý z příslušných nápravových tlaků, jak je uvedeno v tabulce „roznos soustředěných zatížení pro deskový model“.

Model zatížení 2

Model zatížení 2 (LM2) je vhodný pro určení účinků od zatížení konstrukce jednou nápravovou silou $\beta_Q \times Q_{ak}$. Síla od dvojnápravy Q_{ak} je rovna 400 kN. Tato hodnota již obsahuje účinky dynamického součinitele.

Q_{ak} může působit v kterémkoliv místě na vozovce.

V případě potřeby je možné uvažovat jedno kolo působící silou $200 \times \beta_Q$ kN. Součinitel β_Q se stanoví podle skupiny pozemní komunikace. Dotyková plocha kola je obdélník o rozměrech 0.35 m \times 0.60 m.

V této bakalářské práci neuvažuji použití modelu zatížení 2 (LM2).

Model zatížení 3

Model zatížení 3 (LM3) je vhodný pro určení účinků od zatížení konstrukce zvláštními vozidly, které nevyhovují národním předpisům týkajících se tíhy a případně rozměrů běžných vozidel. LM3 se používá pro zatěžování zvláštními vozidly současně s běžnou dopravou (soustavou UDL z LM1 viz „Model zatížení 1“) nebo pro výhradní zatížení zvláštním vozidlem.

Použití modelu zatížení 3 (LM3) ve spojení s běžnou dopravou nebo jako výhradního zatížení dopravou závisí na nápravovém tlaku zvláštního vozidla a na kategorii převáděné (zatěžované) pozemní komunikace:

- **Zatížení od zvláštních vozidel na PK kategorie D a R**

Na pozemních komunikacích kategorie D a R se uvažují dva typy zatížení zvláštními vozidly:

- zatížení zvláštním vozidlem 1800/200,
- zatížení zvláštním vozidlem 3000/240.

Zatížení zvláštním vozidlem s označením **1800/200** (1800 – celková tíha vozidla v kN; 200 – zatížení na jednu nápravu vozidla v kN) se skládá celkem z 9ti náprav po 200 kN.

Při zatěžování konstrukce vozidlem 1800/200 je pohyb zvláštního vozidla uvažován v jednom jízdním pruhu (číslo 1). V tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení 1 (LM1). Model zatížení 1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) bez soustředěných zatížení od dvojnáprav (bez soustavy TS). Uvažuje se tedy pouze soustava UDL (z LM1) a to od druhého jízdního pruhu.

Rychlost pohybu zvláštního vozidla 1800/200 po mostě je normální (≤ 70 km/h).

Při zatěžování konstrukce zvláštním vozidlem 1800/200 se uvažují dynamické účinky zatížení (dynamický součinitel $\varphi = 1.25$).

Při pohybu zvláštního vozidla 1800/200 po mostě musí být vyloučen provoz vozidel nad 5 t.

Zatížení zvláštním vozidlem s označením **3000/240** (3000 – celková tíha vozidla v kN; 240 – zatížení na jednu nápravu vozidla v kN) se skládá celkem z 12ti náprav po 240 kN + 1 nápravy 120 kN.

Při zatěžování konstrukce vozidlem 3000/240 je pohyb zvláštního vozidla (do šířky 4.5 m) uvažován ve dvou jízdních pruzích (číslo 1 a 2) nebo tak, aby jeho pohyb vyvozoval nejnepříznivější účinky na konstrukci. Uvažuje se možná odchylka ± 0.5 m od stanovené polohy. Při pohybu zvláštního vozidla 3000/240 po mostě musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.

Rychlost pohybu zvláštního vozidla 3000/240 po mostě je nízká (≤ 5 km/h).

Při zatěžování konstrukce zvláštním vozidlem 3000/240 se neuvažují dynamické účinky zatížení.

Při pohybu zvláštního vozidla 3000/240 se jedná o jediné vozidlo na mostě.

- **Zatížení od zvláštních vozidel na PK kategorie S I. a II. tříd**

Na pozemních komunikacích kategorie S I. a II. tříd se uvažuje jeden typ zatížení zvláštním vozidlem.

Zatížení zvláštním vozidlem s označením **1800/200** (1800 – celková tíha vozidla v kN; 200 – zatížení na jednu nápravu vozidla v kN) se skládá celkem z 9ti náprav po 200 kN.

Při zatěžování konstrukce vozidlem 1800/200 je pohyb zvláštního vozidla uvažován v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů. Uvažuje se možná odchylka ± 0.5 m od stanovené polohy. Při pohybu zvláštního vozidla 1800/200 po mostě musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.

Rychlost pohybu zvláštního vozidla 1800/200 po mostě je normální (≤ 70 km/h).

Při zatěžování konstrukce zvláštním vozidlem 1800/200 se uvažují dynamické účinky zatížení (dynamický součinitel $\varphi = 1.25$).

Při pohybu zvláštního vozidla 1800/200 se jedná o jediné vozidlo na mostě.

- **Zatížení od zvláštních vozidel na PK kategorie S III. tříd (1. SPK)**

Na pozemních komunikacích kategorie S III. tříd (1. SPK) se uvažuje jeden typ zatížení zvláštním vozidlem.

Zatížení zvláštním vozidlem s označením **900/150** (900 – celková tíha vozidla v kN; 150 – zatížení na jednu nápravu vozidla v kN) se skládá celkem z 6ti náprav po 150 kN.

Při zatěžování konstrukce vozidlem 900/150 je pohyb zvláštního vozidla uvažován v prostoru všech zatěžovacích pruhů. Při pohybu zvláštního vozidla 900/150 po mostě musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.

Rychlost pohybu zvláštního vozidla 900/150 po mostě je normální (≤ 70 km/h).

Při zatěžování konstrukce zvláštním vozidlem 900/150 se uvažují dynamické účinky zatížení (dynamický součinitel $\varphi = 1.25$).

Při pohybu zvláštního vozidla 900/150 se jedná o jediné vozidlo na mostě.

- **Zatížení od zvláštních vozidel na 2. SPK**

Na pozemních komunikacích ve skupině 2 (silnice III. tříd, obslužné místní komunikace a účelové komunikace) se zatížení zvláštními vozidly neuvažuje.

Pro oba typy zatížení LM3 použité v této bakalářské práci (zvláštní vozidla 1800/200 a 3000/240 pro PK kategorie D a R) byl použit roznos soustředěných zatížení viz princip popsany v „[Model zatížení 1](#)“.

Model zatížení 4

Model zatížení 4 (LM4) je vhodný pro určení účinků od zatížení konstrukce davem lidí. Zatížení se uvažuje rovnoměrné o velikosti 5 kN/m^2 . Tato hodnota již obsahuje účinky dynamického součinitele.

Model se použije v příslušných částech délky a šířky nosné konstrukce mostu, případně i ve středním dělicím pásu. Uvažuje se výhradně v dočasných návrhových situacích.

V této bakalářské práci neuvažují použití modelu zatížení 4 (LM4).

Zatížení teplotou

Zatížení teplotou bylo stanoveno dle *ČSN EN 1991-1-5* [3] a *TP 261* [23].

V této bakalářské práci uvažují jak rovnoměrnou, tak i rozdílovou složku teplotního zatížení působícího na nosnou konstrukci.

Rovnoměrná složka teplotního zatížení

Prvním krokem pro výpočet rovnoměrných složek teplotního zatížení je stanovení maximální (T_{max}) a minimální (T_{min}) hodnoty teploty ve stínu. Tyto hodnoty jsou odečteny z teplotních map.

- Maximální hodnoty teploty viz 5.7. „Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [3]“,
- minimální hodnoty teploty viz 5.8. „Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [3]“.

V případě této práce jsou na základě lokality, ve které se most nachází (viz 4.1 „Situace“ a 4.2.2 „Základní údaje o mostu“) a teplotních map (níže) hodnoty teploty stanoveny následovně:

- maximální hodnota teploty ve stínu T_{max} je 40 °C,
- minimální hodnota teploty ve stínu T_{min} je -32 °C.

Dalším krokem je stanovení rovnoměrných složek teploty. Pro tento krok je nejprve nutné zatřídění nosné konstrukce do jednoho ze tří typů. Na základě zatřídění je k maximálním a minimálním hodnotám teplot ve stínu přičten či odečten patřičný přírůstek teploty.

Tímto způsobem dostaneme maximální rovnoměrnou složku teploty $T_{e,max}$ a minimální rovnoměrnou složku teploty $T_{e,min}$.

V tomto případě je most navržen s **ocelobetonovou nosnou konstrukcí**. Jedná se tedy o konstrukci **2. typu**.

Pro konstrukci 2. typu vypadají vzorce pro výpočet rovnoměrných složek teploty následujícím způsobem:

- maximální rovnoměrná složka teploty: $T_{e,max} = T_{max} + 4.5 \text{ °C}$,
- minimální rovnoměrná složka teploty: $T_{e,min} = T_{min} + 4.5 \text{ °C}$.

Následujícím krokem je stanovení výchozí teploty nosné konstrukce T_0 .

V tomto konkrétním případě nejsou známy podrobnější informace ohledně výchozí teploty nosné konstrukce. Proto je hodnota T_0 dle doporučení normy ČSN EN 1991-1-5 [3] uvažována jako 10 °C.

Posledním krokem pro výpočet charakteristických hodnot složek rovnoměrného zatížení teplotou je stanovení charakteristických hodnot maximálních rozsahů rovnoměrných složek teplot.

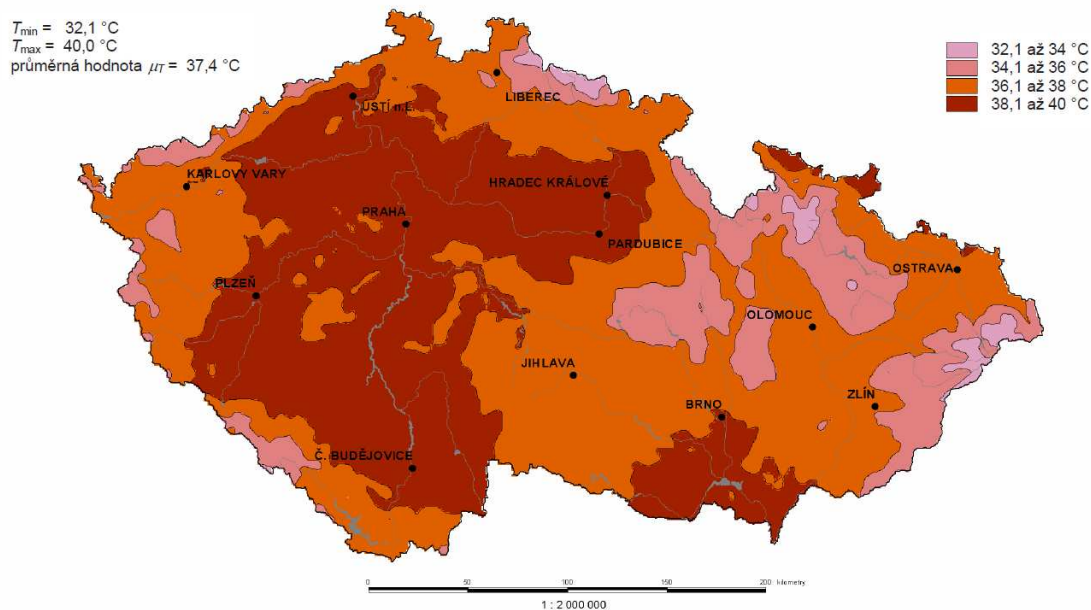
Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet zkrácení mostu $\Delta T_{N,con}$ se stanoví podle vzorce:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

Charakteristická hodnota maximálního rozsahu rovnoměrné složky teploty pro výpočet prodloužení mostu $\Delta T_{N,exp}$ se stanoví podle vzorce:

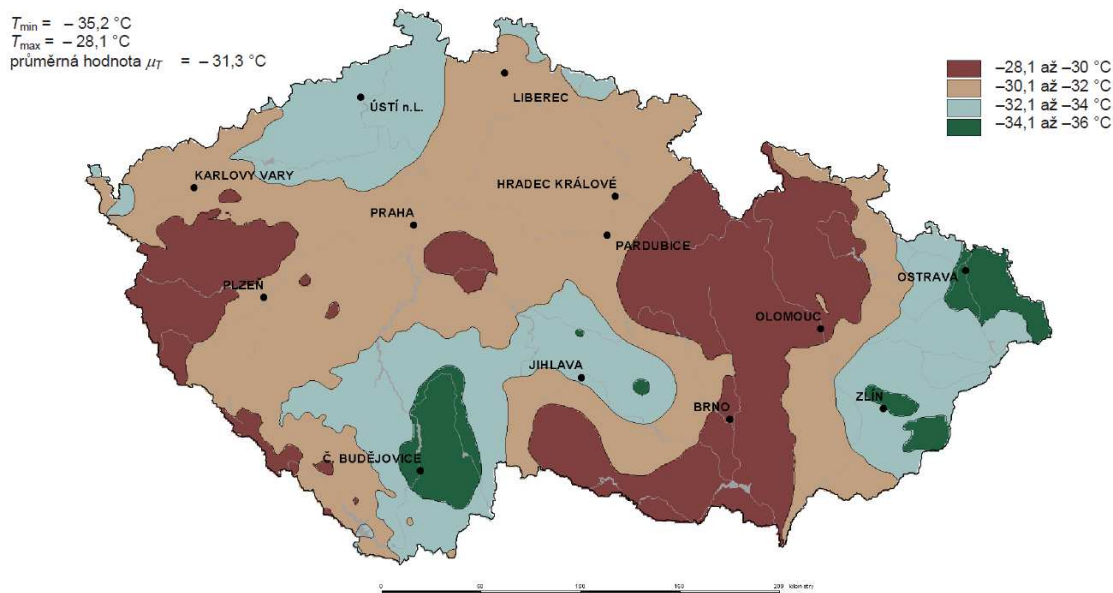
$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Hodnoty maximální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními maximy s pravděpodobností 0,02.



Obr. 5.7. Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [3]

Hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s pravděpodobností 0,02.



Obr. 5.8. Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [3]

Rozdílová složka teplotního zatížení

Rozdílová složka teplotního zatížení byla stanovena pomocí **postupu 2**. V případě této práce byl zvolen zjednodušený postup stanovení výsledné hodnoty rozdílu teplot ΔT .

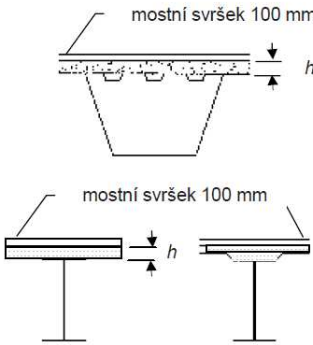
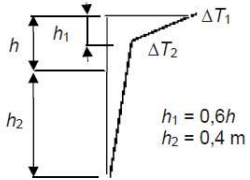
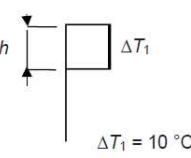
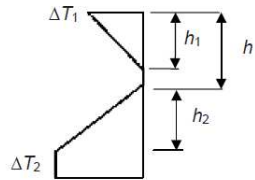
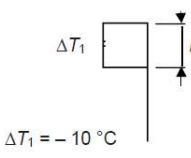
To znamená, že v hodnotě ΔT je zahrnuta jak **svislá lineární rozdílová složka** (ΔT_M) tak **svislá nelineární část rozdílové složky** (ΔT_E) teploty.

Při postupu je nejprve nutné stanovit typ, do kterého spadá příslušná nosná konstrukce.

Navržená **ocelobetonová nosná konstrukce** spadá do **2. typu** konstrukcí.

Hodnoty rozdílu teplot ΔT byly na základě výše uvedeného zatřídění nosné konstrukce určeny viz tabulka 5.9. „Rozdíly teplot pro nosné konstrukce 2. typu [3]“ takto:

- výsledná hodnota rozdílu teploty při ochlazení konstrukce ΔT^- je 10 °C,
- výsledná hodnota rozdílu teploty při oteplení konstrukce ΔT^+ je 10 °C.

Typ konstrukce	Rozdíly teplot ΔT																									
	(a) oteplení	(b) ochlazení																								
 <p>2. Betonová mostovka na ocelových komorových, příhradových nebo plnostěnných nosnících</p>	<p>Běžný postup</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table> <p>Zjednodušený postup</p> 	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0,2	13	4	0,3	16	4	 <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,2</td> <td>-3,5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0,3</td> <td>-5,0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table> <p>Zjednodušený postup</p> 	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0,2	-3,5	-8	0,3	-5,0	-8
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0,2	13	4																								
0,3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0,2	-3,5	-8																								
0,3	-5,0	-8																								
<p>POZNÁMKA Pro ocelobetonové mosty lze použít výše uvedený zjednodušený postup, který poskytuje horní mez účinků teploty. Hodnoty ΔT jsou informativní, mohou se použít, jestliže nejsou v národní příloze uvedeny konkrétní hodnoty.</p>																										

Obr. 5.9. Rozdíly teplot pro nosné konstrukce 2. typu [3]

Současné působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty

Při současném působení rovnoměrné a rozdílové složky teploty, které je nutné uvažovat v případě integrovaného mostu, lze použít následující vztahy dle ČSN EN 1991-1-5 [3]:

$$\Delta T^- + \omega_N \times \Delta T_{N,con}$$

a

$$\Delta T^+ + \omega_N \times \Delta T_{N,exp}$$

nebo

$$\omega_M \times \Delta T^- + \Delta T_{N,con}$$

a

$$\omega_M \times \Delta T^+ + \Delta T_{N,exp}$$

kde koeficienty ω nabývají těchto hodnot:

- $\omega_N = 0.35$
- $\omega_M = 0.75$

Zatížení přírůstkem zemního tlaku od dopravy

Zatížení přírůstkem zemního tlaku od dopravy bylo stanoveno dle ČSN EN 1997-1 [13], ČSN EN 1991-2 ed. 2 [5] a ČSN 73 0037 [17].

Zatížení přírůstkem zemního tlaku od dopravy $\Delta\sigma$ je zatížení vyvolané dodatečným přitížením (dopravou) oblasti za opěrami. Toto svislé zatížení způsobuje nárůst zemního tlaku za opěrou. Velikost tohoto nárůstu je stanovena na základě následujících principů.

Při zatížení od náprav byla nejprve stanovena náhradní plocha pro roznos A , která je stanovena na základě rozměrů šířky náhradní plochy w a délky náhradní plochy L . Náhradní rovnoměrné zatížení je spočteno jako součet zatížení od všech náprav Q_{sum} dělený náhradní plochou pro roznos A .

Při zatížení od rovnoměrného zatížení byla pouze velikost rovnoměrného zatížení přepočtena na náhradní plochu pro roznos.

Dalším krokem je výpočet přírůstku zemního tlaku $\Delta\sigma$, který je stanoven součinem šířky opěry (b) na kterou toto zatížení působí a napětí vyvolaného v zemině přitížením od dopravy. Toto napětí je spočteno jako součin koeficientu již uvažovaného zemního tlaku K_{oa} a celkového rovnoměrného zatížení q .

V mém případě bylo počítáno s celkovým zatížením od všech náprav (TS) v modelu LM1 (Q_{sum}). Výsledná hodnota byla pro jednotlivé TS získána přepočtem celkového přírůstku zemního tlaku $\Delta\sigma$ v poměru stejném, jako jsou velikosti zatížení jednotlivými nápravami TS.

Staveništní zatížení

Staveništní zatížení bylo stanoveno dle ČSN EN 1991-1-6 [4] a ČSN EN 1991-1-1 [2].

Staveništní zatížení Q_c je proměnné zatížení působící na konstrukci v průběhu její výstavby. Toto zatížení obsahuje celou řadu různých typů zatížení, které mohou na konstrukci působit během její výstavby společně s ostatními proměnnými zatíženími.

Všechny typy staveništních zatížení jsou uvedeny a popsány níže.

Osoby a ruční nářadí

- Značka: Q_{ca}
- Doporučená hodnota: $q_{ca,k} = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Toto zatížení je vyvoláno pracovníky, zaměstnanci a návštěvníky s možným ručním nářadím nebo jiným malým staveništním vybavením.

Modeluje se jako rovnoměrně rozložené plošné zatížení q_{ca} tak, aby bylo dosaženo nejnejpříznivějších účinků na konstrukci.

Přemístitelná skládka

- Značka: Q_{cb}
- Doporučená hodnota: $q_{cb,k} = 0.2 \text{ kN/m}^2$; $F_{cb,k} = 100 \text{ kN}$

Toto zatížení je vyvoláno stavebními a konstrukčními materiály, prefabrikovanými prvky a vybavením.

Modeluje se jako volné zatížení příslušně reprezentované dvěma složkami. První složkou je rovnoměrně rozložené plošné zatížení q_{cb} a druhou složkou je soustředěné osamělé zatížení F_{cb} .

V této bakalářské práci neuvažují použití staveništního zatížení od přemístitelné skládky.

Dočasné vybavení

- Značka: Q_{cc}
- Doporučená hodnota: $q_{cc,k} = 0.5 \text{ kN/m}^2$

Toto zatížení je vyvoláno dočasným vybavením v poloze pro použití během provádění. Může se jednat buď o statické (např. bednicí desky, lešení, podpěrné konstrukce, strojní vybavení a kontejnery) nebo o pohyblivé (např. posuvné lešení, nosníky pro vysouvání a nástavce, protizávaží) zatížení konstrukce.

Modeluje se jako volné plošné zatížení rovnoměrně rozložené q_{cc} .

Přemístitelné těžké strojní zařízení a vybavení

- Značka: Q_{cd}
- Doporučená hodnota: zat. od vozidel viz *ČSN EN 1991-2 ed. 2*; zat. od jeřábů viz *ČSN EN 1991-3*

Toto zatížení je vyvoláno přemístitelným těžkým strojním zařízením a vybavením, obvykle na kolech nebo kolejničích (např. jeřáby, výtahy, vozidla, vysokozdvíhací vozíky, energetická zařízení, lisy a těžká zvedací zařízení).

Modeluje se na základě informací uvedených v *ČSN EN 1991*.

V této bakalářské práci neuvažují použití staveništního zatížení od přemístitelného těžkého strojního zařízení a vybavení.

Kumulace odpadních materiálů

- Značka: Q_{ce}
- Doporučená hodnota: závislé např. na typech mat., klimat. podmínkách a na tempu výstavby

Toto zatížení je vyvoláno kumulací odpadních materiálů (např. přebytečných konstrukčních materiálů, vytěžené zeminy nebo vybouraných materiálů).

Modeluje se na základě možných účinků hmot na vodorovné, šikmé a svislé prvky konstrukce.

V této bakalářské práci neuvažují použití staveništního zatížení od kumulace odpadních materiálů.

Zatížení z částí konstrukce v dočasných situacích

- Značka: Q_{cf}
- Doporučená hodnota: např. zatížení od neztvrdlého betonu viz *ČSN EN 1991-1-1*

Toto zatížení je vyvoláno zatížením z částí konstrukce v dočasných situacích (v průběhu provádění), než účinky zatížení budou trvalé.

Modeluje se podle plánovaných etap výstavby včetně jejich následků (např. zatížení a účinky od jednotlivých procesů výstavby, jako je montáž a betonáž).

V této bakalářské práci neuvažují použití staveništního zatížení od zatížení z částí konstrukce v dočasných situacích.

Obsahem kapitoly je také řada obrázků graficky reprezentujících vybraná zatížení působící na výpočetní model.

5.3.5 Vnitřní síly

Tato kapitola se věnuje průběhům vnitřních sil na nosnících a spřahující desce, případně na T-průřezu v různých fázích výstavby.

Vykresleny jsou vždy výsledky takzvaných „tříd“, což jsou obálky obálek kombinací z jednotlivých fází předcházející vyhodnocované fázi (včetně). Účinky zatížení napříč všemi vybranými fázemi výstavby se tak sčítají a průběhy vnitřních sil přesněji reprezentují skutečné síly, které by díky postupu výstavby v konstrukci vznikaly.

Vždy byly vykreslovány průběhy vnitřních sil obálek kombinací mezních stavů únosnosti (MSÚ) a charakteristických kombinací mezních stavů použitelnosti (MSP – charakteristický), případně jen jednoho z nich, pokud je tak ve statickém výpočtu uvedeno.

Vnitřní síly byly vykreslovány ve **fázích**:

- **ST 4 (betonáž spřahující desky)**

V této fázi byly vykresleny průběhy vnitřních sil na samostatných nosnících (na 1D prvku). Průběhy vnitřních sil byly vykreslovány pouze pro MSP – charakteristický.

Vykreslovány byly průběhy těchto veličin na 1D prvku:

- N – normálová síla
- V_y – posouvající vodorovná síla
- V_z – posouvající svislá síla
- M_x – ohybový moment kolem podélné osy prvku (osy x)
- M_y – ohybový moment kolem vodorovné osy prvku (osy y)
- M_z – ohybový moment kolem svislé osy prvku (osy z)

- **ST 14 (uvedení do provozu)**

V této fázi byly vykresleny průběhy vnitřních sil na žebro – na 1D prvku (T-průřezu) a spřahující desce (na 2D prvku). Průběhy vnitřních sil byly vykreslovány pro MSÚ i pro MSP – charakteristický.

Vykreslovány byly průběhy těchto veličin na 1D prvku:

- N – normálová síla
- V_y – posouvající vodorovná síla
- V_z – posouvající svislá síla
- M_x – ohybový moment kolem podélné osy prvku (osy x)
- M_y – ohybový moment kolem vodorovné osy prvku (osy y)
- M_z – ohybový moment kolem svislé osy prvku (osy z)

Vykreslovány byly průběhy těchto veličin na 2D prvku:

- m_{xD+} – dimenzační moment v horních vláknech v podélném směru prvku (osy x)
- m_{xD-} – dimenzační moment v dolních vláknech v podélném směru prvku (osy x)
- m_{yD+} – dimenzační moment v horních vláknech v příčném směru prvku (osy y)
- m_{yD-} – dimenzační moment v dolních vláknech v příčném směru prvku (osy y)

- m_{cD+} – dimenzační moment v horních vláknech
- m_{cD-} – dimenzační moment v dolních vláknech
- n_{xD} – dimenzační normálová síla v podélném směru prvku (osy x)

- **ST 15 (konec životnosti)**

V této fázi byly vykresleny průběhy vnitřních sil na žeburu – na 1D prvku (T-průřezu) a spřahující desce (na 2D prvku). Průběhy vnitřních sil byly vykreslovány pro MSÚ i pro MSP – charakteristický.

Vykreslovány byly průběhy těchto veličin na 1D prvku:

- N – normálová síla
- V_y – posouvající vodorovná síla
- V_z – posouvající svislá síla
- M_x – ohybový moment kolem podélné osy prvku (osy x)
- M_y – ohybový moment kolem vodorovné osy prvku (osy y)
- M_z – ohybový moment kolem svislé osy prvku (osy z)

Vykreslovány byly průběhy těchto veličin na 2D prvku:

- m_{xD+} – dimenzační moment v horních vláknech v podélném směru prvku (osy x)
- m_{xD-} – dimenzační moment v dolních vláknech v podélném směru prvku (osy x)
- m_{yD+} – dimenzační moment v horních vláknech v příčném směru prvku (osy y)
- m_{yD-} – dimenzační moment v dolních vláknech v příčném směru prvku (osy y)
- m_{cD+} – dimenzační moment v horních vláknech
- m_{cD-} – dimenzační moment v dolních vláknech
- n_{xD} – dimenzační normálová síla v podélném směru prvku (osy x)

5.3.6 Kombinace zatížení

Byly vyhodnocovány „třídy“ (skupiny výsledků), tedy „obálky obálek“. Jednotlivé kombinace byly automaticky generovány softwarem. Kombinační součinitele byly automaticky generovány softwarem. U některých náhodně vybraných kombinací byla provedena manuální kontrola správnosti použití kombinačních součinitelů.

5.3.7 Posouzení

V této kapitole svými vlastními slovy popisují principy a postupy použité při posouzení jak samostatného ocelového nosníku ve fázi výstavby **ST 4**, tak plně spolupůsobícího spřaženého průřezu (T-průřezu) ve fázi výstavby **ST 14** a ve fázi provozu **ST 15**.

Ocelový nosník a T-průřez byl posuzován s těmito parametry:

- výroba nosníku svařováním,
- spolupůsobící šířka desky (T-průřezu) uvažována v šířce 1.8 m,
- rozměry nosníku viz obrázky hlavního nosníku v průvodní zprávě ke stat. výpočtu,
- koncové podpory nosníku uvažovány jako „tuhá koncová výztuha“,
- svislé výztuhy v konstantní části nosníku uvažovány v rastru á 2 m,
- svislé výztuhy v části s náběhem nosníku uvažovány v rastru á 1 m,
- svislé výztuhy v místech podepření (v místě provizorního podepření – u náběhu a v místě vetknutí do stojek),
- příčné ztužení (bránící vybočení) v konstantní části nosníku uvažováno v rastru á 10 m,
- příčné ztužení (bránící vybočení) v části s náběhem nosníku uvažováno v rastru á 6 m,

Posudky:

- **Posouzení samostatného ocelového nosníku – fáze ST 4**

Fáze, která představuje stav, při kterém je na ocelové nosníky vybetonována spřahující deska. Je posuzován pouze samostatný ocelový průřez nosníku. Jedná se o fázi před spolupůsobením nosníku a spřahující desky (před vznikem T-průřezu), což znamená, že všechno působící zatížení musí být schopen přenést samostatný ocelový nosník.

Pro vyhodnocení této fáze bylo zvoleno posouzení na MSÚ. Posudek samostatného ocelového nosníku na MSÚ je posudkem stabilitním. Konkrétně byly nosníky posuzovány na klopení neboli příčnou a torzní únosnost. Principem tohoto posouzení je porovnání maximálního návrhového momentu únosnosti nosníku při klopení (momentu $M_{b,Rd}$) s návrhovým ohybovým momentem (momentem M_{Ed}).

Průřez byl posuzován v řezu uprostřed rozpětí (místo ve kterém ohybový moment nabývá svých maxim) a v řezu v úrovni líce stojky (místo ve kterém ohybový moment nabývá svých minim).

– ***uprostřed rozpětí***

Bylo uvažováno příčné ztužení nosníků (v části s konstantní výškou) po 10m v podobě prvků zamezujících vybočení nosníků do stran. V poli tak bude učiněno uprostřed rozpětí a před oběma výškovými náběhy. Ztužení je možné dosáhnout

například propojením dvou sousedních nosníků (po dvojicích) pomocí ocelových stěnový či příhradových prvků.

– ***v místě líce podpor***

Bylo uvažováno příčné ztužení nosníků (v části s výškovým náběhem) po 6m v podobě prvků zamezujících vybočení nosníků do stran. To představuje ztužující prvky na začátcích náběhů (směrem do pole) a na koncích nosníků. Vzhledem k tomu, že při této fázi budou již nosníky zmonolitněny se stojkami, funkci ztužidel v těchto místech budou suplovat samotné stojky.

Posouzení bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 [8].

Posouzení prokázaly, že konstrukční rozměry navrženého ocelového nosníku ve fázi ST 4 jsou vyhovující.

• **Posouzení spřaženého průřezu – ocel beton – fáze ST 14**

Fáze, která představuje stav, při kterém již plně spolupůsobí ocelový nosník se spřahující deskou (plné spolupůsobení T-průřezu) je posuzován tento průřez jako celek. Jedná se o fázi při které na zcela dokončenou konstrukci působí již všechno stálé zatížení.

Pro vyhodnocení této fáze bylo zvoleno posouzení na MSÚ. Posudek T-průřezu je na MSÚ STR/GEO, zejména posouzení na „ohyb“ a „smyk“.

Principem ohybového posouzení je porovnání maximální momentové únosnosti průřezu (momentu $M_{b,Rd}$) s návrhovým momentem (momentu M_{Ed}). Vyhodnocení ohybové únosnosti průřezu v této fázi spočívá na podmínce silové rovnováhy ve spřaženém průřezu (tedy principiálně stejně jako u vyhodnocování ohybové únosnosti železobetonového průřezu). Rozdílem však je, že v tomto případě není celý průřez tvořen pouze betonem, ale skládá se z ocelové části průřezu, která má jiné materiálové charakteristiky než část betonová. Přesná poloha neutrální osy je dopočtena z podmínky silové rovnováhy.

Principem smykového posouzení je porovnání maximální smykové únosnosti průřezu ($V_{b,Rd}$) s návrhovou smykovou silou (V_{Ed}). Smyková únosnost průřezu spočívá na ploše zejména stojiny, která přenáší většinu smykového namáhání. Smyk je také přenášen pásnicemi, ale pouze ve velmi omezené míře, která je stanoven ve výpočtu jako příspěvek pásnic ke smykové únosnosti.

T-průřez byl posuzován v těchto dvou kritických řezech:

– ***uprostřed rozpětí***

V tomto řezu byl rozhodující veličinou pro posudek zejména ohybový moment kolem osy y (M_y), který v těchto místech nabývá svých globálních maxim. Ostatní veličiny v tomto řezu nejsou rozhodující (nenabývají extrémních hodnot). Bylo tedy nutné, aby spřažený průřez byl schopen bezpečně přenést namáhání vyvolané ohybovým momentem M_y .

Diagram silové dvojice vyvolané kladným ohybovým momentem M_y způsobuje, že horní část spřaženého průřezu (především železobetonová deska) přenáší tlakové

namáhání, zatímco tahové namáhání působí na spodní část průřezu (ocelový nosník).

I přes zanedbatelná smyková namáhání v poli musely být v části s konstantní výškou nosníku uvažovány svislé výztuhy v rastru 2 m, aby bylo zabráněno boulení stojiny od smykového namáhání.

– ***v místě líce podpor***

V tomto řezu byly rozhodujícími veličinami pro posudek ohybový moment kolem osy y (M_y) a posouvající síla (smyková síla) ve směru osy z (V_z), které v těchto místech nabývaly svých globálních maxim a minim. Bylo nutné, aby spřažený průřez byl schopen bezpečně přenést namáhání vyvolané jak ohybovým momentem M_y , tak posouvající silou V_z .

Diagram silové dvojice vyvolané záporným ohybovým momentem M_y způsobuje, že horní část spřaženého průřezu (železobetonová deska, respektive její betonářská výztuž a větší část ocelového nosníku) přenáší tahové namáhání, zatímco tlakové namáhání působí na spodní část průřezu (především spodní pásnici ocelového průřezu).

Plocha průřezu ocelového nosníku musí být schopna přenést smyková namáhání od posouvající síly V_z . Největší příspěvek smykové únosnosti ocelového průřezu má stojina prvku, díky své výšce. Horní a dolní pásnice se na celkové smykové únosnosti podílí minimální mírou.

Aby bylo zabráněno boulení stojin od smykového namáhání musely být v části s výškovými náběhy uvažovány svislé výztuhy v rastru 1 m.

Uprostřed rozpětí i v místě líce podpor bylo provedeno ověření nutnosti posouzení T-průřezu na:

- únosnost při smykovém boulení;
- únosnost při interakci ohybu a smyku;
- únosnost při interakci ohybu, smyku, a normálové síly.

Posouzení bylo provedeno v souladu s normou ČSN EN 1994-2 [12] a ostatními zmíněnými normami.

Posouzení prokázaly, že konstrukční rozměry navrženého ocelového nosníku a spřahující desky ve fázi ST 14 jsou vyhovující.

• **Posouzení spřaženého průřezu – ocel beton – fáze ST 15**

V této fázi, která představuje stav, při kterém již plně spolupůsobí ocelový nosník se spřahující deskou (plné spolupůsobení T-průřezu) je posuzován tento průřez jako celek. Jedná se o fázi provozu při které na zcela dokončenou konstrukci působí všechno stálé zatížení a všechna proměnná (nahodilá) zatížení.

Princip posuzování T-průřezu v této fázi je totožný jako v předešlé fázi (fáze ST 14). Rozdílem však je, že v tomto případě je namáhání průřezu větší, díky působení proměnného (nahodilého) zatížení. Mění se tedy pouze vstupní hodnoty vnitřních sil.

Posouzení prokázaly, že konstrukční rozměry navrženého ocelového nosníku a spřahující desky ve fázi ST 15 jsou vyhovující.

Konstrukce se obvykle posuzují také na MSP.

- mezní stav použitelnosti (MSP):
 - „charakteristická kombinace“
 - „kvazistálá kombinace“
 - „kvazistálá kombinace“
 - „kvazistálá kombinace“
- omezení tlakových napětí,
 - omezení průhybu,
 - omezení tlakových napětí,
 - omezení trhlin.

V této bakalářské práci neprovádím posudky na MSP.

6 Závěr

Závěrem mé bakalářské práce je zjištění, že vítězné variantní řešení (varianta číslo 3 „*Integrovaný trámový most*“) s parametry a rozměry viz kapitola 4 „*Popis řešeného mostu*“, specifikacemi viz kapitola 5 „*Komentář ke statickému výpočtu*“ a samostatné přílohy A.4 „*Statický výpočet*“ je vyhovující.

Vypracoval:

V Pardubicích dne 6. 8. 2024

.....
Ondřej Gabriel

Zdroje

Podklady

[A] „MÚK Třebonice 0. etapa zkapacitnění“, DUSP, Pontex, spol. s r. o., 06/2023

Literatura

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2 – Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí
Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení
- [3] ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení konstrukcí
Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [4] ČSN EN 1991-1-6 – Zatížení konstrukcí
Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- [5] ČSN EN 1991-2 ed. 2 – Zatížení konstrukcí
Část 2 – Zatížení mostů dopravou
- [6] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 – Navrhování betonových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí
Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [8] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [9] ČSN EN 1993-1-5 ed. 3 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 1-5: Boulení stěn
- [10] ČSN EN 1993-2 ed. 3 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 2: Ocelové mosty
- [11] ČSN EN 1994-1-1 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
- [13] ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí
Část 1: Obecná pravidla

- [14] ČSN EN 10025-1 – Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí
Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky
- [15] ČSN EN 206+A2 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [16] ČSN 42 0139 – Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká
- [17] ČSN 73 0037 – Zemní tlak na stavební konstrukce
- [18] ČSN 73 6200 – Mosty – Terminologie a třídění
- [19] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů
- [20] ČSN 73 6242 – Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací
- [21] ČSN 73 6244 – Přečhody mostů pozemních komunikací
- [22] TKP 18 – Beton pro konstrukce
- [23] TP 261 – Integrované mosty
- [24] VL 4 – Mosty

Webové zdroje

- [a] Mapy online (<http://www.mapy.cz>)

Programy

- [i] **Scia Engineer 24.0** v. 24.0.0029.64 - 64-bitová verze, © NEMETSCHEK SE
- [ii] **Microsoft Excel** – tabulkový editor, © Microsoft Corporation
- [iii] **Microsoft Word** – textový procesor, © Microsoft Corporation
- [iv] **CONTEXT** – textový editor, © ConTEXT Editor
- [v] **BricsCAD Pro** Version 23.2.06 (x64), © Bricsys NV

Seznam obrázků

2.1.	Podélný řez třípolovým trémovým mostem	21
2.2.	Podélný řez jednopolevým trémovým mostem	22
2.3.	Podélný řez integrovaným trémovým mostem	22
2.4.	Podélný řez vzpěradlovým mostem	23
2.5.	Podélný řez rámovým mostem	24
2.6.	Podélný řez přesypaným klenbovým mostem	24
3.1.	Integrovaný most a typický detail opěry integrovaného mostu [23]	30
3.2.	Semi-integrovaný most a typický detail opěry semi-integrovaného mostu [23]	30
3.3.	Neintegrovaný (dilatovaný) most a typický detail opěry neintegrovaného mostu [23]	31
3.4.	Přechodová oblast integrovaného mostu s vlečnou přechodovou deskou [24]	32
3.5.	Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na směru a velikosti deformace konstrukce [23]	34
3.6.	Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických deformacích konstrukce [23]	34
3.7.	Vliv šikmosti opěry na její tuhost ve směru podélné osy nosné konstrukce [23]	37
3.8.	Namáhání a deformace konstrukce integrovaného mostu v půdorysu vlivem šikmosti opěr [23]	37
4.1.	Umístění mostu – přehledná situace [a]	39
4.2.	Umístění mostu – podrobná (ortofoto) situace [a]	39
5.1.	Schéma prostého nosníku	46
5.2.	Schéma spojitého nosníku (bez vetknutí)	47
5.3.	Schéma oboustranně vetknutého nosníku	47
5.4.	Schéma oboustranně vetknutého spojitého nosníku	48
5.5.	Třídy a skupiny PK	54
5.6.	LM1 – Hodnoty regulačních součinitelů α_Q a α_q	54
5.7.	Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu [3]	59
5.8.	Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu [3]	59
5.9.	Rozdíly teplot pro nosné konstrukce 2. typu [3]	60

¹ Pokud u obrázku není uveden odkaz na zdroj, jedná se o obrázek vlastní tvorby.

A Přílohy

SCHÉMATICKÝ PŮDORYS

MATERIÁLY:

BETON (TKP 18, ČSN EN 206+A2):

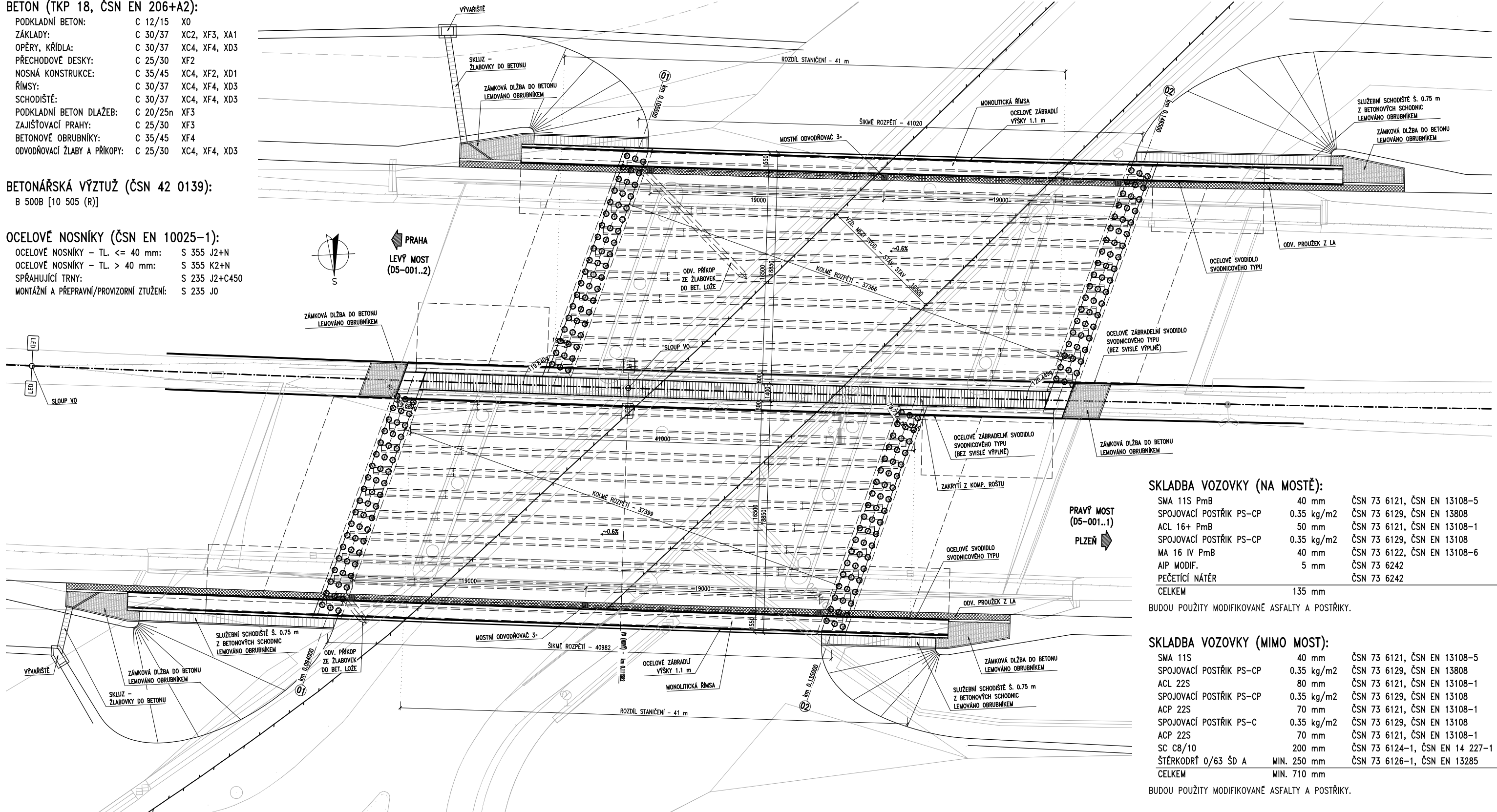
PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ZÁKLADY:	C 30/37	XC2, XF3, XA1
OPĚRY, KŘÍDLA:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
PŘECHODOVÉ DESKY:	C 25/30	XF2
NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 35/45	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
SCHODIŠTĚ:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
PODKLADNÍ BETON DLAŽEB:	C 20/25n	XF3
ZAJIŠŤOVACÍ PRAHY:	C 25/30	XF3
BETONOVÉ OBRUBNÍKY:	C 35/45	XF4
ODVODŇOVACÍ ŽLABY A PŘÍKOPY:	C 25/30	XC4, XF4, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ (ČSN 42 0139):

B 500B [10 505 (R)]

OCELOVÉ NOSNÍKY (ČSN EN 10025-1):

OCELOVÉ NOSNÍKY - TL. ≤ 40 mm:	S 355 J2+N
OCELOVÉ NOSNÍKY - TL. > 40 mm:	S 355 K2+N
SPŘAHOVACÍ TRNY:	S 235 J2+C450
MONTÁŽNÍ A PŘEPRAVNÍ/PROVIZORNÍ TZUŽENÍ:	S 235 JO



SKLADBA VOZOVKY (NA MOSTĚ):

SMA 11S PmB	40 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-5
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13808
ACL 16+ PmB	50 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
MA 16 IV PmB	40 mm	ČSN 73 6122, ČSN EN 13108-6
AIP MODIF.	5 mm	ČSN 73 6242
PEČETÍCÍ NÁTĚR		ČSN 73 6242
CELKEM	135 mm	

BUDOU POUŽITY MODIFIKOVANÉ ASFALTY A POSTŘÍKY.

SKLADBA VOZOVKY (MIMO MOST):

SMA 11S	40 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-5
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13808
ACL 22S	80 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
ACP 22S	70 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-C	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
ACP 22S	70 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SC C8/10	200 mm	ČSN 73 6124-1, ČSN EN 14 227-1
ŠTĚRKODRŤ 0/63 ŠD A	MIN. 250 mm	ČSN 73 6126-1, ČSN EN 13285
CELKEM	MIN. 710 mm	

BUDOU POUŽITY MODIFIKOVANÉ ASFALTY A POSTŘÍKY.

ZMENŠENO NA 50 %

Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém Bpv

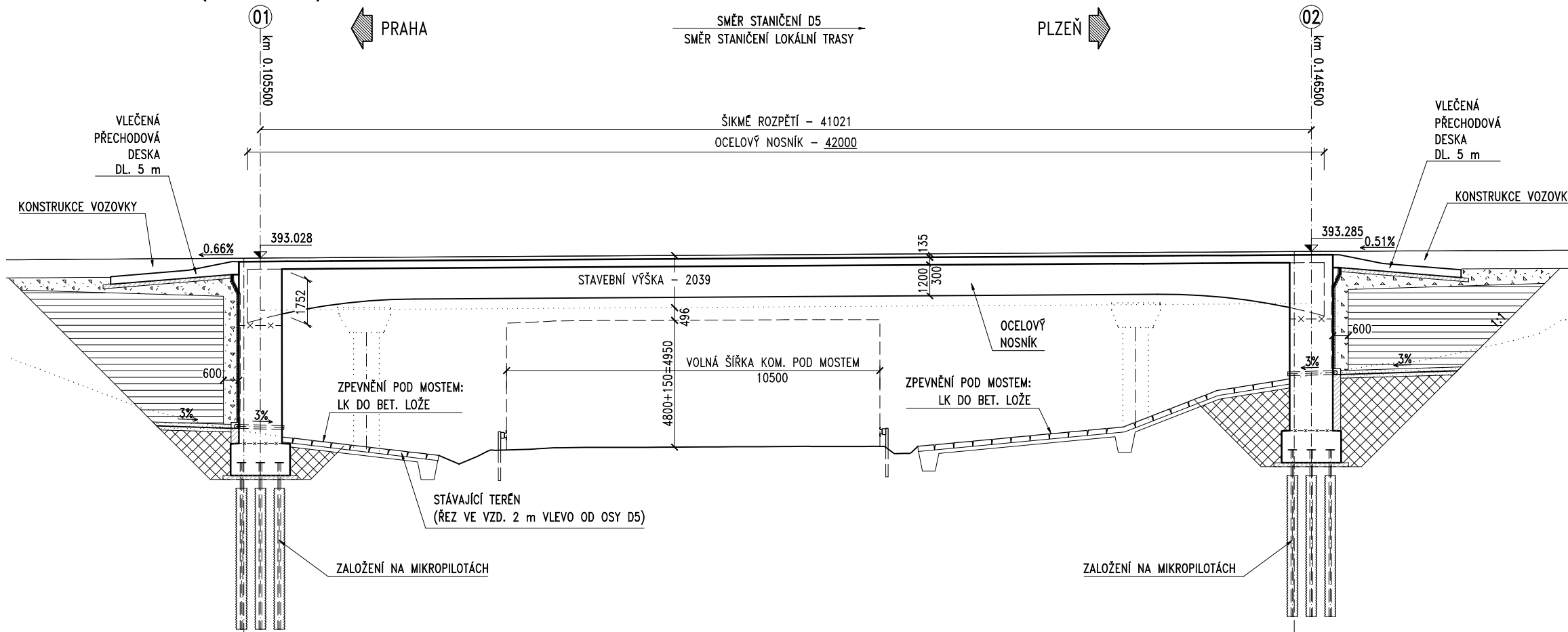
Kraj:	Středočeský	Vypracoval:	Ondřej Gabriel
Katastrální území:	Chrástany u Prahy	Vedoucí práce:	Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.
Typ práce:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
Téma práce:	NÁVRH A POSOUZENÍ INTEGROVANÉHO DÁLNIČNÍHO MOSTU O JEDNOM POLI		
Část:	A - PŘÍLOHY		
Příloha:	SCHÉMATICKÝ PŮDORYS		
Stupeň:	BP	Akademický rok:	2023/2024
Formát:	A1	Měřítko:	1:150



UNIVERZITA PARDUBICE
FAKULTA DOPRAVNÍ
JANA PERNERA

SCHÉMATICKÝ PODÉLNÝ ŘEZ

LEVÝ MOST (D5-001..2)



SKLADBA VOZOVKY (NA MOSTĚ):

SMA 11S PmB	40 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-5
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13808
ACL 16+ PmB	50 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
MA 16 IV PmB	40 mm	ČSN 73 6122, ČSN EN 13108-6
AIP MODIF.	5 mm	ČSN 73 6242
PEČETÍCI NÁTĚR		ČSN 73 6242
CELKEM	135 mm	

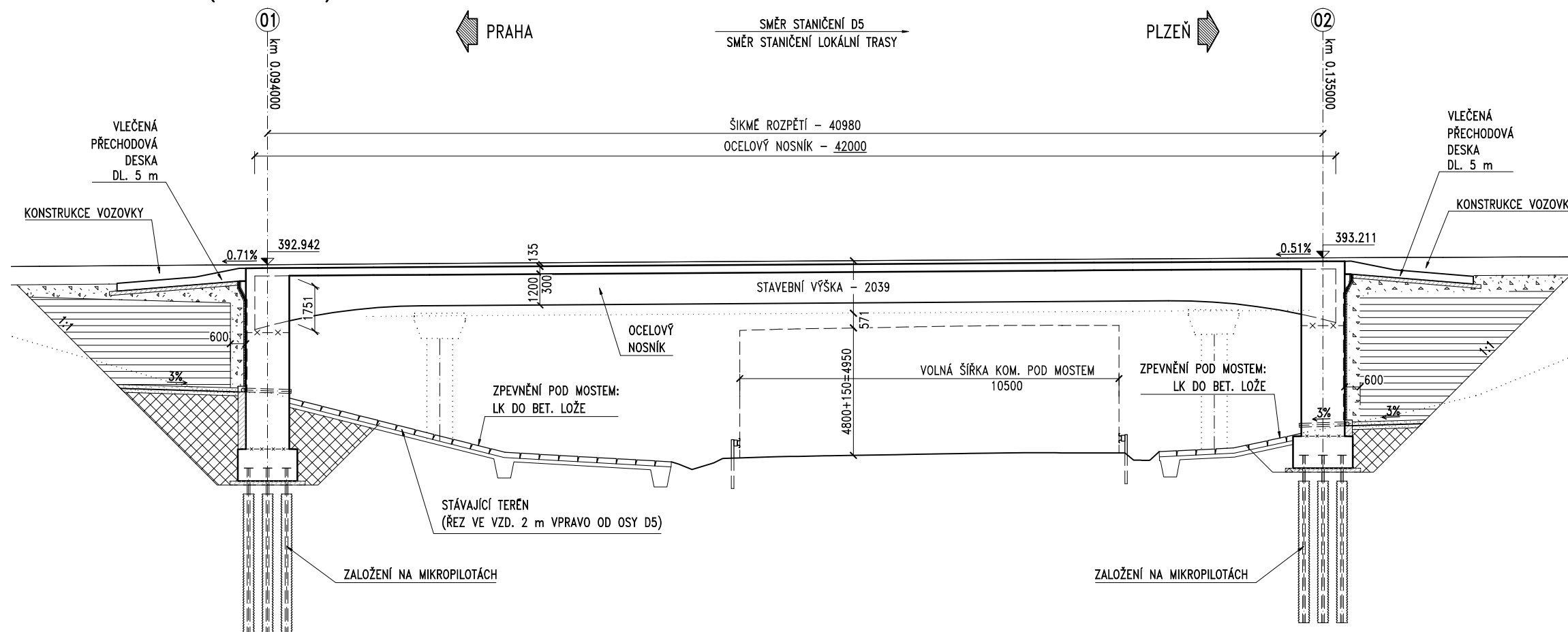
BUDOU POUŽITY MODIFIKOVANÉ ASFALTY A POSTŘÍKY.

SKLADBA VOZOVKY (MIMO MOST):

SMA 11S	40 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-5
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13808
ACL 22S	80 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-CP	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
ACP 22S	70 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SPOJOVACÍ POSTŘÍK PS-C	0.35 kg/m ²	ČSN 73 6129, ČSN EN 13108
ACP 22S	70 mm	ČSN 73 6121, ČSN EN 13108-1
SC C8/10	200 mm	ČSN 73 6124-1, ČSN EN 14 227-1
ŠTĚRKODRŤ 0/63 ŠD A	MIN. 250 mm	ČSN 73 6126-1, ČSN EN 13285
CELKEM	MIN. 710 mm	

BUDOU POUŽITY MODIFIKOVANÉ ASFALTY A POSTŘÍKY.

PRAVÝ MOST (D5-001..1)



MATERIÁLY:

BETON (TKP 18, ČSN EN 206+A2):

PODKLADNÍ BETON:	C 12/15	X0
ZÁKLADY:	C 30/37	XC2, XF3, XA1
OPĚRY, KŘÍDLA:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
PŘECHODOVÉ DESKY:	C 25/30	XF2
NOSNÁ KONSTRUKCE:	C 35/45	XC4, XF2, XD1
ŘÍMSY:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
SCHODIŠTĚ:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
PODKLADNÍ BETON DLAŽEB:	C 20/25n	XF3
ZAJIŠŤOVACÍ PRAHY:	C 25/30	XF3
BETONOVÉ OBRUBNÍKY:	C 35/45	XF4
ODVODŇOVACÍ ŽLABY A PŘÍKOPY:	C 25/30	XC4, XF4, XD3

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ (ČSN 42 0139):

B 500B [10 505 (R)]

OCELOVÉ NOSNÍKY (ČSN EN 10025-1):

OCELOVÉ NOSNÍKY - TL. ≤ 40 mm:	S 355 J2+N
OCELOVÉ NOSNÍKY - TL. > 40 mm:	S 355 K2+N
SPRAHUJÍCÍ TRNY:	S 235 J2+C450
MONTÁŽNÍ A PŘEPRAVNÍ/PROVIZORNÍ ZTUŽENÍ:	S 235 J0

ZMENŠENO NA 50 %

Kraj:	Středočeský	Vypracoval:	Ondřej Gabriel
Katastrální území:	Chrástany u Prahy	Vedoucí práce:	Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.
Typ práce:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
Téma práce:	NÁVRH A POSOUZENÍ INTEGROVANÉHO DÁLNIČNÍHO MOSTU O JEDNOM POLI		
Část:	A - PŘÍLOHY		
Příloha:	SCHÉMATICKÝ PODÉLNÝ ŘEZ		
Stupeň:	BP	Akademický rok:	2023/2024
Formát:	A1	Měřítko:	1:100

Souřadnicový systém S-JTSK, Výškový systém Bpv



Kraj:	Středočeský	Vypracoval:	Ondřej Gabriel
Katastrální území:	Chráštany u Prahy	Vedoucí práce:	Ing. Pavel Jiříček, Ph.D
Typ práce:	BAKALÁŘSKÁ PRÁCE		
Téma práce:	NÁVRH A POSOUZENÍ INTEGROVANÉHO DÁLNIČNÍHO MOSTU O JEDNOM POLI		
Část:	A - PŘÍLOHY		
Příloha:	STATICKÝ VÝPOČET		
 UNIVERZITA PARDUBICE DOPRAVNÍ FAKULTA JANA PERNERA		Stupeň:	Akademický rok:
		BP	2023/2024
		Číslo přílohy:	Formát:
		A.4	Měřítko:

Obsah

1	Průvodní zpráva ke statickému výpočtu	5
1.1	Úvod	5
1.2	Podklady, normy, literatura, programy	5
1.3	Technické řešení mostu	7
1.3.1	Popis konstrukce mostu	7
1.3.1.1	Založení	7
1.3.1.2	Spodní stavba	7
1.3.1.3	Nosná konstrukce	7
1.3.2	Vybavení mostu	8
1.3.2.1	Vozovka a izolace	8
1.3.2.2	Přechodové desky	8
1.3.2.3	Římsy	9
1.3.2.4	Chodníky	9
1.3.2.5	Odvodňovače	9
1.3.2.6	Zádržné systémy	9
1.3.2.7	Schodiště	9
1.3.2.8	Inženýrské sítě	9
1.3.3	Požadované zatěžovací zkoušky	9
1.4	Rozsah a předpoklady statického výpočtu	9
1.4.1	Materiály	9
1.4.2	Model	10
1.4.3	Zatížení	13
1.4.4	Posouzení MSÚ a MSP	13
2	Obecná část	14
2.1	Materiály	14
2.2	Parametry zemin a hornin	21
2.3	Kombinace zatížení – obecně	21
3	Výpočtová část	23
3.1	Model	23
3.2	Typické průřezy	26
3.3	Data modelu	29
3.4	Zatížení	32
3.4.1	Stálé zatížení	32
3.4.2	Proměnné zatížení	38
3.4.3	Zatížení na výpočtním modelu (výběr)	46
3.5	Vnitřní síly	65
3.5.1	Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 4	65
3.5.2	Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 14	68
3.5.3	Vykreslení vnitřních sil na desce ve fázi výstavby ST 14	71
3.5.4	Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 15	74
3.5.5	Vykreslení vnitřních sil na desce ve fázi výstavby ST 15	77

3.6	Kombinace zatížení	80
3.7	Posouzení	86

1 Průvodní zpráva ke statickému výpočtu

1.1 Úvod

Předmětem statického výpočtu je ověření únosnosti, použitelnosti a navržených rozměrů nosné konstrukce mostu. Statický výpočet odpovídá rozsahem a podrobností bakalářské práci.

1.2 Podklady, normy, literatura, programy

Podklady

[A] „MÚK Třebonice 0. etapa zkapacitnění“, DÚSP, Pontex, spol. s r. o., 06/2023

Literatura

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2 – Zásady navrhování konstrukcí
- [2] ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí
Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení
- [3] ČSN EN 1991-1-5 – Zatížení konstrukcí
Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou
- [4] ČSN EN 1991-1-6 – Zatížení konstrukcí
Část 1-6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění
- [5] ČSN EN 1991-2 ed. 2 – Zatížení konstrukcí
Část 2 – Zatížení mostů dopravou
- [6] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 – Navrhování betonových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [7] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí
Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [8] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [9] ČSN EN 1993-1-5 ed. 3 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 1-5: Boulení stěn
- [10] ČSN EN 1993-2 ed. 3 – Navrhování ocelových konstrukcí
Část 2: Ocelové mosty
- [11] ČSN EN 1994-1-1 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [12] ČSN EN 1994-2 – Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí
Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty

- [13] ČSN EN 1997-1 – Navrhování geotechnických konstrukcí
Část 1: Obecná pravidla
- [14] ČSN EN 10025-1 – Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí
Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky
- [15] ČSN EN 206+A2 – Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [16] ČSN 42 0139 – Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebírková a hladká
- [17] ČSN 73 0037 – Zemní tlak na stavební konstrukce
- [18] ČSN 73 6200 – Mosty – Terminologie a třídění
- [19] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů
- [20] ČSN 73 6242 – Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací
- [21] ČSN 73 6244 – Přejechy mostů pozemních komunikací
- [22] TKP 18 – Beton pro konstrukce
- [23] TP 261 – Integrované mosty
- [24] VL 4 – Mosty

Programy

- [a] **Scia Engineer 24.0** v. 24.0.0029.64 - 64-bitová verze, © NEMETSCHEK SE
- [b] **Microsoft Excel** – tabulkový editor, © Microsoft Corporation
- [c] **Microsoft Word** – textový procesor, © Microsoft Corporation
- [d] **BricsCAD Pro** Version 23.2.06 (x64), © Bricsys NV

1.3 Technické řešení mostu

Most se nachází v extravilánu nedaleko obce Chrástřany. Mostní konstrukce (ev. č. *D5-001*) převádí dálnici D5 přes silnici II/605 (ulice Plzeňská). Jedná se o dva mosty (ev. č. *D5-001..1* a *D5-001..2*), každý z mostů je využit pro jeden jízdní směr:

- severní (pravý) most ev. č. *D5-001..1* vedoucí dálnici D5 ve směru Plzeň,
- jižní (levý) most ev. č. *D5-001..2* vedoucí dálnici D5 ve směru Praha.

Statický výpočet dále řeší pouze **most ev. č. *D5-001..1***, avšak získané poznatky mohou být použity i pro druhý z mostů, na základě jejich vzájemné podobnosti. Most je navržen jako integrovaný spřažený ocelobetonový o jednom poli.

Stávající most bude demolován, na jeho místě bude vybudován most nový.

Most je trvalý. Spodní stavbu tvoří stěnové stojky vetknuté do spřažené ocelobetonové nosné konstrukce.

Prostorové umístění mostu vychází z navrhovaného směrového a výškového řešení přemostované silnice II/605 (ulice Plzeňská) a převáděné dálnice D5. Dálnice na mostě je půdorysně v levotočivé přechodnici, výškově v proměnném stoupání cca 0.7 %. Příčný sklon je jednostranný, 2.5%.

Dálnice je v místě stavby vedena v násypu cca 7 m. Okolní terén je rovinnatý, svahy násypu dálnice i zářezu přemostované komunikace jsou místy porostlé náletovými dřevinami.

1.3.1 Popis konstrukce mostu

1.3.1.1 Založení

Stojky jsou založeny na třech řadách mikropilot.

1.3.1.2 Spodní stavba

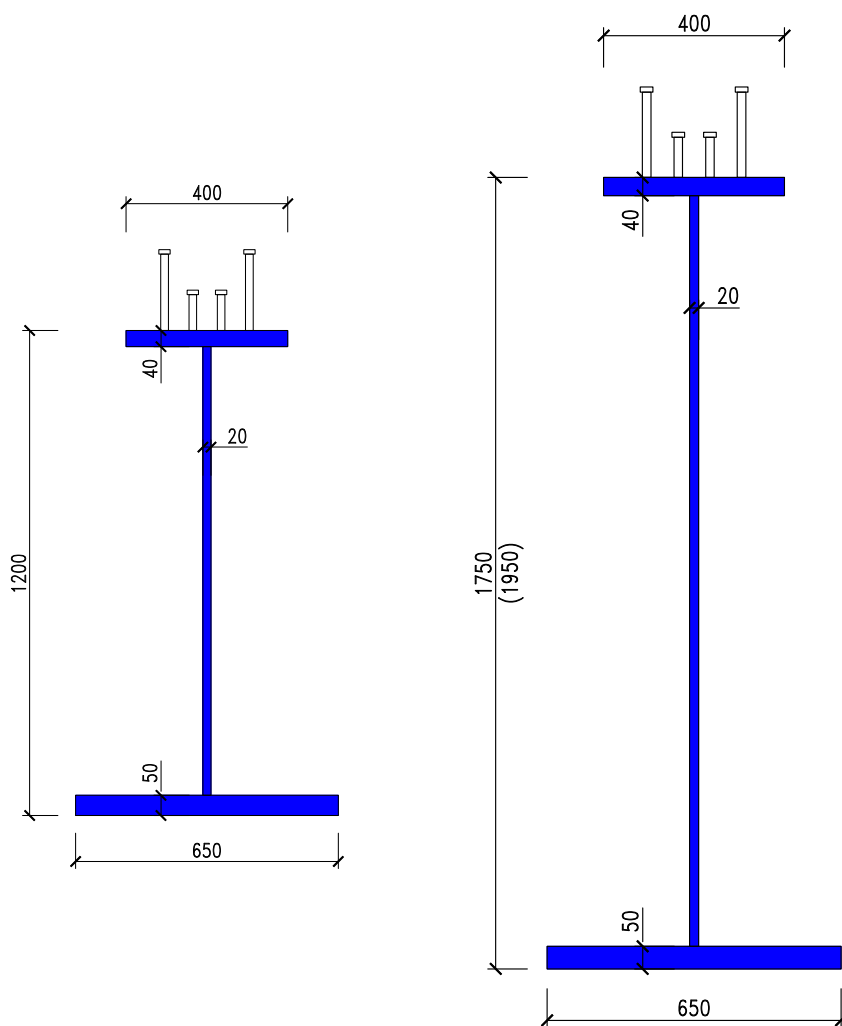
Stojky jsou navrženy jako monolitické železobetonové z betonu C 30/37 XC4, XF4, XD3 a betonářské výztuže B500B. Stojky mají šířku cca 19.45 m, tloušťku 1.6 m a výšku cca 4.5 m (OP1) a cca 4.3 m (OP2). Stojky jsou se základem i nosnou konstrukcí pevně spojeny (vetknuty).

1.3.1.3 Nosná konstrukce

Nosná konstrukce každého z mostů je tvořena 10 ocelovými plnostěnnými nosníky z oceli S 355. Mostovku tvoří železobetonová spřahující deska z betonu C 35/45 XC4, XF2, XD1 spřažená s hlavními nosníky pomocí spřahovacích trnů.

Spřahující deska má tloušťku 0.3 m. Příčný sklon je jednostranný se sklonem 2.5 % k pravé římse. Na nižších okrajích (od úžlabí k vnějšímu okraji) je proveden protispád 4.0 %. Nosná konstrukce je na obou koncích pevně vetknuta do opěr. Šířka nosné konstrukce mostu je 18.15 m.

Hlavní nosníky jsou ocelové plnostěnné svařované tvaru *I*. Délka každého z nosníků je 42.0 m. Výška hlavních nosníků je proměnné výšky; výška nosníků ve střední části pole je 1.2 m; na délku 6 m směrem k oběma stojkám jsou vyvinuty parabolické náběhy na výšku 1.75 m (v místech líců opěr). Na koncích nosníků je výška 1.95 m. Osová vzdálenost hlavních nosníků je 1.8 m.



Hl. nosník v poli

Hl. nosník nad podporami

Most je navržen jako integrovaný – bez ložisek a mostních závěrů.

1.3.2 Vybavení mostu

1.3.2.1 Vozovka a izolace

Na mostě je navržena 3-vrstvá živičná vozovka.

Celková tloušťka vozovky na mostě je 135 mm. Vozovka má šířku 16.5 m.

Izolace bude provedena v podobě celoplošně natavovaného asfaltového izolačního pásu.

1.3.2.2 Přechodové desky

Jsou navrženy vlečené přechodové desky. Délka přechodové desky je 5 m. Desky budou zhotoveny na podkladním betonu tl. 0.10 m. Beton přechodových desek je C25/30 XF2, betonářská výztuž B500B.

1.3.2.3 Římsy

Římsy jsou navrženy jako monolitické železobetonové z betonu C 30/37 XC4, XF4, XD3 a výztuže B500B. Horní povrch je ve sklonu 4 % směrem k vozovce. Obrubník vnitřní i vnější římsy má výšku 0.15 m a je ve sklonu 5:1. Vnitřní i vnější římsa je kotvena ocelovými kotvami upevněnými do nosné konstrukce pomocí chemických kotev.

Vnitřní římsa má šířku 0.8 m, pohledový líc má výšku 0.9 m, do římsy je kotveno svodidlo a stožár VO.

Vnější římsa má šířku 1.55 m, na římsě revizní chodník. Pohledový líc má výšku 0.75 m. Do římsy je kotveno svodidlo a zábradlí.

1.3.2.4 Chodníky

Na vnější římsě revizní chodník.

1.3.2.5 Odvodňovače

Most je odvodněn podélným a příčným sklonem povrchu vozovky podél říms, kde je vytvořen odvodňovací proužek. Z odvodňovacího proužku je voda odváděna pomocí 3 ks mostních odvodňovačů. Každý odvodňovač je napojen na podélný svod odvodnění.

Odvodnění povrchu izolace je provedeno odvodňovacími trubičkami.

1.3.2.6 Zádržné systémy

Na vnitřní římsě je navrženo mostní ocelové zábradelní svodidlo svodnicového typu (bez svislé výplně) s třídou normalizované úrovně zadržetí H3. Na vnější římsě je navrženo ocelové svodidlo svodnicového typu (bez svislé výplně) se směrovými nástavci s třídou normalizované úrovně zadržetí H2. Vnější římsa bude opatřena ocelovým zábradlím výšky 1.1 m se svislou výplní.

Svodidla na obou stranách mostu jsou navržena s pracovní šířkou kategorie W4.

Zábradlí, svodidla a zábradelní svodidla budou do říms kotvena typovým kotvením.

1.3.2.7 Schodiště

U obou opěr je podél křídel navrženo revizní schodiště.

1.3.2.8 Inženýrské sítě

Na mostě nejsou.

1.3.3 Požadované zatěžovací zkoušky

Zatěžovací zkouška není navržena.

1.4 Rozsah a předpoklady statického výpočtu

1.4.1 Materiály

Základy:	C 30/37	XC2, XF3, XA1
Opěry:	C 30/37	XC4, XF4, XD3

Spřahující deska (NK):	C 35/45	XC4, XF2, XD1
Římsy:	C 30/37	XC4, XF4, XD3
Přechodové desky:	C 25/30	XF2
Betonářská výztuž:	B 500B	
Ocelové nosníky – tl. ≤ 40 mm:	S 355 J2+N	
Ocelové nosníky – tl. > 40 mm:	S 355 K2+N	
Spřahující trny:	S 235 J2+C450	
Montážní a přepravní/provizorní ztužení:	S 235 J0	

1.4.2 Model

Výpočetní model je koncipován jako desko–stěnový model s pruty (hlavní ocelové nosníky). ŽB deska mostovky byla modelována jako desko–stěnový prvek (2D prvek). Hlavní ocelové nosníky byly modelovány jako pruty (1D prvky). Spolupůsobení ŽB desky a ocelových nosníků bylo zajištěno modelováním prutů pomocí funkce "žebro".

Ve střední části rozpětí jsou nosníky konstantní výšky (1200 mm). Směrem k opěrám se zjednodušeně lineárně mění výška nosníků z 1200 mm až na 1750 mm (v místech líců opěr). Na koncích nosníků je výška 1950 mm. Prutové prvky byly modelovány s reálnou excentricitou vůči desce mostovky.

Dříky opěr jsou modelovány pomocí desko–stěnových prvků (2D prvků). Do dříku jsou vetknuty ocelové hlavní nosníky a na nich spočívající ŽB spřažená deska mostovky.

Základové bloky jsou modelovány pomocí desko–stěnových prvků (2D prvků). Pod základovými bloky jsou vymodelovány podpory simulující svými parametry založení na mikropilotách.

Podélný i příčný sklon NK byl zanedbán.

V modelu je využito funkcionality „fáze výstavby a provozu“ programu *SCIA Engineer*. Díky této funkci bylo možné vytvořit v jednom modelu všechny potřebné fáze a následně jejich výsledky posoudit.

- **Fáze ST 1 (výstavba základů a opěr)**

Fáze simuluje stav, kdy budou zhotoveny pouze opěry a základy.

Nově působící zatížení:

- vlastní tíha doposud zhotovené části konstrukce.

- **Fáze ST 2 (osazení ocelových nosníků)**

Fáze simuluje stav, kdy budou k předchozí fázi přidány ocelové nosníky provizorně podepřené 6 m od obou svých konců.

Nově působící zatížení:

- vlastní tíha doposud zhotovené části konstrukce.

- **Fáze ST 3 (zmonolitnění opěr a nosníků)**

Fáze simuluje stav, ve které budou ocelové nosníky a opěry zmonolitněny vzájemně (propojeny) – vznikne rámový roh. Poté budou odstraněny provizorní podepření ocelových nosníků.

Nově působící zatížení:

- vlastní tíha doposud zhotovené části konstrukce.

- **Fáze ST 4 (betonáž spřahující desky)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude na ocelové nosníky vybetonována spřahující deska – čerstvý beton. Novou tíhu čerstvého betonu přenáší ocelové nosníky – fáze před spolupůsobením nosníků a desky. Ve fázi je také uvažováno působení staveništního zatížení na konstrukci.

Nově působící zatížení:

- tíha čerstvého betonu,
- staveništní zatížení.

- **Fáze ST 5 (tuhnutí a tvrdnutí betonové spřahující desky)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude spřahující deska tuhnout a tvrdnout. Stále se jedná o fázi před plným spolupůsobením nosníků a desky. V této fázi je do modelu přidána deska s nulovou hmotností na kterou působí zatížení představující rozdíl objemové hmotnosti čerstvého (26 kN/m^3) a zatvrdlého (25 kN/m^3) železobetonu – tedy ekvivalent -1 kN/m^3 .

Nově působící zatížení:

- rozdílové zatížení (ekvivalent -1 kN/m^3).

- **Fáze ST 6 (plné spolupůsobení T-průřezu)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude spřahující deska již zcela zatuhlá a bude působit jako T-průřez. Poprvé se tak jedná o fázi s plným spolupůsobením nosníků a desky. V této fázi je modelováno smršťování železobetonové spřahující desky.

Nově působící zatížení:

- smršťování spřahující železobetonové desky.

- **Fáze ST 7 (zhotovení přechodové oblasti za OP1)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude za opěrou 1 zhotoven zásyp (přechodová oblast). V této fázi na konstrukci nově začíná působit zemní tlak.

Nově působící zatížení:

- zemní tlak za OP1.

- **Fáze ST 8 (zhotovení přechodové oblasti za OP2)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude za opěrou 2 zhotoven zásyp (přechodová oblast). V této fázi na konstrukci nově působí i zemní tlak za druhou z opěr.

Nově působící zatížení:

- zemní tlak za OP2.

- **Fáze ST 9 (betonáž říms)**

Fáze simuluje stav, ve kterém budou na mostě zhotoveny obě římsy. V této fázi na konstrukci nově působí zatížení představující tíhu říms.

Nově působící zatížení:

- tíha říms.

- **Fáze ST 10 (pokládka vozovky na mostě)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude na mostě zhotoveno vozovkové souvrství. V této fázi na konstrukci nově působí zatížení představující tíhu vozovky na mostě.

Nově působící zatížení:

- tíha vozovky.

- **Fáze ST 11 (osazení pravého zábradlí)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude na mostě osazeno pravé zábradlí. V této fázi na konstrukci nově působí zatížení představující tíhu pravého zábradlí.

Nově působící zatížení:

- tíha pravého zábradlí.

- **Fáze ST 12 (osazení pravého svodidla)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude na mostě osazeno pravé svodidlo. V této fázi na konstrukci nově působí zatížení představující tíhu pravého svodidla.

Nově působící zatížení:

- tíha pravého svodidla.

- **Fáze ST 13 (osazení levého svodidla)**

Fáze simuluje stav, ve kterém bude na mostě osazeno levé (zábradelní) svodidlo. V této fázi na konstrukci nově působí zatížení představující tíhu levého svodidla.

Nově působící zatížení:

- tíha levého svodidla.

- **Fáze ST 14 (uvedení do provozu)**

Fáze simuluje stav, ve kterém již budou ukončeny všechny práce na mostě. V této fázi na konstrukci působí již všechna stálá zatížení (vlastní tíha i ostatní stálá zatížení). Na konstrukci v tomto stavu nezačíná působit žádné nové zatížení.

Nově působící zatížení:

- žádné.

- **Fáze ST 15 (konec životnosti)**

Fáze simuluje provoz na mostě (na konci životnosti). V této fázi na konstrukci působí všechna stálá zatížení (vlastní tíha i ostatní stálá zatížení) a proměnná zatížení.

Nově působící zatížení:

- proměnná zatížení.

V rámci tohoto statického výpočtu jsou vyhodnocovány a posuzovány pouze výsledky z *Fáze ST 4*, *Fáze ST 14* a *Fáze ST 15*. Zbylé fáze nejsou z hlediska stanovení a ověření správnosti návrhu konstrukčních rozměrů nosných částí mostu rozhodující.

1.4.3 Zatížení

Model byl zatížen stálým i proměnným zatížením.

Zatížení od vlastní tíhy nosné konstrukce je generováno automaticky programem (softwarem) na základě geometrie výpočetního modelu, rozměrů a materiálů přiřazených jednotlivým prvkům.

Zatížení zeminou, vozovkou, římsami, staveništním zatížením a záchytným zařízením bylo modelováno jako plošné nebo liniové zatížení působící na příslušnou část nosné konstrukce.

Smršťování prvků konstrukce bylo zadáno jako poměrné přetvoření konstrukce. Do modelu byla zadána rovnoměrná teplota a nerovnoměrné teplotní účinky.

Nosná konstrukce byla pojížďena zatěžovacími modely („LM“). Pro umístění modelu „LM1“ a „LM3 1800/200“ byla šířka zatěžovacího prostoru rozdělena na pět 3m zatěžovacích pruhů + zbývající plochu (podle metodiky ČSN EN indexované 1, 2, 3, 4, 5 a r). Umístění pohyblivých zatěžovacích modelů na jednotlivé zatěžovací pruhy bylo provedeno do vybraných nepříznivých pozic.

Pro pojezd nosné konstrukce modelem „LM3 3000/240“ byl jízdní pruh umístěn do osy vozovky na mostě.

Nerovnoměrný pokles podpor nebyl uvažován.

1.4.4 Posouzení MSÚ a MSP

Byly posouzeny rozhodující průřezy: ocelový a spřažený průřez v poli („kladný“ moment) a ocelový (spřažený) nosník ve vetknutí do opěry („záporný“ moment a smyková síla).

Posuzovány jsou pouze výsledky MSÚ.

- mezní stav únosnosti (MSÚ):

- „mezní kombinace“

- posuzuje se ohyb a smyk

2 Obecná část

2.1 Materiály

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONU

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 a ČSN EN 1992-2

Třída betonu: **C 30/37**

Pevnostní charakteristiky

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 čl. 2.4.2.4, čl. 3.1.2, čl. 3.1.6, čl. 3.1.7, čl. 6.2.2, tab. 3.1 a viz ČSN EN 1992-2 čl. 3.1.6

γ_c	[1]	1.5	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
α_{cc}	[1]	0.9	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tlak
α_{ct}	[1]	1	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tah
λ	[1]	0.8	Součinitel účinné výšky tlačené oblasti pro MSÚ
η	[1]	1.0	Redukční součinitel účinné pevnosti v tlaku pro MSÚ
ν	[1]	0.5	Redukční součinitel pevnosti pro porušení smykem
f_{ck}	[MPa]	30	Charakteristická pevnost v tlaku válcová , 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ck,cube}$	[MPa]	37	Charakteristická pevnost v tlaku krychelná , 5% kvantil, stáří 28 dní
f_{cm}	[MPa]	38	Průměrná pevnost v tlaku válcová , stáří 28 dní
f_{cd}	[MPa]	18.0	Návrhová pevnost v tlaku válcová , 5% kvantil, stáří 28 dní
$\eta \times f_{cd}$	[MPa]	18.0	Zredukovaná pevnost pro porušení tlakem
$\nu \times f_{cd}$	[MPa]	9.5	Zredukovaná pevnost pro porušení smykem
$f_{ctk,0.05}$	[MPa]	2	Charakteristická pevnost v dostředném tahu , 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ctk,0.95}$	[MPa]	3.8	Charakteristická pevnost v dostředném tahu , 95% kvantil, stáří 28 dní
f_{ctm}	[MPa]	2.9	Průměrná pevnost v dostředném tahu , stáří 28 dní

		Třída cem.	t [den]																
			3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$f_{cm(t)}$	[MPa]	R	25.2	27.3	28.9	30.1	31.1	31.9	32.6	33.2	34.2	35.0	35.6	36.2	36.6	37.0	37.4	37.7	38.0
		N	22.7	25.2	27.0	28.4	29.6	30.6	31.4	32.1	33.3	34.3	35.1	35.7	36.3	36.8	37.2	37.6	38.0
		S	17.4	20.3	22.6	24.5	26.0	27.3	28.4	29.4	31.1	32.5	33.6	34.6	35.4	36.2	36.9	37.5	38.0
$f_{ck(t)}$	[MPa]	R	17.2	19.3	20.9	22.1	23.1	23.9	24.6	25.2	26.2	27.0	27.6	28.2	28.6	29.0	29.4	29.7	30.0
		N	14.7	17.2	19.0	20.4	21.6	22.6	23.4	24.1	25.3	26.3	27.1	27.7	28.3	28.8	29.2	29.6	30.0
		S	9.4	12.3	14.6	16.5	18.0	19.3	20.4	21.4	23.1	24.5	25.6	26.6	27.4	28.2	28.9	29.5	30.0
$f_{cd(t)}$	[MPa]	R	10.3	11.6	12.5	13.3	13.9	14.4	14.8	15.1	15.7	16.2	16.6	16.9	17.2	17.4	17.6	17.8	18.0
		N	8.8	10.3	11.4	12.3	13.0	13.5	14.0	14.5	15.2	15.8	16.2	16.6	17.0	17.3	17.5	17.8	18.0
		S	5.6	7.4	8.8	9.9	10.8	11.6	12.3	12.9	13.9	14.7	15.4	16.0	16.5	16.9	17.3	17.7	18.0
$f_{ctm(t)}$	[MPa]	R	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.4	2.5	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.9	2.9	2.9
		N	1.7	1.9	2.1	2.2	2.3	2.3	2.4	2.5	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.8	2.8	2.9	2.9
		S	1.3	1.6	1.7	1.9	2.0	2.1	2.2	2.2	2.4	2.5	2.6	2.6	2.7	2.8	2.8	2.9	2.9

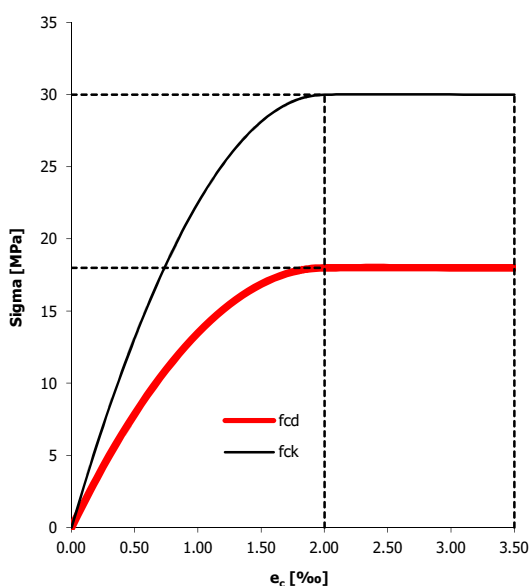
Deformační charakteristiky

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 čl. 3.1.3, čl. 3.1.4, obr. 3.3, obr. 3.4

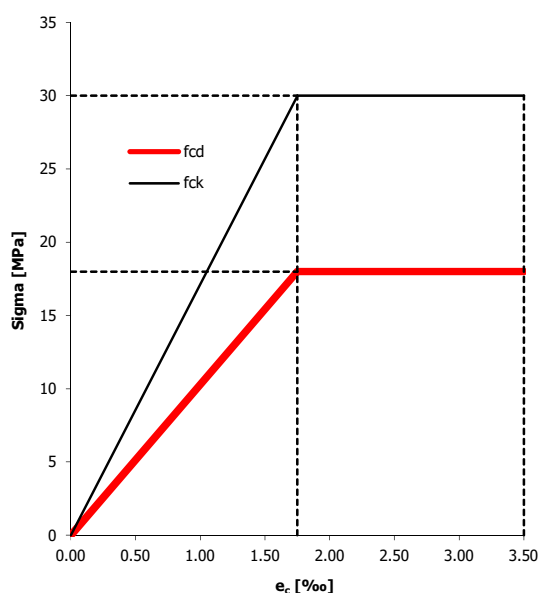
E_{cm}	[GPa]	33	Sečnový modul pružnosti, $\text{Sigma} = 0$ až $\text{Sigma} = 0.4 * f_{cm}$, stáří 28 dní
E_c	[GPa]	34.7	Tečnový modul pružnosti při $\text{Sigma} = 0$, stáří 28 dní
G_{cm}	[GPa]	13.8	Modul pružnosti ve smyku odvozený z E_{cm}
G_c	[GPa]	14.4	Modul pružnosti ve smyku odvozený z E_c
ϵ_{c1}	[‰]	2.20	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , obec. diagram
ϵ_{cu1}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, obec. diagram
ϵ_{c2}	[‰]	2.00	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , PR diagram
ϵ_{cu2}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, PR diagram
n	[1]	2	Exponent paraboly
ϵ_{c3}	[‰]	1.75	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , BL diagram
ϵ_{cu3}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, BL diagram
ν_1	[1]	0.2	Poissonův součinitel pro beton neporušený trhlinami
ν_2	[1]	0.0	Poissonův součinitel pro beton s trhlinami
α	[m/m/°]	0.00001	Součinitel teplotní roztažnosti

		Třída cem.	t [den]																
			3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$E_{cm(t)}$	[GPa]	R	29.2	29.9	30.4	30.8	31.1	31.3	31.5	31.7	32.0	32.2	32.4	32.5	32.6	32.7	32.8	32.9	33.0
		N	28.3	29.2	29.8	30.2	30.6	30.9	31.2	31.4	31.7	32.0	32.2	32.4	32.5	32.7	32.8	32.9	33.0
		S	26.1	27.4	28.2	28.9	29.4	29.9	30.2	30.6	31.1	31.5	31.8	32.1	32.3	32.5	32.7	32.9	33.0
$G_{cm(t)}$	[GPa]	R	12.2	12.5	12.7	12.8	12.9	13.1	13.1	13.2	13.3	13.4	13.5	13.5	13.6	13.6	13.7	13.7	13.8
		N	11.8	12.2	12.4	12.6	12.8	12.9	13.0	13.1	13.2	13.3	13.4	13.5	13.6	13.6	13.7	13.7	13.8
		S	10.9	11.4	11.8	12.0	12.3	12.5	12.6	12.7	12.9	13.1	13.3	13.4	13.5	13.6	13.6	13.7	13.8

Parabolicko-rectangulární (PR) prac. diagram



Bilineární (BL) prac. diagram



MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONU

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 a ČSN EN 1992-2

Třída betonu: **C 35/45**

Pevnostní charakteristiky

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 čl. 2.4.2.4, čl. 3.1.2, čl. 3.1.6, čl. 3.1.7, čl. 6.2.2, tab. 3.1 a viz ČSN EN 1992-2 čl. 3.1.6

γ_c	[1]	1.5	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
α_{cc}	[1]	0.9	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tlak
α_{ct}	[1]	1	Součinitel vlivu dlouhodobých účinků pro tah
λ	[1]	0.8	Součinitel účinné výšky tlačené oblasti pro MSÚ
η	[1]	1.0	Redukční součinitel účinné pevnosti v tlaku pro MSÚ
ν	[1]	0.5	Redukční součinitel pevnosti pro porušení smykem
f_{ck}	[MPa]	35	Charakteristická pevnost v tlaku válcová , 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ck,cube}$	[MPa]	45	Charakteristická pevnost v tlaku krychelná , 5% kvantil, stáří 28 dní
f_{cm}	[MPa]	43	Průměrná pevnost v tlaku válcová , stáří 28 dní
f_{cd}	[MPa]	21.0	Návrhová pevnost v tlaku válcová , 5% kvantil, stáří 28 dní
$\eta \times f_{cd}$	[MPa]	21.0	Zredukovaná pevnost pro porušení tlakem
$\nu \times f_{cd}$	[MPa]	10.8	Zredukovaná pevnost pro porušení smykem
$f_{ctk,0.05}$	[MPa]	2.2	Charakteristická pevnost v dostředném tahu , 5% kvantil, stáří 28 dní
$f_{ctk,0.95}$	[MPa]	4.2	Charakteristická pevnost v dostředném tahu , 95% kvantil, stáří 28 dní
f_{ctm}	[MPa]	3.2	Průměrná pevnost v dostředném tahu , stáří 28 dní

		Třída cem.	t [den]																
			3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$f_{cm(t)}$	[MPa]	R	28.5	30.9	32.7	34.1	35.2	36.1	36.9	37.6	38.7	39.6	40.3	40.9	41.5	41.9	42.3	42.7	43.0
		N	25.7	28.5	30.6	32.2	33.5	34.6	35.5	36.3	37.7	38.8	39.7	40.4	41.1	41.6	42.1	42.6	43.0
		S	19.7	23.0	25.6	27.7	29.4	30.9	32.2	33.3	35.2	36.7	38.0	39.1	40.1	41.0	41.7	42.4	43.0
$f_{ck(t)}$	[MPa]	R	20.5	22.9	24.7	26.1	27.2	28.1	28.9	29.6	30.7	31.6	32.3	32.9	33.5	33.9	34.3	34.7	35.0
		N	17.7	20.5	22.6	24.2	25.5	26.6	27.5	28.3	29.7	30.8	31.7	32.4	33.1	33.6	34.1	34.6	35.0
		S	11.7	15.0	17.6	19.7	21.4	22.9	24.2	25.3	27.2	28.7	30.0	31.1	32.1	33.0	33.7	34.4	35.0
$f_{cd(t)}$	[MPa]	R	12.3	13.8	14.8	15.7	16.3	16.9	17.3	17.7	18.4	18.9	19.4	19.8	20.1	20.3	20.6	20.8	21.0
		N	10.6	12.3	13.5	14.5	15.3	16.0	16.5	17.0	17.8	18.5	19.0	19.5	19.8	20.2	20.5	20.8	21.0
		S	7.0	9.0	10.6	11.8	12.8	13.7	14.5	15.2	16.3	17.2	18.0	18.7	19.3	19.8	20.2	20.6	21.0
$f_{ctm(t)}$	[MPa]	R	2.1	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.9	2.9	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1	3.2	3.2
		N	1.9	2.1	2.3	2.4	2.5	2.6	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.0	3.1	3.1	3.1	3.2	3.2
		S	1.5	1.7	1.9	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.0	3.1	3.2	3.2

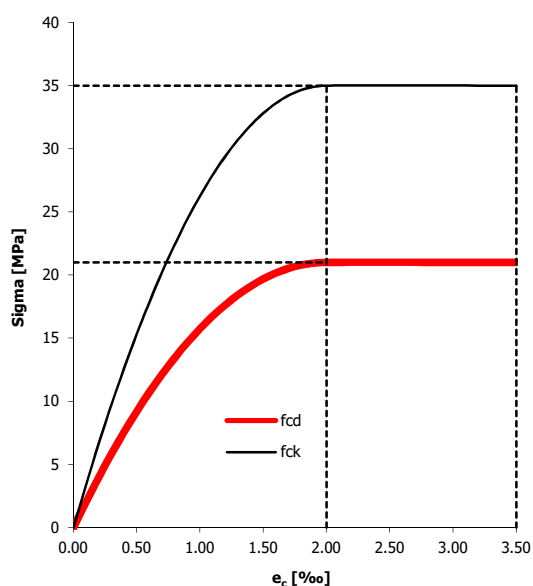
Deformační charakteristiky

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 čl. 3.1.3, čl. 3.1.4, obr. 3.3, obr. 3.4

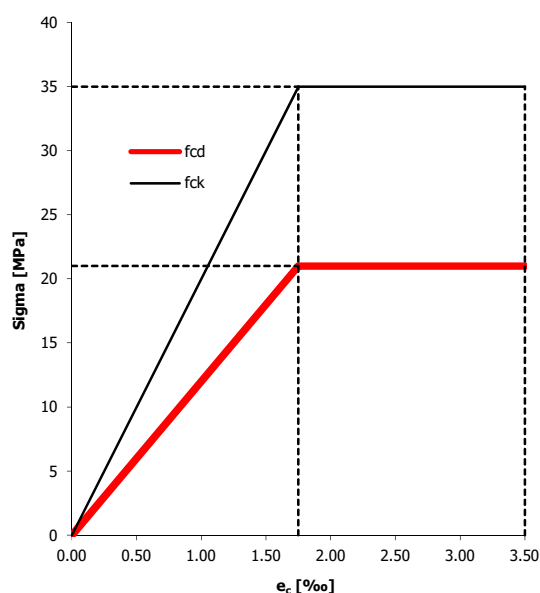
E_{cm}	[GPa]	34	Sečnový modul pružnosti, Sigma = 0 až Sigma = 0.4 * f_{cm} , stáří 28 dní
E_c	[GPa]	35.7	Tečnový modul pružnosti při Sigma = 0, stáří 28 dní
G_{cm}	[GPa]	14.2	Modul pružnosti ve smyku odvozený z E_{cm}
G_c	[GPa]	14.9	Modul pružnosti ve smyku odvozený z E_c
ϵ_{c1}	[‰]	2.25	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , obec. diagram
ϵ_{cu1}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, obec. diagram
ϵ_{c2}	[‰]	2.00	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , PR diagram
ϵ_{cu2}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, PR diagram
n	[1]	2	Exponent paraboly
ϵ_{c3}	[‰]	1.75	Poměrné stlačení betonu při dosažení maximálního napětí f_c , BL diagram
ϵ_{cu3}	[‰]	3.50	Poměrné stlačení betonu mezní, BL diagram
ν_1	[1]	0.2	Poissonův součinitel pro beton neporušený trhlinami
ν_2	[1]	0.0	Poissonův součinitel pro beton s trhlinami
α	[m/m/°]	0.00001	Součinitel teplotní roztažnosti

		Třída cem.	t [den]																
			3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
$E_{cm(t)}$	[GPa]	R	30.1	30.8	31.3	31.7	32.0	32.3	32.5	32.7	32.9	33.2	33.3	33.5	33.6	33.7	33.8	33.9	34.0
		N	29.1	30.1	30.7	31.2	31.5	31.9	32.1	32.3	32.7	33.0	33.2	33.4	33.5	33.7	33.8	33.9	34.0
		S	26.9	28.2	29.1	29.8	30.3	30.8	31.2	31.5	32.0	32.4	32.8	33.1	33.3	33.5	33.7	33.9	34.0
$G_{cm(t)}$	[GPa]	R	12.5	12.8	13.1	13.2	13.3	13.4	13.5	13.6	13.7	13.8	13.9	14.0	14.0	14.1	14.1	14.1	14.2
		N	12.1	12.5	12.8	13.0	13.1	13.3	13.4	13.5	13.6	13.7	13.8	13.9	14.0	14.0	14.1	14.1	14.2
		S	11.2	11.7	12.1	12.4	12.6	12.8	13.0	13.1	13.3	13.5	13.7	13.8	13.9	14.0	14.0	14.1	14.2

Parabolicko-rectangulární (PR) prac. diagram



Bilineární (BL) prac. diagram



MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY OCELI

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2.

Třída oceli:

B 500B

E_s	[GPa]	200	Modul pružnosti v tahu a tlaku
ρ	[kgm ⁻³]	7850	Objemová tíha

Pevnostní charakteristiky

γ_s	[1]	1.15	Součinitel materiálu pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci
f_{yk}	[MPa]	500	Charakteristická mez kluzu
f_{tk}	[MPa]	550	Charakteristická pevnost v tahu
$f_{tk}/f_{yk} = k$	[1]	1.100	Součinitel
f_{yd}	[MPa]	434.8	Výpočtová mez kluzu
f_{td}	[MPa]	481.9	Výpočtová pevnost v tahu

Deformační charakteristiky

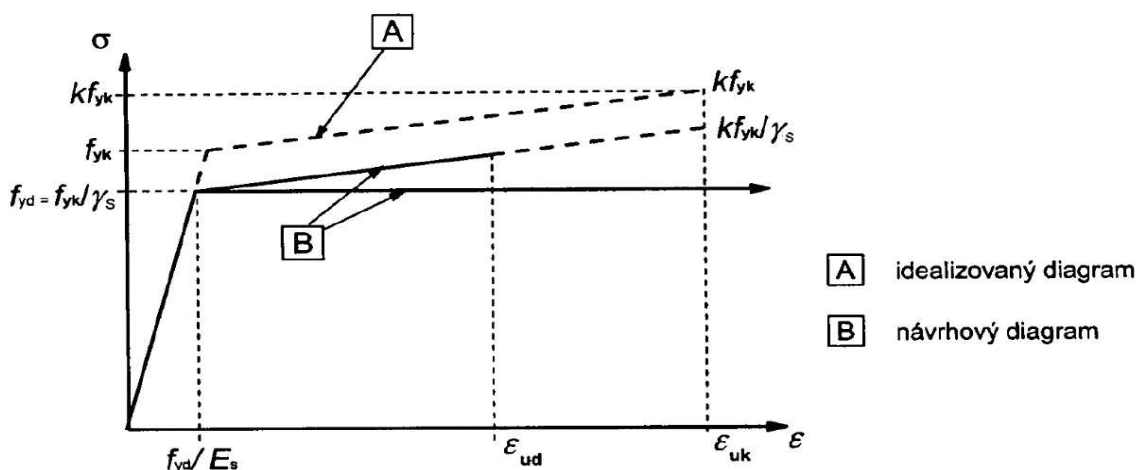
ϵ_{yk}	[‰]	2.5	Charakteristické protažení při dosažení f_{yk}
ϵ_{uk}	[‰]	50.0	Charakteristické mezní protažení (při f_{tk})
ϵ_{yd}	[‰]	2.2	Výpočtové protažení při dosažení f_{yd}
ϵ_{ud}	[‰]	45.0	Výpočtové mezní protažení (při f_{td})

Omezení napětí ve výztuži

$k_3 \times f_{yk} = 0.8 \times 500$ [MPa] 400.0 Maximální tah při **chrakteristické** komb. **bez** deformačních zatížení

$k_4 \times f_{yk} = 1.0 \times 500$ [MPa] 500.0 Max. tah při **chrakteristické** komb. **včetně** deformačních zatížení

Schéma pracovních diagramů betonářské oceli (pro tahu i tlaku)



MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY OCELI

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2 a ČSN EN 1993-2, kap. 6.1

Třída oceli:

S 355

E	[GPa]	210	Modul pružnosti v tahu a tlaku
G	[GPa]	81	Modul pružnosti ve smyku
ν	[1]	0.3	Poissonův součinitel
ρ	[kgm ⁻³]	7850	Objemová tíha

Pevnostní charakteristiky

γ_{M0}	[1]	1.00	Součinitel materiálu pro únosnost materiálu kteřekoliv třídy
γ_{M1}	[1]	1.10	Součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů
γ_{M2}	[1]	1.25	Součinitel materiálu pro únosnost při porušení oslab. prů. v tahu
γ_{M3}	[1]	1.25	Součinitel materiálu pro únosnost spojů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yk}	[MPa]	355	Charakteristická mez kluzu
f_{uk}	[MPa]	490	Charakteristická pevnost v tahu
f_{yd}	[MPa]	355	Výpočtová mez kluzu
f_{ud}	[MPa]	490	Výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yk}	[MPa]	335	Charakteristická mez kluzu
f_{uk}	[MPa]	470	Charakteristická pevnost v tahu
f_{yd}	[MPa]	335	Výpočtová mez kluzu
f_{ud}	[MPa]	470	Výpočtová pevnost v tahu

Specifikace použití pracovních diagramů jednotlivých materiálů:

- **Beton**

Pro statický výpočet byl použit bilineární (BL) pracovní diagram betonu.

- **Betonářská ocel**

Pro statický výpočet byl použit bilineární (BL) pracovní diagram betonářské oceli s konstantní větví.

2.2 Parametry zemin a hornin

Geotechnický průzkum nebyl k dispozici.

Byla uvažována zemina s následujícími parametry.

- **Typ zeminy:**

nesoudržná

- **Objemová tíha zeminy:**

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

- **Úhel vnitřního tření zeminy:**

$$\varphi = 30^\circ$$

2.3 Kombinace zatížení – obecně

Vzorec pro kombinace, které uvažují ve SV vychází z ČSN EN 1990 ed. 2.

- **Vzorec kombinace pro MSÚ:**

Viz ČSN EN 1990 ed. 2, vztah 6.10

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- **Vzorce kombinací pro mezní stavy STR a GEO:**

Rozhoduje méně příznivá kombinace z následujících dvou vzorců.

Viz ČSN EN 1990 ed. 2, vztah 6.10a a vztah 6.10b

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_P P \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Hodnoty součinitelů γ a ξ

ČSN EN 1990 ed. 2, tab. A2.4(B)

Součinitel	Hodnota
$\gamma_{G,sup}$	1.35
$\gamma_{G,inf}$	1.00
γ_Q	1.35*
ξ	0.85

*pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení:

proměnný vodorovný zemní tlak,
zvýšení složky zemního tlaku od dopravy,
zatížení větrem,
zatížení teplotou,
apod.,

je hodnota γ_Q rovna 1.50

Hodnoty součinitelů ψ pro mosty PK

ČSN EN 1990 ed. 2, tab. A2.1

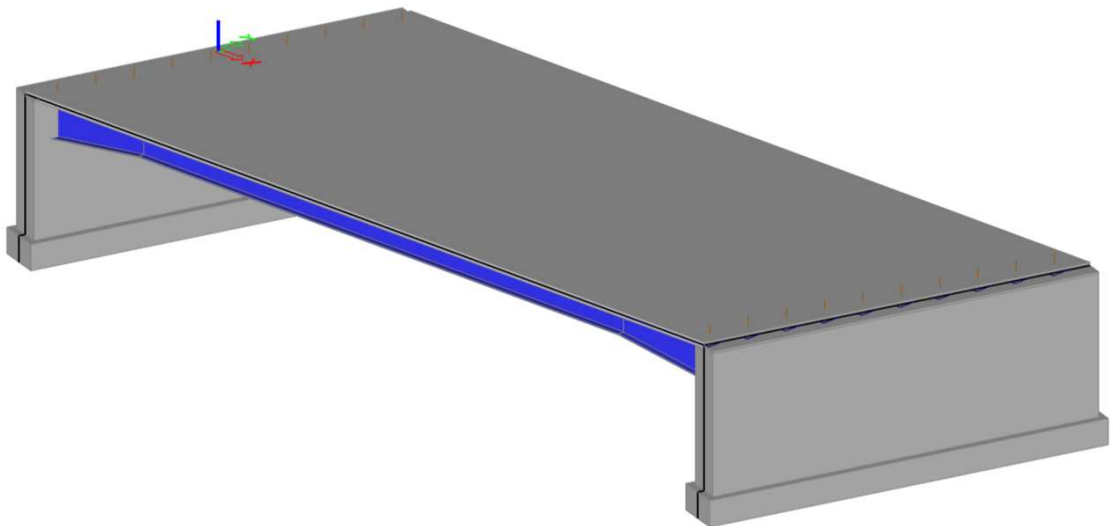
Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Zatížení dopravou	LM1	TS	0.75	0.75	0
		UDL	0.4	0.4	0
	LM3	0	-	0	
Zatížení teplotou	T_k	0.6	0.6	0.5	
Staveništní zatížení	Q_c	1.0	-	1.0	

3 Výpočtová část

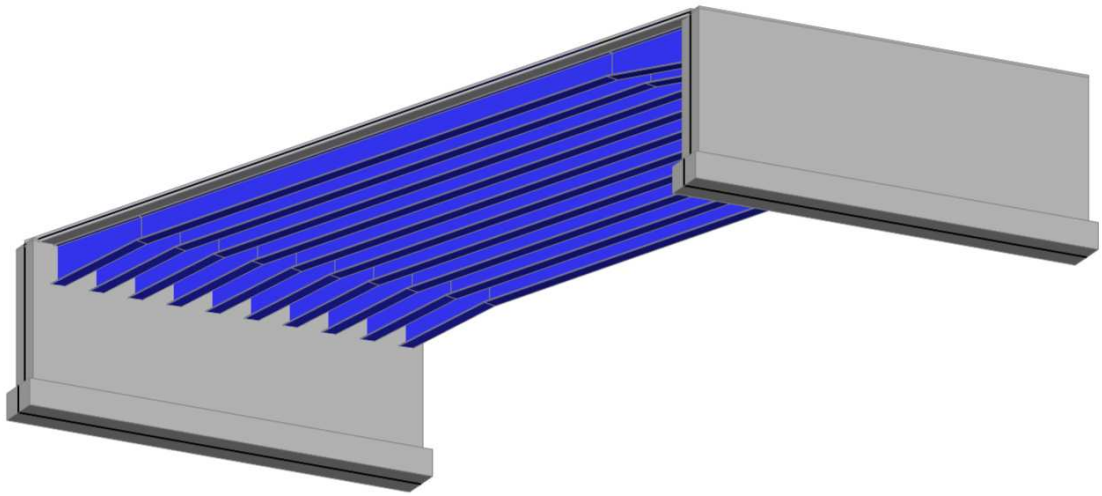
3.1 Model



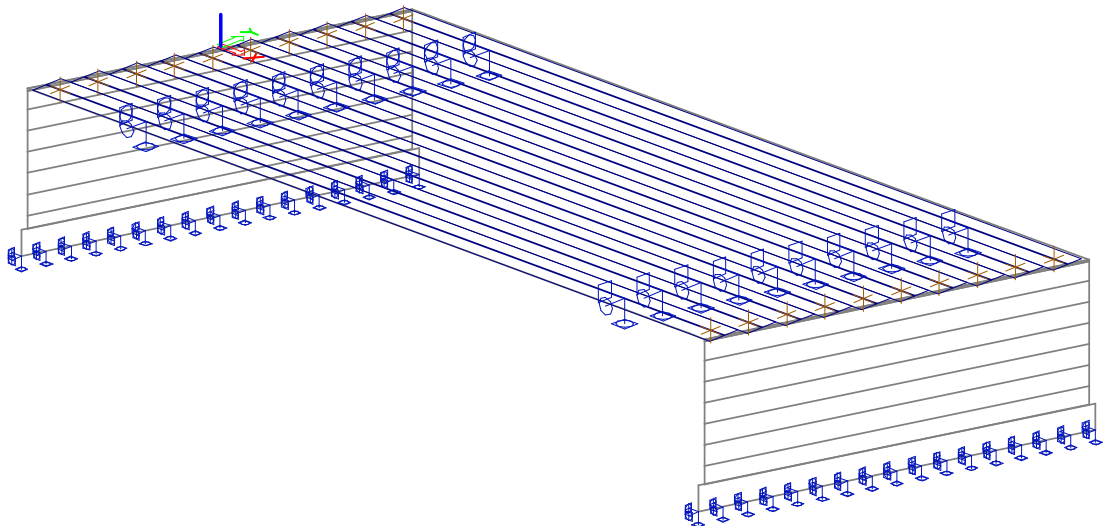
Model – pohled 1



Model – pohled 2



Model – pohled 3



Model – drátový

3.2 Typické průřezy

1. Prvky

Jméno	Průřez	Materiál	Délka [m]	Poč. uzel	Konc. uzel	Typ
B1	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N237	N236	žebro desky (92)
B2	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N256	N255	žebro desky (92)
B3	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N260	N259	žebro desky (92)
B4	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N264	N263	žebro desky (92)
B5	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N268	N267	žebro desky (92)
B6	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N272	N271	žebro desky (92)
B7	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N276	N275	žebro desky (92)
B8	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N280	N279	žebro desky (92)
B9	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N284	N283	žebro desky (92)
B10	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	S 355	41.018	N288	N287	žebro desky (92)

2. Plochy

Jméno	Vrstva	Typ	Typ prvku	Materiál	Typ tloušťky	Tl. [mm]
S12	Zaklad	skořepina (98)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	2200
S14	Zaklad	skořepina (98)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	2200
S35	Deska	deska (90)	Standard	C35/45-NW	konstantní	300
S63	Opera	deska (90)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	1600
S64	Opera	deska (90)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	1600
S65	Opera	deska (90)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	1600
S66	Opera	deska (90)	Standard	C30/37(EN1992-2)	konstantní	1600

3. Náběhy

Jméno	Dílec	Průřez	Pozice	Zarovnění	Dl.x [m]	Souř.
H1	B1	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H2	B2	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H3	B3	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H4	B4	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H5	B5	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H6	B6	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H7	B7	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H8	B8	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso
H9	B9	Nosník_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso

Jméno	Dílec	Průřez	Pozice	Zarovnání	Dl.x [m]	Souř.
H10	B10	Nosnik_1200 - I ng (1200; 400; 650; 50; 40; 20)	Oboustranný	výchozí	6.014	Abso

3.3 Data modelu

1. Průřezy


Nosník_1200		
Typ	I ng	
Detailní	1200; 400; 650; 50; 40; 20	
Typ tvaru	Tlustostěnný	
Materiál	S 355	
Výroba	obecný	
Barva	■	
Posudek rovinného vzpěru y-y, Posudek rovinného vzpěru z-z	d	d
A [m ²]	7.0700e-02	
A _y [m ²], A _z [m ²]	4.8043e-02	2.4365e-02
A _L [m ² /m], A _D [m ² /m]	4.4600e+00	4.4600e+00
C _{y,UCS} [mm], C _{z,UCS} [mm]		469
α [deg]	0.00	
I _y [m ⁴], I _z [m ⁴]	1.7194e-02	1.3583e-03
i _y [mm], i _z [mm]	493	139
W _{el,y} [m ³], W _{el,z} [m ³]	2.3506e-02	4.1795e-03
W _{pl,y} [m ³], W _{pl,z} [m ³]	3.0807e-02	6.9923e-03
M _{pl,y,+} [Nm], M _{pl,y,-} [Nm]	10936618.13	10936618.13
M _{pl,z,+} [Nm], M _{pl,z,-} [Nm]	2482248.75	2482248.75
d _y [mm], d _z [mm]	0	0
I _t [m ⁴], I _w [m ⁶]	3.6215e-05	0.0000e+00
β _y [mm], β _z [mm]	207	0
Obrázek		

Vysvětlivky symbolů	
A	Plocha
A _y	Smyková plocha ve směru hlavní osy y
A _z	Smyková plocha ve směru hlavní osy z
A _L	Obvodový povrch na jednotku délky
A _D	Vysýchající povrch na jednotku délky
C _{y,UCS}	Souřadnice těžiště ve směru osy Y zadávacího systému
C _{z,UCS}	Souřadnice těžiště ve směru osy Z zadávacího systému
I _{y,LCS}	Moment setrvačnosti kolem osy YLSS
I _{z,LCS}	Moment setrvačnosti kolem osy ZLSS
I _{yz,LCS}	Moment setrvačnosti I _{yz} v LSS
α	Úhel pootočení hlavní osy
I _y	Moment setrvačnosti kolem hlavní osy y
I _z	Moment setrvačnosti kolem hlavní osy z
i _y	Poloměr setrvačnosti kolem hlavní osy y
i _z	Poloměr setrvačnosti kolem hlavní osy z

Vysvětlivky symbolů	
W _{el,y}	Pružný modul průřezu k hlavní ose y
W _{el,z}	Pružný modul průřezu k hlavní ose z
W _{pl,y}	Plastický modul průřezu k hlavní ose y
W _{pl,z}	Plastický modul průřezu k hlavní ose z
M _{pl,y,+}	Plastický moment kolem hlavní osy y pro kladný moment M _y
M _{pl,y,-}	Plastický moment kolem hlavní osy y pro záporný moment M _y
M _{pl,z,+}	Plastický moment kolem hlavní osy z pro kladný moment M _z
M _{pl,z,-}	Plastický moment kolem hlavní osy z pro záporný moment M _z
d _y	Souřadnice středu smyku ve směru hlavní osy y měřená od těžiště - Nespočteno nebo zjednodušeno
d _z	Souřadnice středu smyku ve směru hlavní osy z měřená od těžiště - Nespočteno nebo zjednodušeno
I _t	Moment setrvačnosti v prostém kroucení - Nespočteno nebo zjednodušeno
I _w	Výsečový moment setrvačnosti - Nespočteno nebo zjednodušeno
β _y	Mono-symetrická konstanta kolem hlavní osy y
β _z	Mono-symetrická konstanta kolem hlavní osy z

2. Materiály




Ocel EC3

Jméno	ρ [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	μ	Dolní mez [mm]	Horní mez [mm]	F_y [MPa]	F_u [MPa]	Barva
		G_{mod} [MPa]	α [m/mK]					
S 355	7850.00	2.1000e+05	0.3	0	40	355.0	490.0	
		8.0769e+04	0.01e-003	40	80	335.0	470.0	

Výztuž EC2

Jméno	Typ	ρ [kg/m ³]	E_{mod} [MPa]	G_{mod} [MPa]	α [m/mK]	$f_{y,k}$ [MPa]
B 500B	Výztužná ocel	7850.00	2.0000e+05	8.3333e+04	0.01e-003	500.0

Beton EN 1992-2

Jméno	Typ	Jednotková hmotnost [kg/m ³]	E [MPa]	Poisson - nu	G [MPa]	Tep.roztaž. [m/mK]	Barva
C30/37(EN1992-2)	Beton	2500.00	3.2800e+04	0.2	1.3667e+04	0.01e-003	
C35/45(EN1992-2)	Beton	2500.00	3.4100e+04	0.2	1.4208e+04	0.01e-003	
C35/45-NW	Beton	0.00	3.4100e+04	0.2	1.4208e+04	0.01e-003	

3.4 Zatížení

3.4.1 Stálé zatížení

VLASTNÍ TÍHA NOSNÉ KONSTRUKCE

Viz ČSN EN 1991-1-1

Použitý beton: **Železový**

γ	2500	[kg/m ³]	Objemová hmotnost
----------	------	----------------------	-------------------

Použitá ocel:

γ	7850	[kg/m ³]	Objemová hmotnost
----------	------	----------------------	-------------------

Char. hodnoty

Část KCE	Množství	Rozměry			Obj./ks	Objem celkem	Objem. Tíha	Tíha
		x	y	z	V	ΣV	γ	G
	[ks]	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[m ³]	[kN/m ³]	[kN]
Základy	2	2.200	19.707	1.250	54.2	108.4	24.5	2658.2
Opěry	2	1.600	19.076	6.722	205.2	410.3	24.5	10063.5
NK	1	42.700	18.150	0.300	232.5	232.5	24.5	5702.1
Nosníky	10	41.017	-	-	3.0	29.6	77.0	2280.3
Celkem								20704.1

OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Viz ČSN EN 1991-1-1

ŘÍMSA

Použitý beton: **Železový**

γ	25	[kN/m ³]	Objemová tíha
----------	----	----------------------	---------------

Integrace zatížení pro prutový a plošný model, char. hodnoty

Římsa vlevo				Římsa vpravo				Celkem	
Plocha	Přesah na NK	Rovn. zat.		Plocha	Přesah na NK	Rovn. zat.		Plocha	Rovn. zat.
A	w	g	g'	A	w	g	g'	A	g
[m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN/m]
0.439	0.450	11.0	24.4	0.578	1.200	14.45	12.04	1.017	25.43

VOZOVKA

Viz čl. 2.1, čl. 5.2.3

Integrace zatížení pro prutový a plošný model, char. hodnoty

Vrstva	Objemová tíha		Tloušťka	Šířka	Rovn. zat. min.			Rovn. zat. max.		
	γ_{min}	γ_{max}	h	w	Odch.	g_{min}	g'_{min}	Odch.	g_{max}	g'_{max}
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[mm]	[m]	[%]	[kN/m]	[kN/m ²]	[%]	[kN/m]	[kN/m ²]
SMA	18	22	40	16.5	-20	9.5	0.6	+40	20.3	1.2
AC	24	25	50	16.5	-20	15.8	1.0	+40	28.9	1.8
MA	24	25	40	16.5	-20	12.7	0.8	+40	23.1	1.4
AIP	23	23	5	16.5	-20	1.5	0.1	+40	2.7	0.2
Celkem						39.5	2.40		75.0	4.54

SVODIDLO

Integrace zatížení pro prutový a plošný model, char. hodnoty

g_L	1.5	[kN/m]	Tíha svodidla vlevo
g_R	1	[kN/m]	Tíha svodidla vpravo
g	2.5	[kN/m]	Tíha svodidla celkem

ZÁBRADLÍ

Integrace zatížení pro prutový a plošný model, char. hodnoty

g_R	1	[kN/m]	Tíha zábradlí vpravo
g	1	[kN/m]	Tíha zábradlí celkem

CELKEM OSTATNÍ STÁLÉ ZATÍŽENÍ

Integrace zatížení pro prutový, char. hodnoty

$g_{min,k}$	$g_{max,k}$
[kN/m]	[kN/m]
68.5	103.9

STÁLÉ ZATÍŽENÍ ČERSTVÝM BETONEM

Viz ČSN EN 1991-1-1, tab. A.1

Objemová tíha čerstvého betonu spřahující deky

γ	2600	[kg/m ³]	Objemová hmotnost
----------	------	----------------------	-------------------

Tloušťka ŽB desky:

h	0.3	[m]
---	-----	-----

g	7.7	[kN/m ²]
---	-----	----------------------

CELKEM STÁLÉ ZATÍŽENÍ ČERSTVÝM BETONEM

Integrace zatížení pro prutový model, char. hodnoty

Šířka NK	Rovn. zat.	
w_{NK}	g_k	g_k'
[m]	[kN/m ²]	[kN/m]
18.15	7.7	138.9

SMRŠŤOVÁNÍ

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, čl. 3.1.4

LEGENDA:

f_{ck}	Charakteristická válcová pevnost betonu ve 28 dnech
A	Plocha příčného řezu
u	Obvod příčného řezu
h_0	Náhradní rozměr příčného řezu
L	Dilatační délka
RH	Relativní vlhkost
t_s	Stáří betonu na začátku smršťování vysycháním (na konci ošetřování betonu)
t	Stáří betonu v uvažovaném okamžiku
k_h	Součinitel
β_{ds}	Součinitel
$\epsilon_{cd,0}$	Smršťování vysycháním na začátku smršťování vysycháním
$\epsilon_{cd}(t)$	Smršťování vysycháním v uvažovaném okamžiku
ΔL_{cd}	Smršťování vysycháním v uvažovaném okamžiku
$\beta_{as}(t)$	Součinitel
$\epsilon_{ca,fin}$	Celkové možné autogenní smršťování
$\epsilon_{ca}(t)$	Autogenní smršťování v uvažovaném okamžiku
$\Delta L_{ca}(t)$	Autogenní smršťování v uvažovaném okamžiku
$\epsilon_{cs}(t)$	Celkové smršťování v uvažovaném okamžiku
$\Delta L_{cs}(t)$	Celkové smršťování v uvažovaném okamžiku

NK

Parametry materiálu		Třída betonu		C 35/45
		f_{ck}	[MPa]	35
Parametry průřezu, dil. délka		A	[m ²]	5.445
		u	[m]	36.900
		h_0	[mm]	295
		L	[m]	42.00
Parametry prostředí		RH	[%]	80
Stáří		t_s	[den]	3
		t	[den]	36500
Smršťování (char. hodnoty)	Od vysychání	k_h	[1]	0.75
		β_{ds}	[1]	0.9945
		$\epsilon_{cd,0}$	[mm/m]	0.0750
		$\epsilon_{cd}(t)$	[mm/m]	0.0563
		$\Delta L_{cd}(t)$	[mm]	2.36
		Autogenní	$\beta_{as}(t)$	[1]
	$\epsilon_{ca,fin}$		[mm/m]	0.0625
	$\epsilon_{ca}(t)$		[mm/m]	0.0625
	$\Delta L_{ca}(t)$		[mm]	2.63
	Celkové	$\epsilon_{cs}(t)$	[mm/m]	0.1188
		$\Delta L_{cs}(t)$	[mm]	4.99

ZEMNÍ TLAK ZA OPĚROU

Viz ČSN EN 1997-1, ČSN EN 1990 ed. 2, ČSN 730037

PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

Uvažovány následující předpoklady:

- Svislý rub opěry
- Vodorovný terén za opěrou
- Trojúhelníkové rozdělení napětí za opěrou
- Nesoudržná propustná zemina

NÁVRHOVÝ POSTUP

V souladu s ČSN EN 1990 ed. 2, čl. A2.3.1(5) a NA2.16 se použije **návrhový přístup 2** dle ČSN EN 1997-1, čl. 2.4.7.3.4 a příloha A, tabulka A.4

tj. součinitele materiálu mají hodnotu $\gamma_M = 1.0$

POUŽITÉ VZTAHY

Viz ČSN EN 1997-1, čl. 9.5.1, čl. 9.5.2 a ČSN 730037, čl. 47

$$\begin{aligned}\gamma_d &= \gamma_k \times \gamma_M \\ \varphi_d &= \varphi_k \times \gamma_M \\ K_o &= (1 - \sin\varphi_d) \times OCR^{0.5} \\ \sigma_z &= \gamma_d \times z \\ \sigma_o(z) &= \sigma_z \times K_o\end{aligned}$$

PARAMETRY ZEMINY

Viz ČSN EN 1997-1, čl. 9.5.1

γ_k	20	[kN/m ³]	Tíha zeminy, char. hodnota
γ_d	20	[kN/m ³]	Tíha zeminy, návrh. hodnota
φ_k	30	[°]	Efektivní úhel vnitřního tření, char. hodnota
φ_d	30	[°]	Efektivní úhel vnitřního tření, návrh. hodnota
OCR	1	[1]	Součinitel prekonsolidace
K_o	0.5	[1]	Součinitel tlaku v klidu

ZEMNÍ TLAK

Viz ČSN EN 1997-1, čl. 9.5.2

Návrh. hodnoty

z	σ_z	$\sigma_o(z)$	$s_o(z)$
[m]	[kPa]	[kPa]	[kN/m ²]
0.000	0.0	0.0	0.0
1.000	20.0	10.0	10.0
2.000	40.0	20.0	20.0
3.000	60.0	30.0	30.0
4.000	80.0	40.0	40.0
5.000	100.0	50.0	50.0
6.000	120.0	60.0	60.0
6.637	132.7	66.4	66.4
6.872	137.4	68.7	68.7
7.887	157.7	78.9	78.9
8.122	162.4	81.2	81.2

3.4.2 Proměnné zatížení

ZATÍŽENÍ DOPRAVOU – PRAVÝ MOST

Viz ČSN EN 1991-2 ed. 2

Skupina pozemní komunikace

1 Viz čl. NA.2.12

Třída pozemní komunikace

Dálnice, rychlostní komunikace a vybrané trasy

VOZOVKA A CHODNÍK

Viz čl. 4.2.3, čl. A.3

Vozovka

w	16.5	[m]	Šířka vozovky mezi obrubníky
n	5	[ks]	Počet zatěžovacích pruhů
w ₁	3	[m]	Šířka zatěžovacího pruhu
w _r	1.5	[m]	Šířka zbývající plochy

Chodník

w _{pl}	0	[m]	Šířka chodníku vlevo
w _{pr}	0.75	[m]	Šířka chodníku vpravo

ROZNÁŠENÍ SOUSTŘEDĚNÝCH ZATÍŽENÍ

Viz čl. 4.3.6, čl. 4.9.1

h ₁	0.285	[m]	Tloušťka rozn. mimo násyp
b	0.285	[m]	Šířka roznosu

LM1

Viz čl. 4.3.1, čl. 4.3.2, čl. NA.2.12, tab. NA.1

Trvalá návrhová situace

Zahrnuje dynamické účinky

Poloha		Základní hodnoty		Regulační souč.		Výsl. char. hod.	
		TS	UDL			Návrhová situace	
		1 x náp.				Trvalá	
		Q	q	α_Q	α_q	1 x náp.	q
		[kN]	[kN/m ²]	[1]	[1]	[kN]	[kN/m ²]
Pruh	1	300	9	1	1	300	9
	2	200	2.5	1	2.4	200	6
	3	100	2.5	1	1.2	100	3
	Ostatní	-	2.5	-	1.2	-	3
Zbývající plocha		-	2.5	-	1.2	-	3

Integrace zatížení pro prutový model, char. hodnoty

Návrhová situace	
Trvalá	
1 x náp.	q
Q	
[kN]	[kN/m]
600	76.5

Roznos soustředěných zatížení pro deskový model, char. hodnoty

Poloha		Roznesená plocha						Výsl. plocha	Náv. sit.
		1 x kolo		2 x kolo		4 x kolo			Trv.
		(bez překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		1 x kolo	
		Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.	q	
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]
Pruh	1	0.97	0.97					0.94	159.42
	2	0.97	0.97					0.94	106.28
	3	0.97	0.97					0.94	53.14

LM3

Viz čl. 4.3.4, příloha A, čl. A.2, NA.2.16

Dočasná návrhová situace

Dynamické účinky vyjádřeny dynamickým součinitelem

Varianta 1

Označení		3000/240
Celková tíha	[kN]	3000
Tíha na nápravu	[kN]	120
První	[kN]	240
Ostatní	[kN]	
Počet náprav	[ks]	13
Vzdálenost náprav	[m]	1.5
Počet kol na náp.	[ks]	3
Poloha		V ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů, odchylka polohy ±0.5 m
Rychlost		Nízká (5 km/h)
Dyn. součinitel	[1]	1.05
Ostatní zatížení		Jedná se o jediné vozidlo na mostě

Roznos soustředěných zatížení pro deskový model, char. hodnoty, bez dyn. souč.

Roznesená plocha - první náprava						Výsl. plocha	2 x kolo
1 x kolo		2 x kolo		všechna k.			
(bez překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		plocha	q
Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.		
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]
1.77	0.72	3.27	0.72			2.35	50.97

Roznos soustředěných zatížení pro deskový model, char. hodnoty, bez dyn. souč.

Roznesená plocha - ostatní nápravy						Výsl. plocha	3 x kolo
1 x kolo		3 x kolo		všechna k.			
(bez překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		plocha	q
Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.		
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]
1.77	0.72	4.77	0.72			3.43	69.88

Varianta 2

Označení		1800/200
Celková tíha	[kN]	1800
Tíha na nápravu	[kN]	200
Počet náprav	[ks]	9
Vzdálenost náprav	[m]	1.5
Počet kol na náp.	[ks]	2
Poloha		Na zatěžovacím pruhu 1
Rychlost		Normální (70 km/h)
Dyn. součinitel	[1]	1.25 nebo přesněji dle ČSN 73 6222
Ostatní zatížení		V zatěž. pruhu 2 a dalších rovnoměrné zatížení UDL od LM1 ve výs. ch. hodnotách bez soustředěných zatížení dvojnápravy TS

Roznos soustředěných zatížení pro deskový model, char. hodnoty, s dyn. souč.

Roznesená plocha						Výsl. plocha	2 x kolo
1 x kolo		2 x kolo		všechna k.			
(bez překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		(při překryvu ploch)		plocha	q
Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.	Př. sm.	Pod. sm.		
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ²]
1.77	0.72	3.27	0.72			2.35	106.18

ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Viz ČSN EN 1991-1-5

PARAMETRY KONSTRUKCE

Viz čl. 6.1.1.

Konstrukční typ: Ocelobetonová nosná konstrukce

Teplotní typ: 2

ROVNOMĚRNÁ SLOŽKA TEPLoty

Viz čl. 6.1.3.1, čl. 6.1.3.2, obr. NA.1, obr. NA.2

T_{min}	-32	[°C]	Minimální teplota vzduchu ve stínu
T_{max}	40	[°C]	Maximální teplota vzduchu ve stínu
$T_{e,min}$	-27.5	[°C]	Minimální rovnoměrná složka teploty mostu
$T_{e,max}$	44.5	[°C]	Maximální rovnoměrná složka teploty mostu
T_0	10	[°C]	Výchozí teplota konstrukce
$\Delta T_{N,con}$	37.5	[°C]	Rozsah rovnoměrné teploty při zkrácení
$\Delta T_{N,exp}$	34.5	[°C]	Rozsah rovnoměrné teploty při prodloužení

ROZDÍLOVÁ SLOŽKA TEPLoty (LINEÁRNÍ A NELINEÁRNÍ)

Viz čl. 6.1.4.2, obr. 6.2b

TD: Teplotní typ 2

Byl použit zjednodušený postup viz obr. 6.2b.

ΔT^-	10	[°C]	Součet lineární a nelineární složky tep. při ochlazení
ΔT^+	10	[°C]	Součet lineární a nelineární složky tep. při oteplení

SOUČASNÉ PŮSOBENÍ ROVNOMĚRNÉ A ROZDÍLOVÉ SLOŽKY TEPLoty

Viz čl. 6.1.5

Vzorec (kombinace)	Veličina	Hodnota [°C]	Σ [°C]
$\Delta T^- + \omega_N \times \Delta T_{N,con}$	ΔT^- $\omega_N \times \Delta T_{N,con}$	-10.00 -13.13	-23.13
$\Delta T^+ + \omega_N \times \Delta T_{N,exp}$	ΔT^+ $\omega_N \times \Delta T_{N,exp}$	10.00 12.08	22.08
$\omega_M \times \Delta T^- + \Delta T_{N,con}$	$\omega_M \times \Delta T^-$ $\Delta T_{N,con}$	-7.50 -37.50	-45.00
$\omega_M \times \Delta T^+ + \Delta T_{N,exp}$	$\omega_M \times \Delta T^+$ $\Delta T_{N,exp}$	7.50 34.50	42.00

kde

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

Poznámka

Ve výpočetním modelu byly z důvodu zjednodušení uvažovány pouze Σ dílčích kombinací teplotního zatížení.

PŘÍRUSTEK ZEMNÍHO TLAKU OD DOPRAVY

Viz ČSN EN 1997-1, ČSN EN 1991-2 ed. 2, ČSN EN 1990 ed. 2, ČSN 730037

PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

Uvažovány následující předpoklady:

Svislý rub opěry

Vodorovný terén za opěrou

Rovnoměrné rozpětí napětí za opěrou

Nesoudržná propustná zemina

Zatížení LM1 a Vn zatěžuje opěry v celé šířce

Šířkově omezené zatížení LM3, Vr a Ve redukováno v souladu s ČSN 730037, čl. 54

NÁVRHOVÝ POSTUP, POUŽITÉ VZTAHY, PARAMETRY ZEMINY

Viz zemní tlak za opěrou

PARAMETRY ZATÍŽENÍ

Náhradní plocha zatížení viz ČSN EN 1991-2 ed. 2, čl. 4.9.1 a NA.2.39, tab. NA.6

L_d	5	[m]	Délka přechodové desky
-------	---	-----	------------------------

LM1	TS	Q_{sum}	1200	[kN]	Celková tíha náprav
		n	3	[ks]	Počet jízdnic pruhů
		w	9	[m]	Šířka náhradní plochy pro roznoš
		L	4.5	[m]	Délka náhradní plochy pro roznoš
		A	40.5	[m ²]	Velikost plochy pro roznoš
		q_{TS}	29.6	[kN/m ²]	Náhradní rovnoměrné zatížení
		Δh	1.48	[m]	... převedené na "nadrássep"
	UDL	q_1	9	[kN/m ²]	Rovn. zatížení v pruhu 1
		w_1	3	[m]	Šířka pruhu 1
		q_2	6	[kN/m ²]	Rovn. zatížení v pruhu 2
		w_2	3	[m]	Šířka pruhu 2
		q_3	3	[kN/m ²]	Rovn. zatížení v pruhu 3
		w_3	3	[m]	Šířka pruhu 3
		q_i	3	[kN/m ²]	Rovn. zatížení v ostatních pruzích
		Σw_i	6	[m]	Celk. šířka ostatních pruhů
		q_r	3	[kN/m ²]	Rovn. zatížení na zbývající ploše
		w_r	1.5	[m]	Šířka zbývající plochy
		q_{UDL}	4.6	[kN/m ²]	Náhradní rovnoměrné zatížení
		Δh	0.2	[m]	... převedené na "nadrássep"
q		34.3	[kN/m ²]	Celkové náhradní rovnoměrné zatížení	
Δh		1.71	[m]	... převedené na "nadrássep"	
LM3	Q_{sum}	3000	[kN]	Celková tíha vozidla	
		w	4.5	[m]	Šířka náhradní plochy pro roznoš
		L	18	[m]	Délka náhradní plochy pro roznoš
		A	81	[m ²]	Velikost plochy pro roznoš
		q	37.0	[kN/m ²]	Náhradní rovnoměrné zatížení
		Δh	1.85	[m]	... převedené na "nadrássep"
		Q_{sum}	1800	[kN]	Celková tíha vozidla
	w		3	[m]	Šířka náhradní plochy pro roznoš
	L		13	[m]	Délka náhradní plochy pro roznoš
	A		39	[m ²]	Velikost plochy pro roznoš
	q		46.2	[kN/m ²]	Náhradní rovnoměrné zatížení
	Δh		2.31	[m]	... převedené na "nadrássep"

PŘÍRUSTEK ZEMNÍHO TLAKU

Char. hodnoty

Param. opěry	Označení			OP1	OP2
	Výška	h	[m]	8.122	7.887
Šířka	b	[m]	19.076	19.076	
Param smyk. plochy pro aktivní tlak	ζ	[°]	60	60	
	x	[m]	4.69	4.55	
Souč. uvaž. tlaku	K _{oa}	[1]	0.417	0.417	
Přírustek zemního tlaku	Δσ	LM1	[kPa]	14.3	14.3
			[kN/m]	272.4	272.4
			[kN]	2212.1	2148.1
		LM3 - 3000/240	[kPa]	5.0	5.1
			[kN/m]	95.5	97.4
			[kN]	775.3	790.7
		LM3 - 1800/200	[kPa]	4.7	4.8
			[kN/m]	88.9	90.9
			[kN]	722.1	716.9

Přerozdělení přírustku zem. tl. v poměru pro jednotlivá vozidla LM1 - TS pro výpočetní model

Označení			OP1			OP2		
Vozidlo			TS1	TS2	TS3	TS1	TS2	TS3
Poměr (3:2:1)			3	2	1	3	2	1
Δσ	LM1	[kPa]	7.1	4.8	2.4	7.1	4.8	2.4
		[kN/m]	136.2	90.8	45.4	136.2	90.8	45.4
		[kN]	1106.0	737.4	368.7	1074.0	716.0	358.0

STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ

Viz ČSN EN 1991-1-6, čl. 2.2, čl. 4.11

Jedná se o proměnné zatížení

OSOBY A RUČNÍ NÁŘADÍ

$q_{ca,k}$	1.0	[kN/m ²]
------------	-----	----------------------

PŘEMÍSTITELNÁ SKLÁDKA

Není uvažováno

DOČASNÉ VYBAVENÍ

$q_{cc,k}$	0.5	[kN/m ²]
------------	-----	----------------------

PŘEMÍSTITELNÉ TĚŽKÉ STROJNÍ ZAŘÍZENÍ A VYBAVENÍ

Není uvažováno

KUMULACE ODPADNÍCH MATERIÁLŮ

Není uvažováno

ZATÍŽENÍ Z ČÁSTÍ KONSTRUKCE V DOČASNÝCH SITUACÍCH

Není uvažováno

STAVENIŠTNÍ ZATÍŽENÍ CELKEM

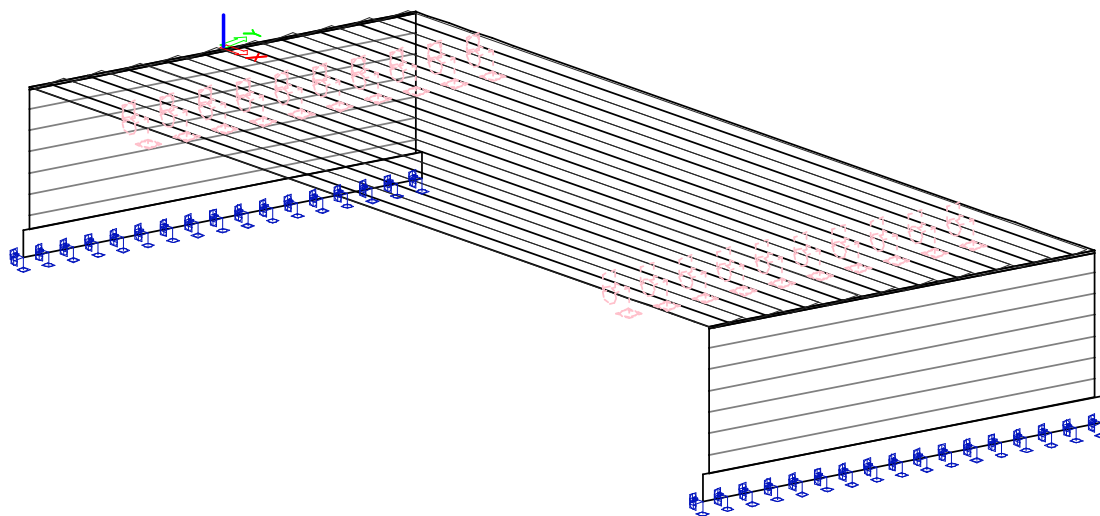
char. hodnota

$q_{c,k}$	1.5	[kN/m ²]
-----------	-----	----------------------

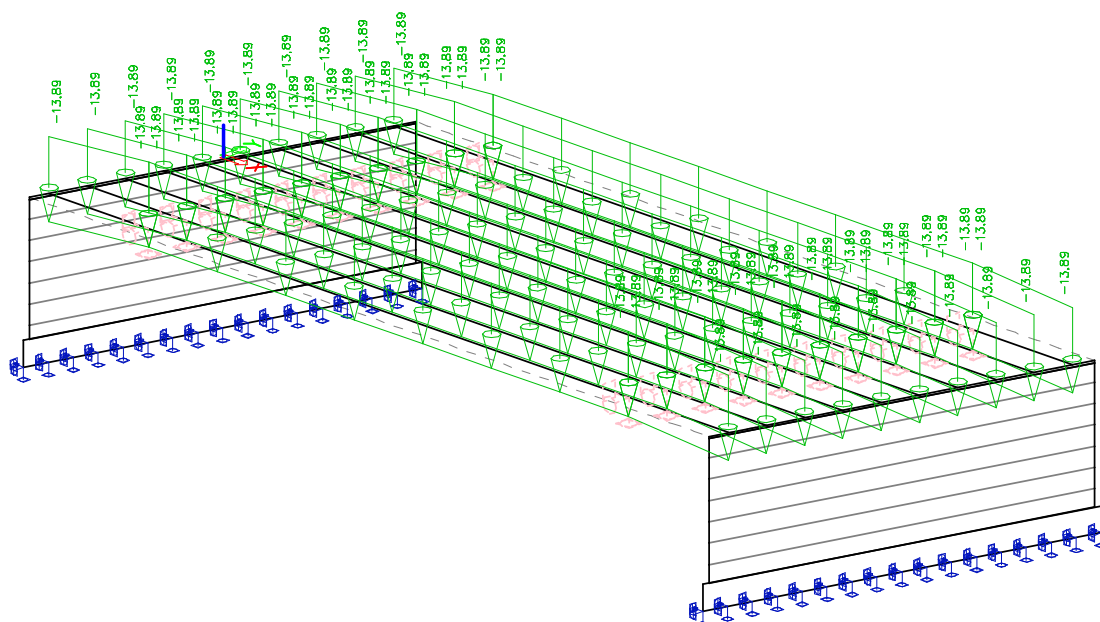
Integrace zatížení pro prutový model, char. hodnoty

Šířka NK	Rovn. zat.	
w_{NK}	$q_{c,k}$	$q_{c,k}'$
[m]	[kN/m ²]	[kN/m]
18.15	1.5	27.2

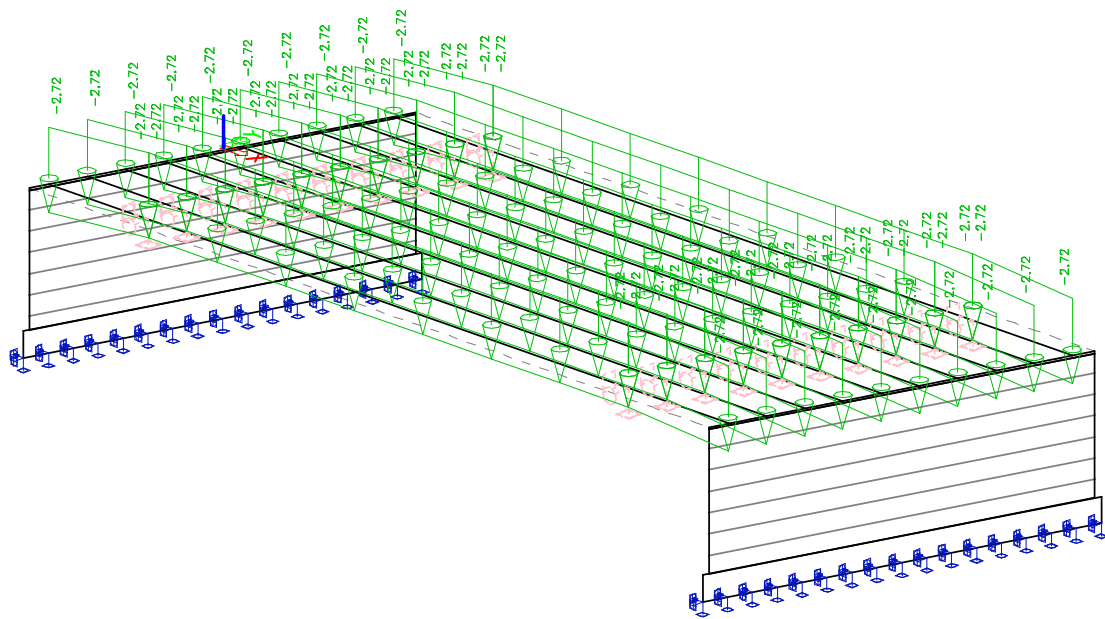
3.4.3 Zatížení na výpočetním modelu (výběr)



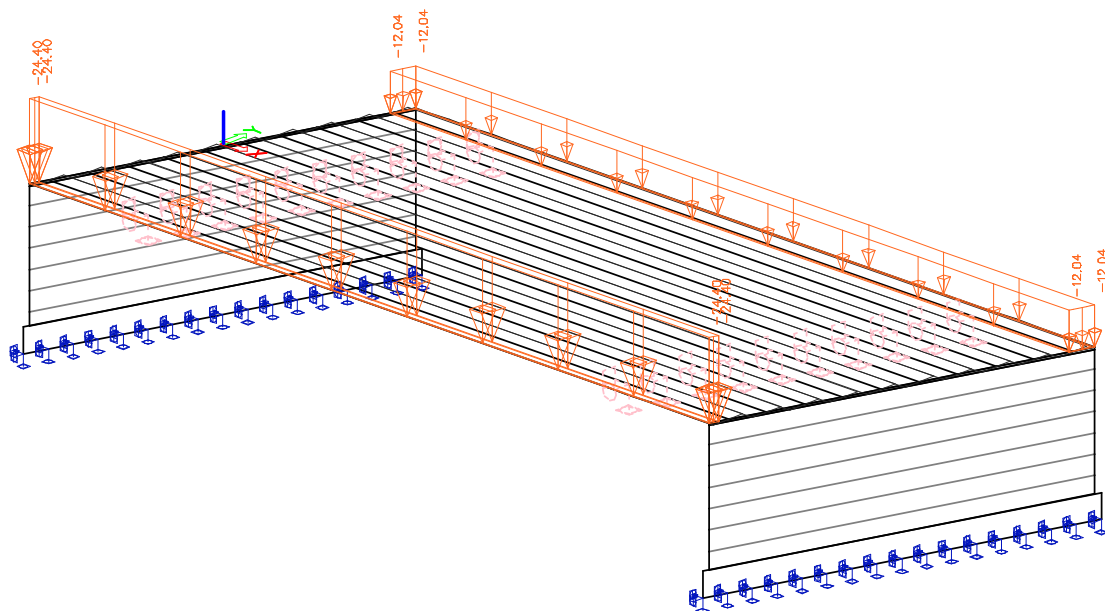
Obrázek č. 1 – Stálé zatížení – vlastní tíha NK



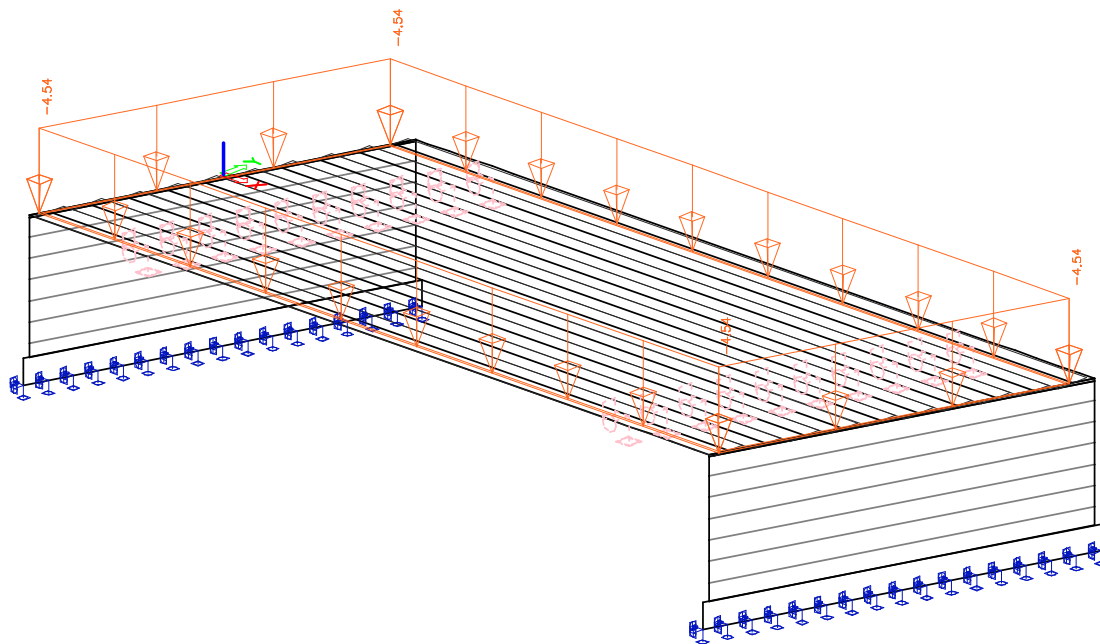
Obrázek č. 2 – Stálé zatížení – betonáž desky



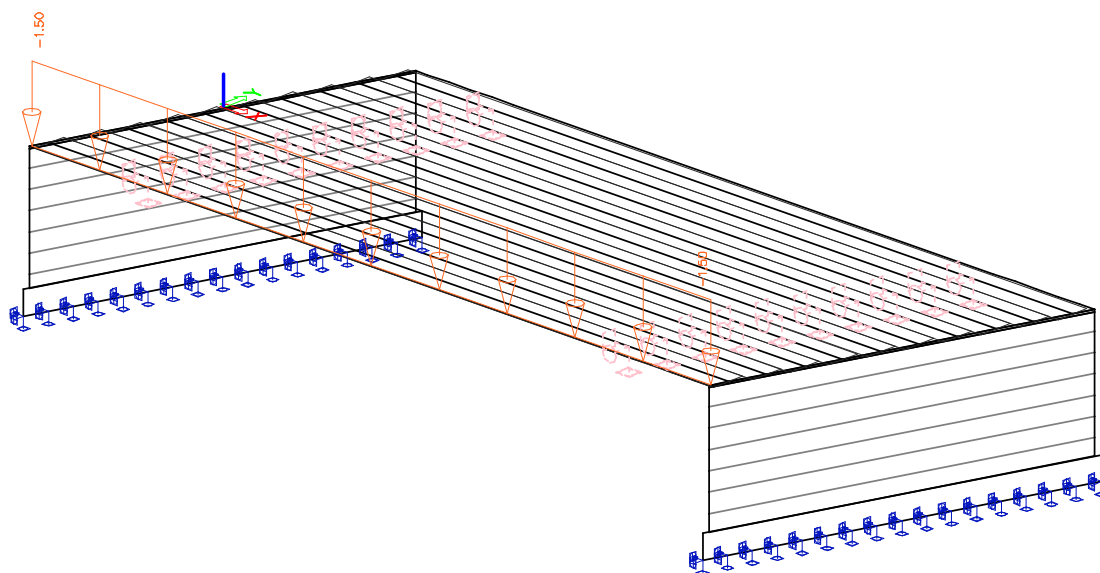
Obrázek č. 3 – Staveništní zatížení



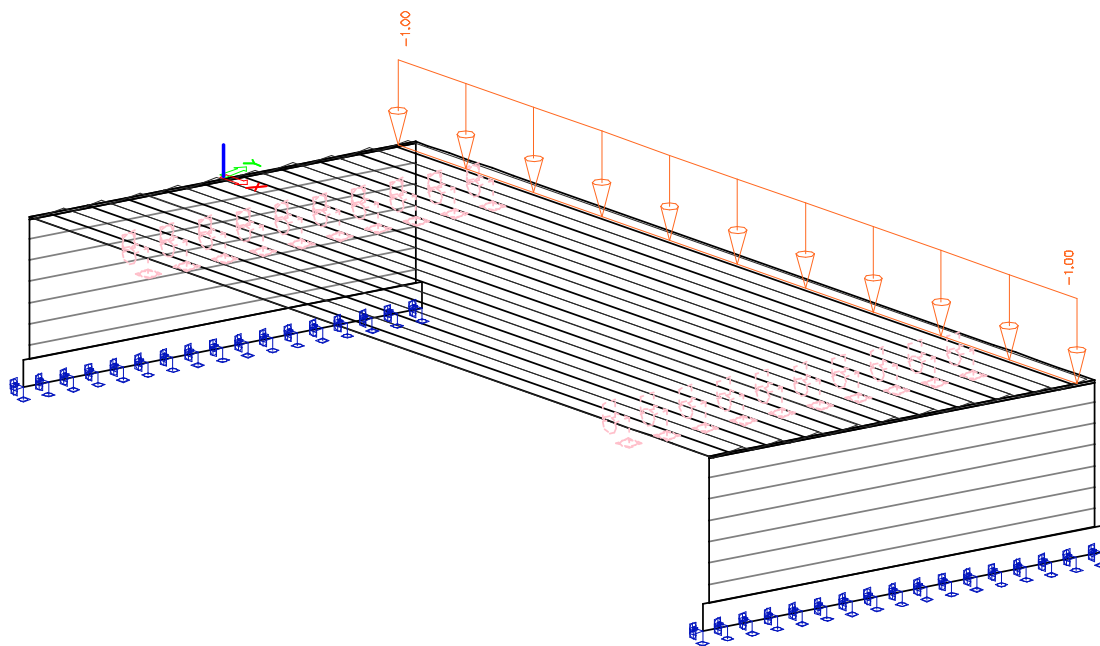
Obrázek č. 4 – Ostatní stálé zatížení – římsy



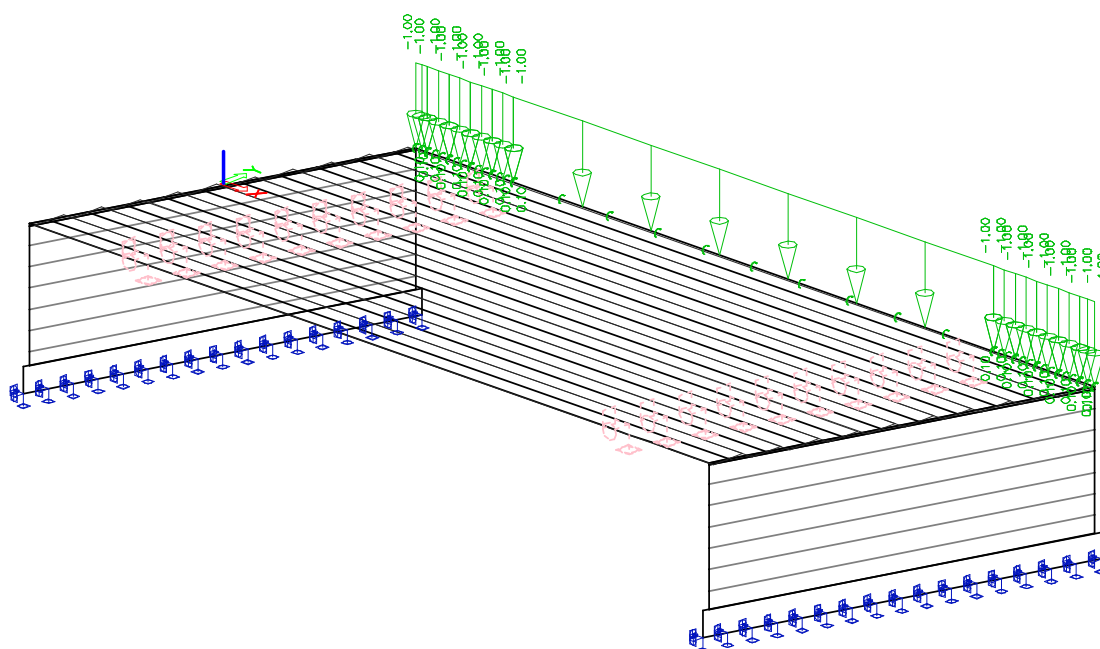
Obrázek č. 5 – Ostatní stálé zatížení – vozovka



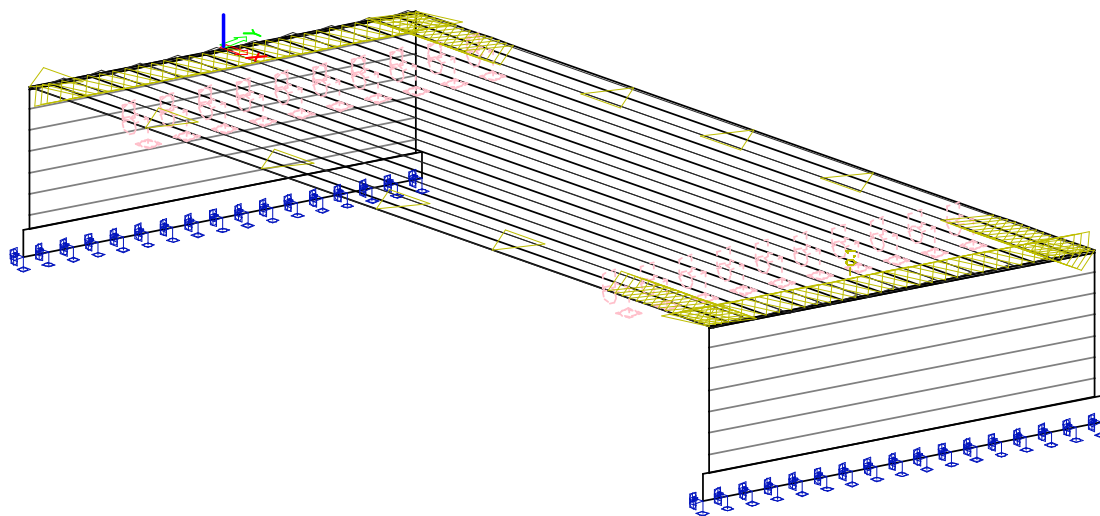
Obrázek č. 6 – Ostatní stálé zatížení – svodidlo levé



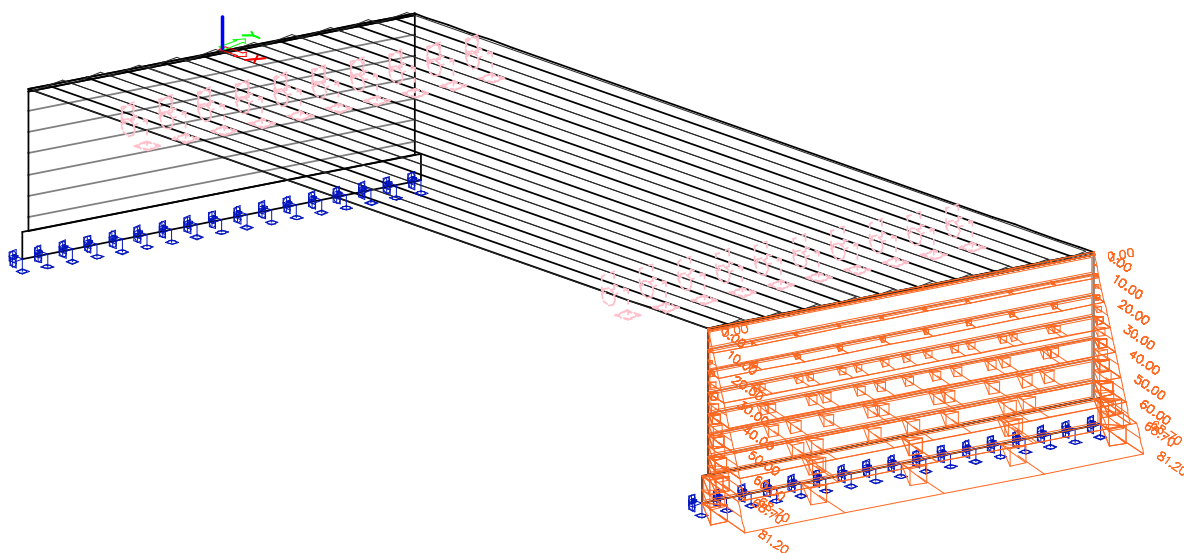
Obrázek č. 7 – Ostatní stálé zatížení – svodidlo pravé



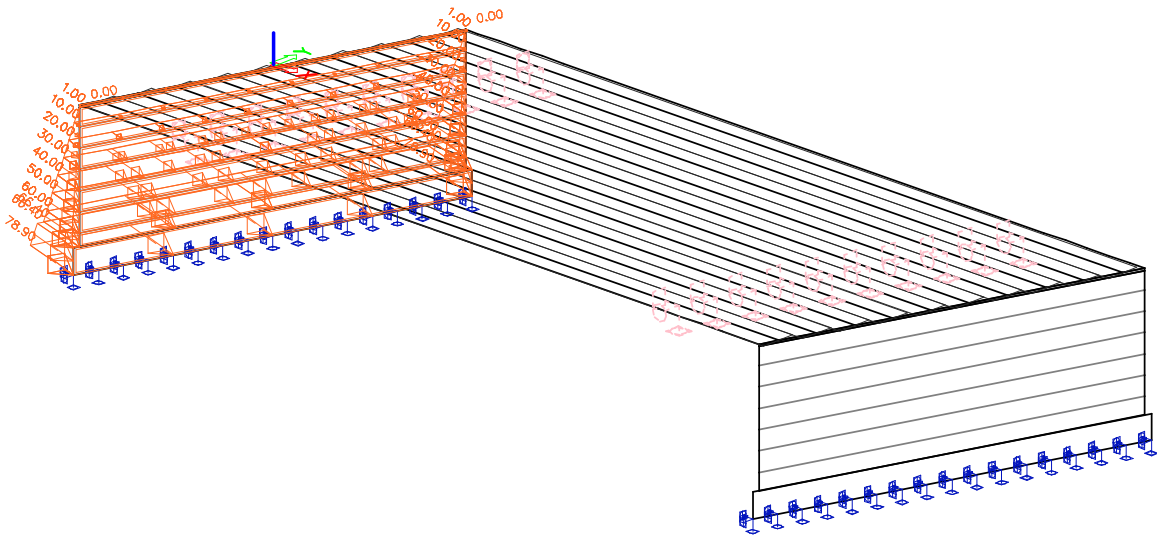
Obrázek č. 8 – Ostatní stálé zatížení – zábradlí pravé



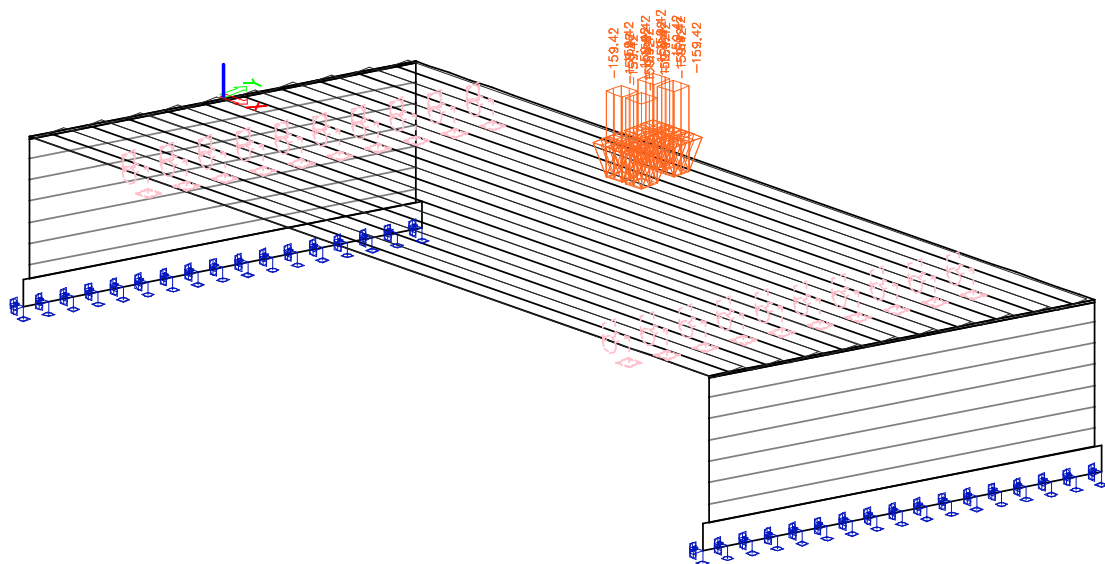
Obrázek č. 9 – Smršťování



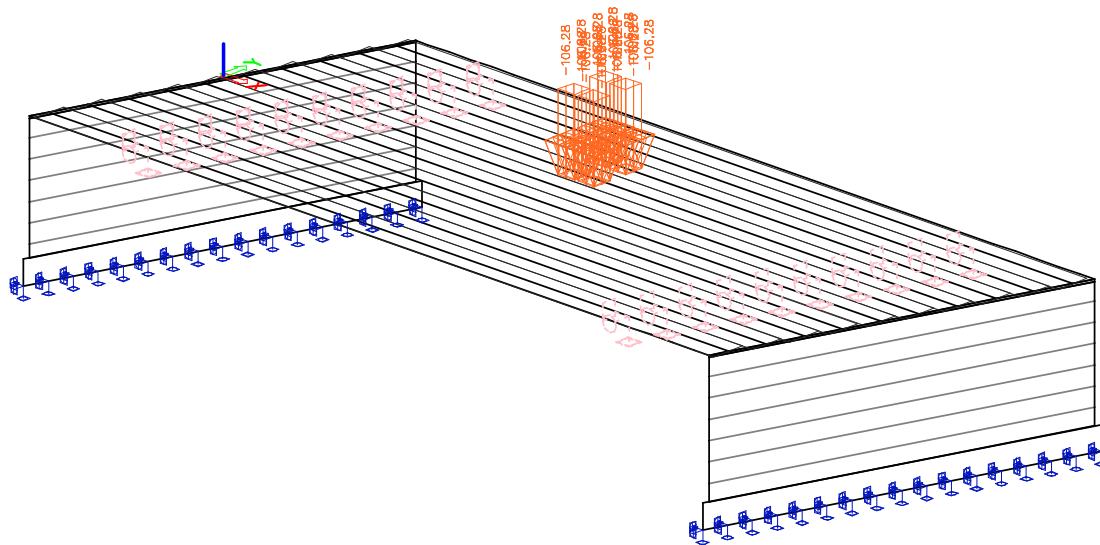
Obrázek č. 10 – Zemní tlak za opěrou – zemní tlak v klidu – OP1



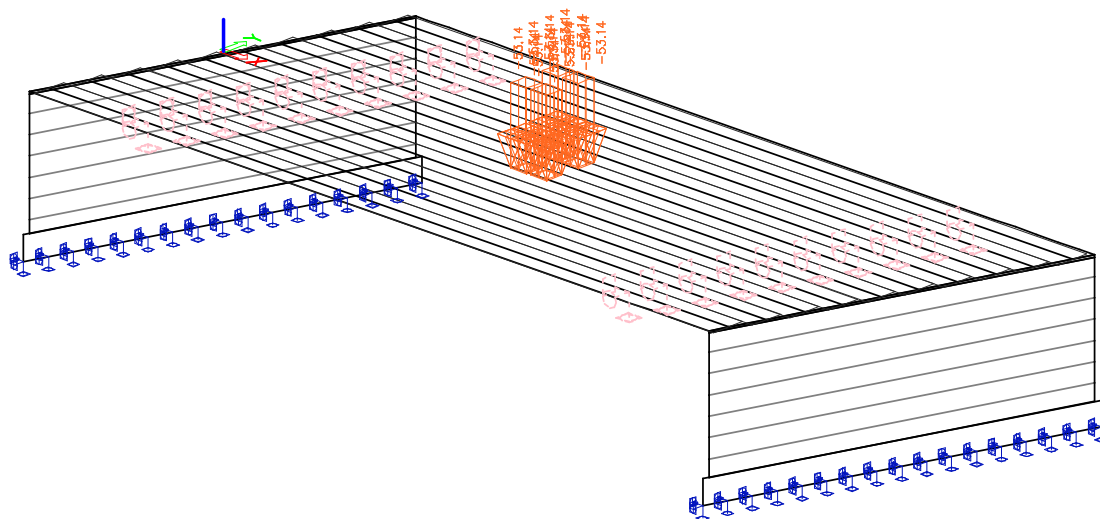
Obrázek č. 11 – Zemní tlak za opěrou – zemní tlak v klidu – OP2



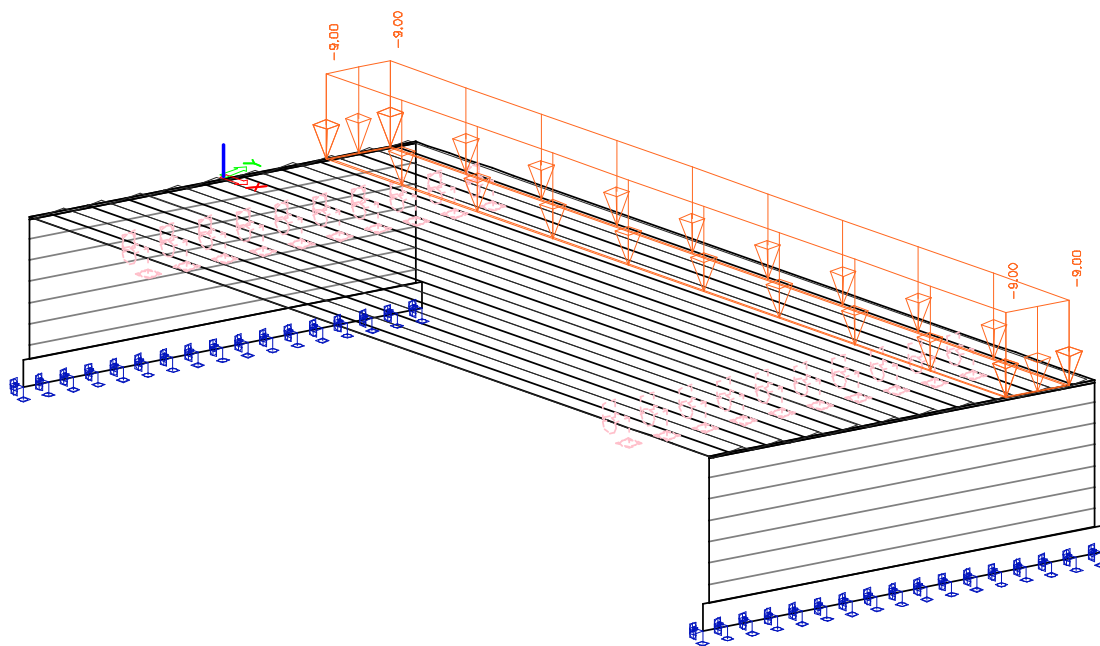
Obrázek č. 12 – Zatížení dopravou – LM1 – TS1



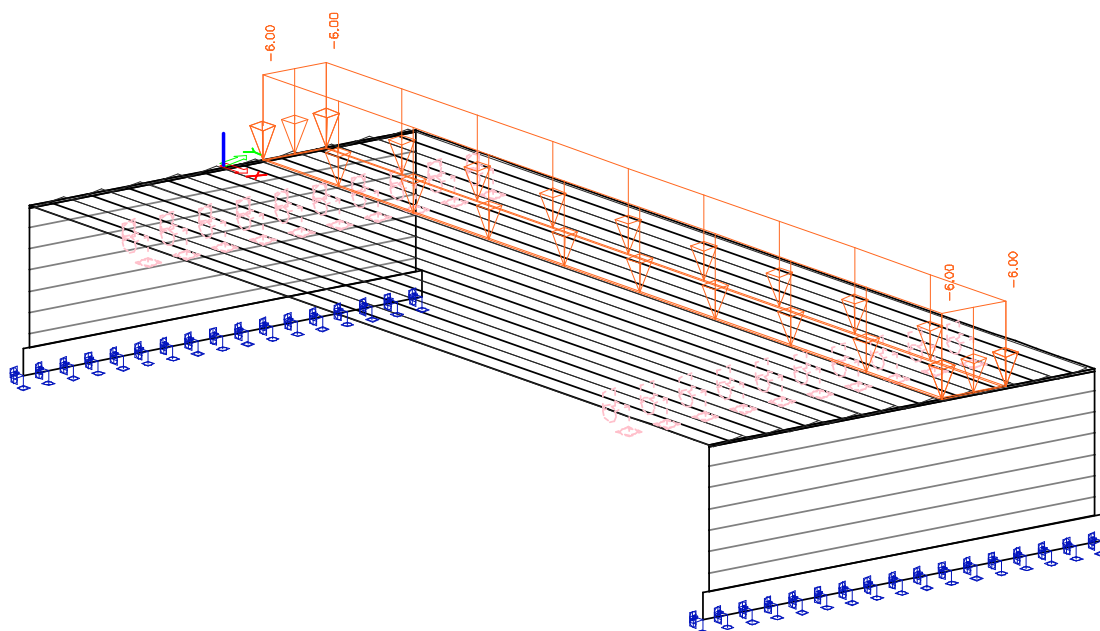
Obrázek č. 13 – Zatížení dopravou – LM1 – TS2



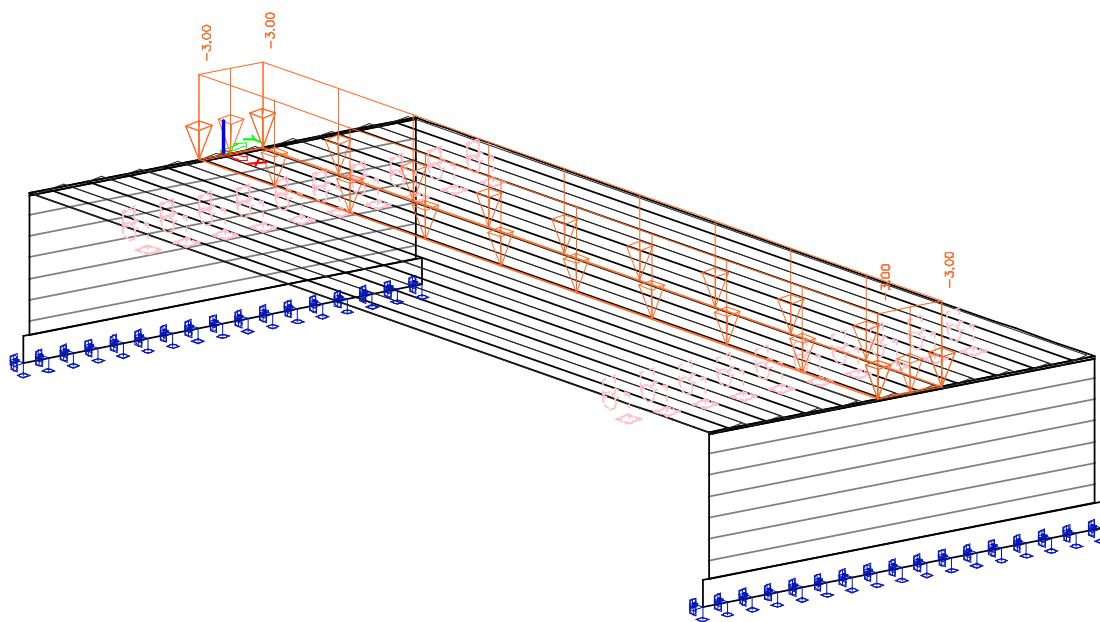
Obrázek č. 14 – Zatížení dopravou – LM1 – TS3



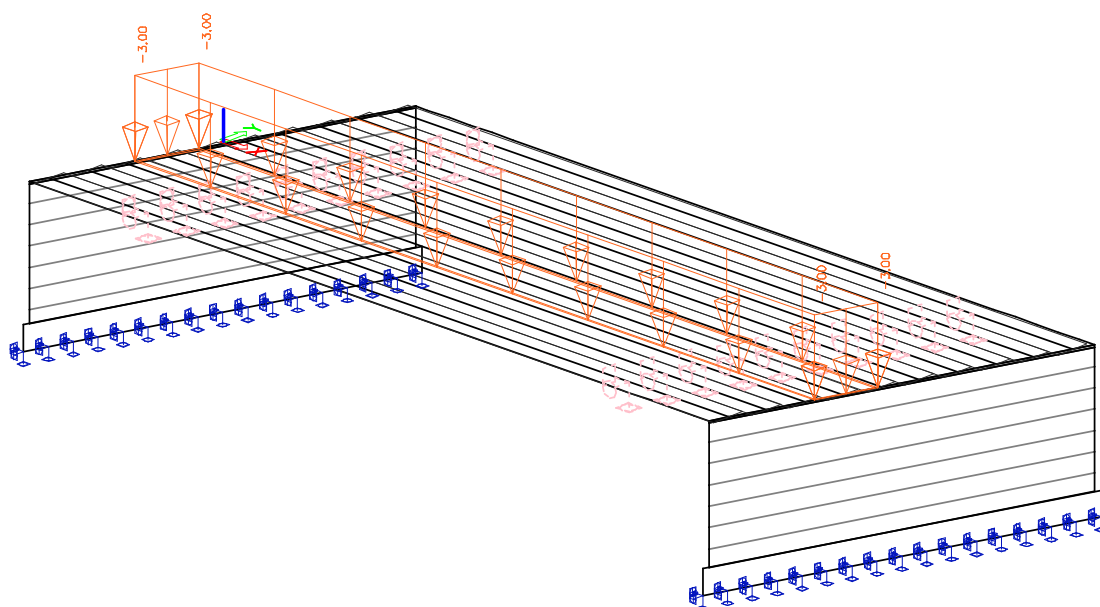
Obrázek č. 15 – Zatížení dopravou – LM1 – UDL1



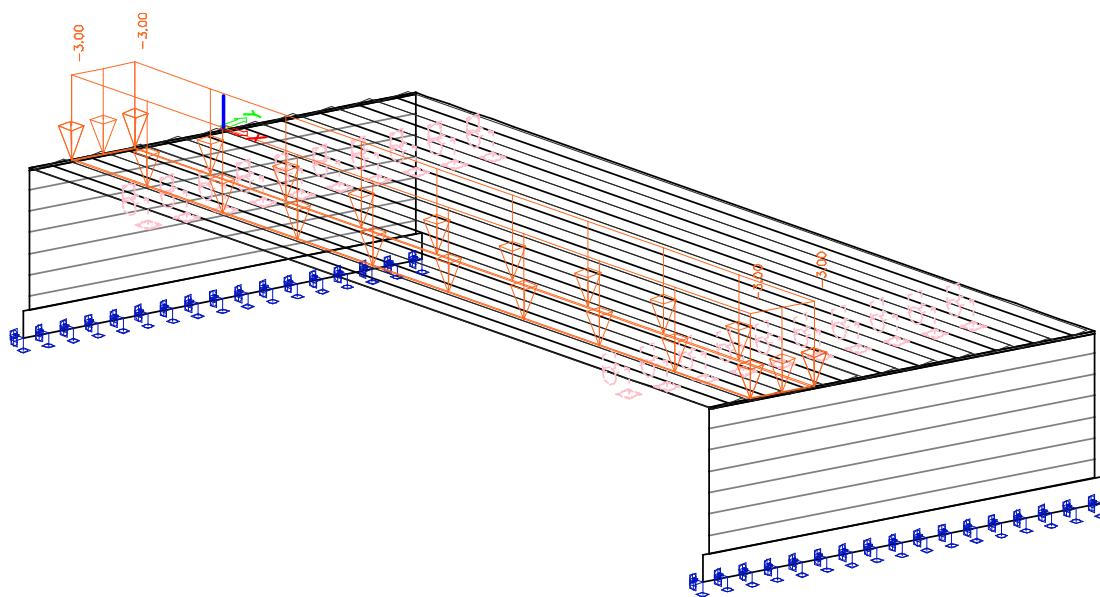
Obrázek č. 16 – Zatížení dopravou – LM1 – UDL2



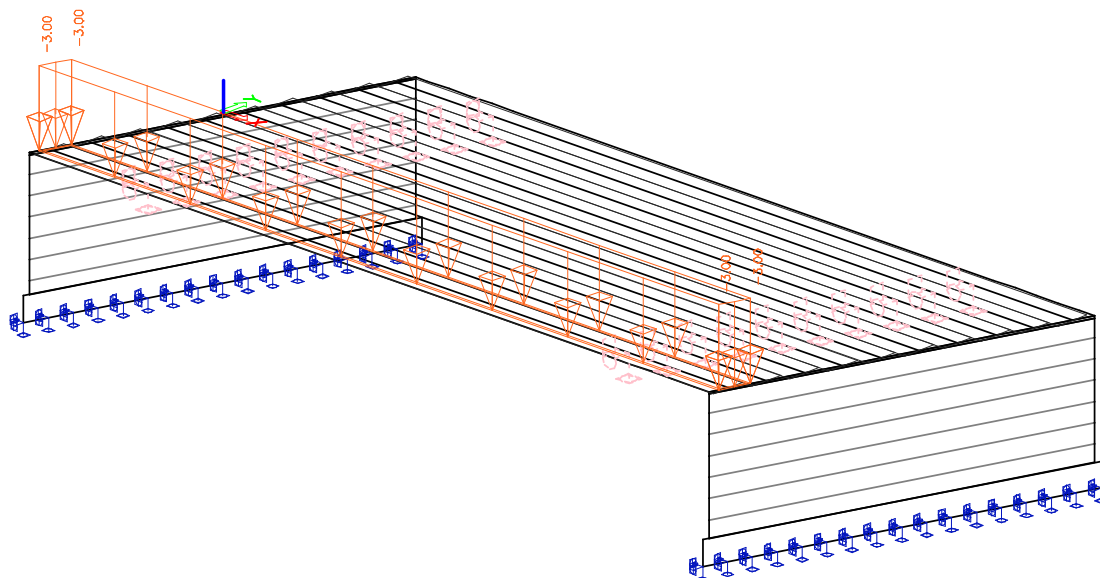
Obrázek č. 17 – Zatížení dopravou – LM1 – UDL3



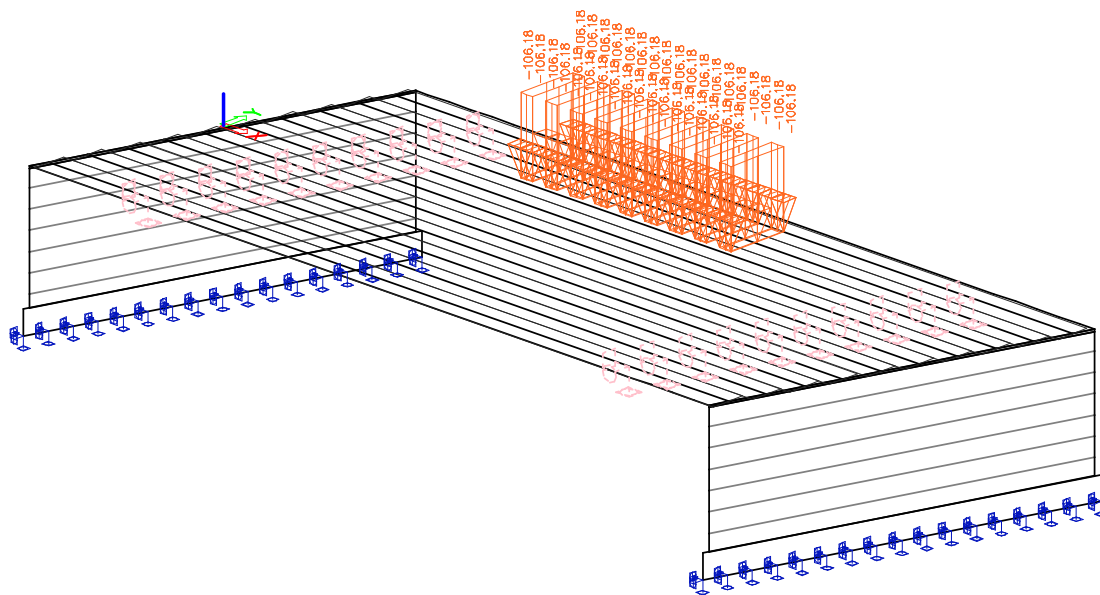
Obrázek č. 18 – Zatížení dopravou – LM1 – UDL4



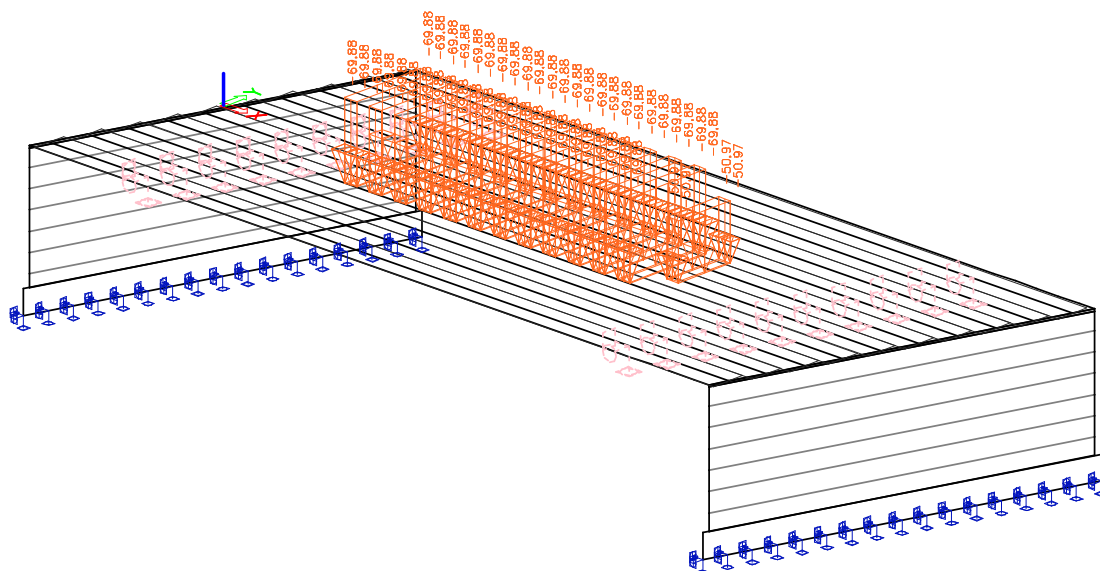
Obrázek č. 19 – Zatížení dopravou – LM1 – UDL5



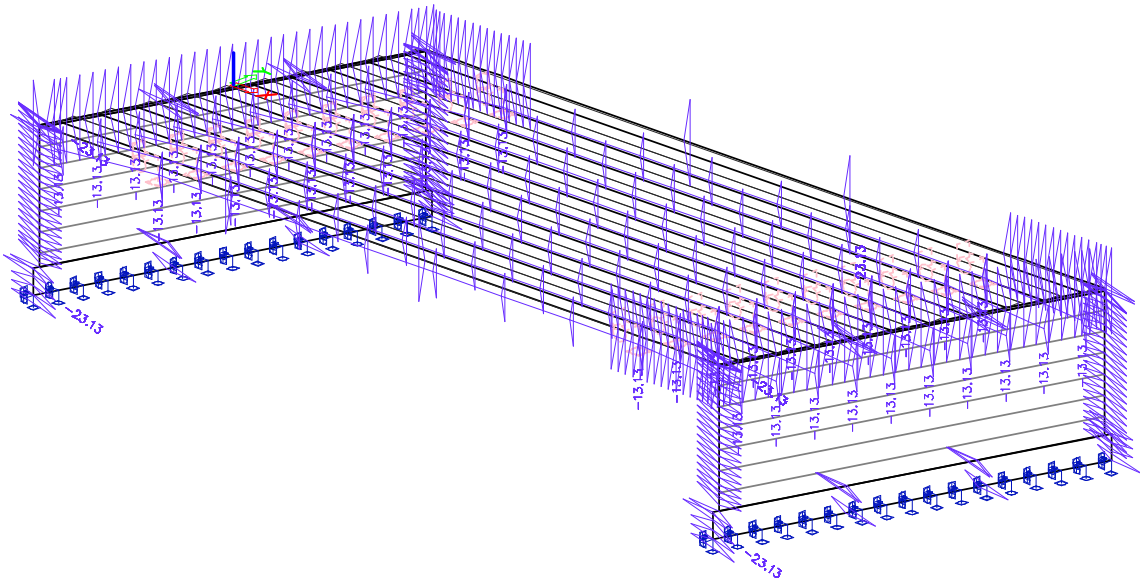
Obrázek č. 20 – Zatížení dopravou – LM1 – UDLr



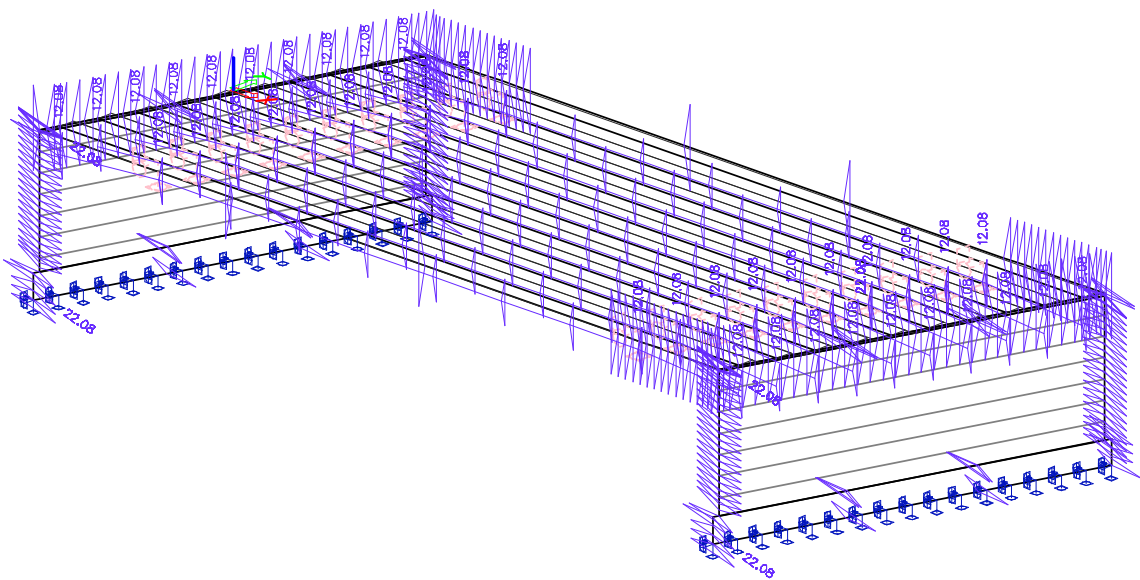
Obrázek č. 21 – Zatížení dopravou – LM3 – 1800/200



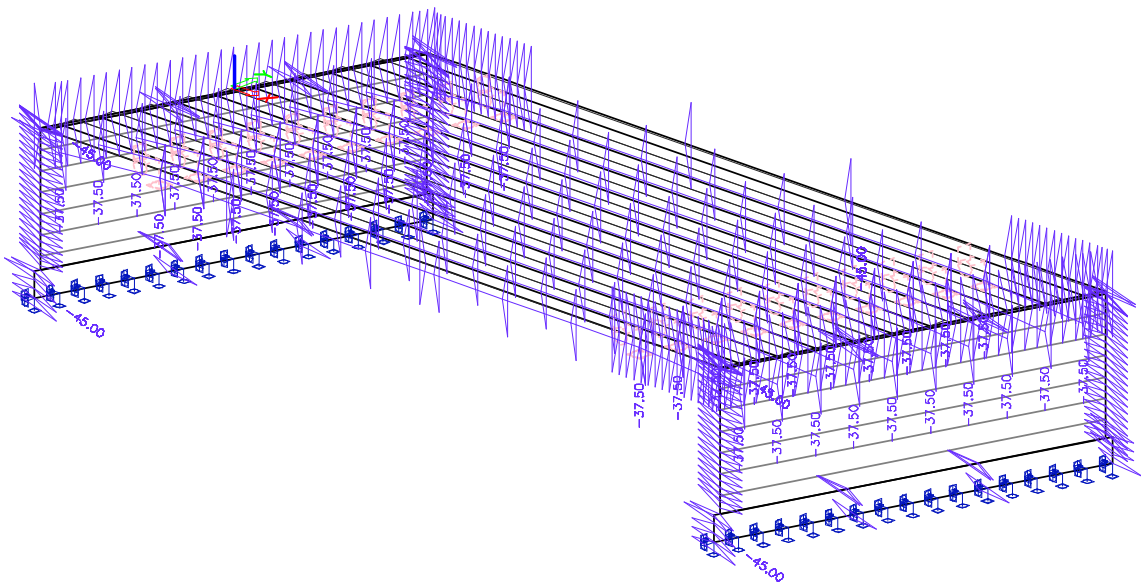
Obrázek č. 22 – Zatížení dopravou – LM3 – 3000/240



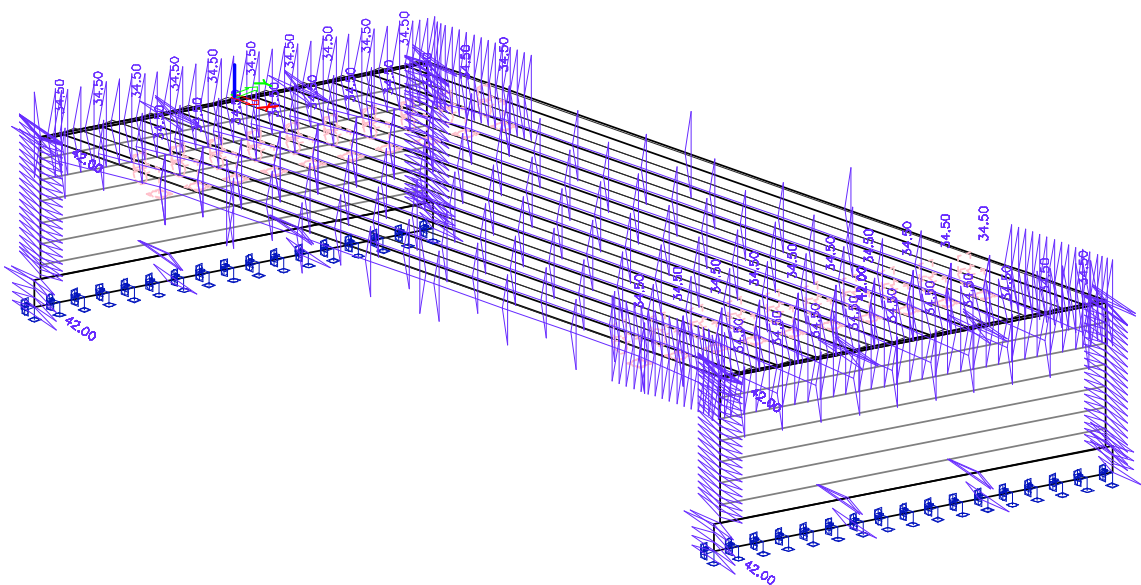
Obrázek č. 23 – Zatížení teplotou – T_{\min} (primární účinek rozdílové složky)



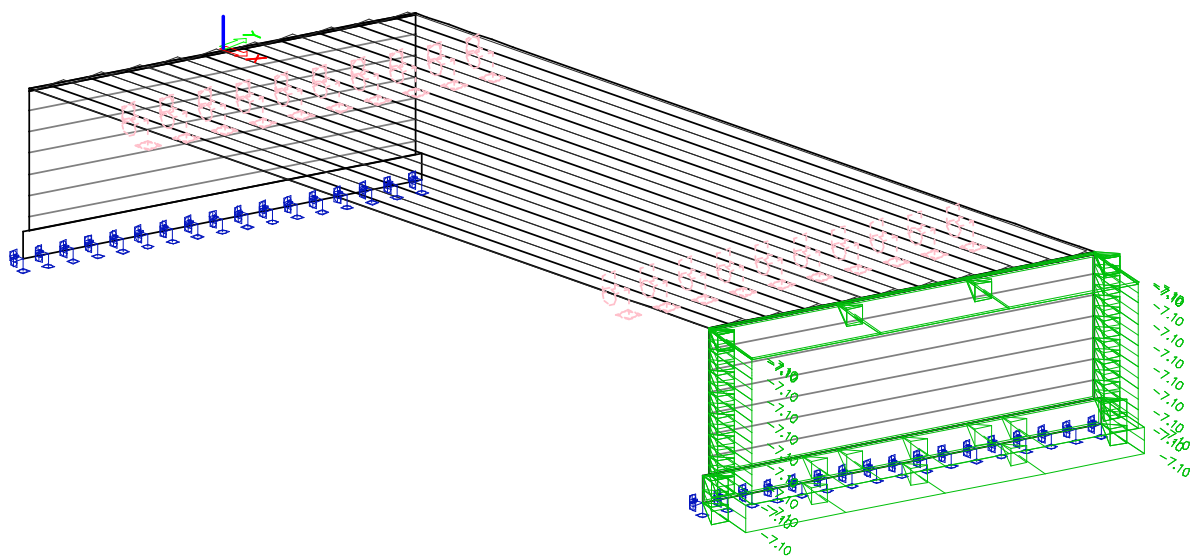
Obrázek č. 24 – Zatížení teplotou – T_{\max} (primární účinek rozdílové složky)



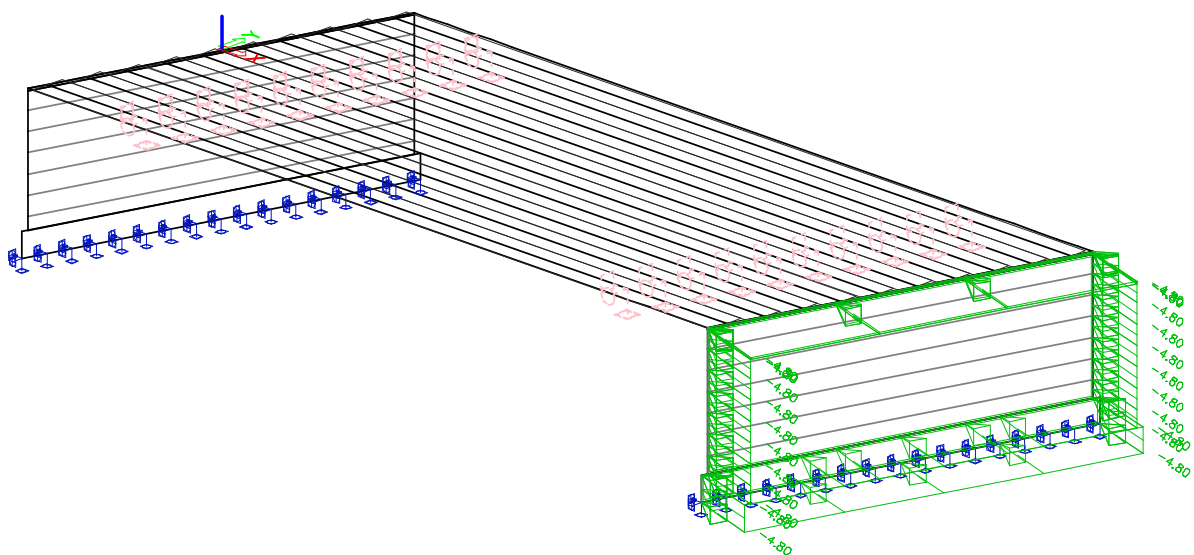
Obrázek č. 25 – Zatížení teplotou – T_{\min} (primární účinek rovnoměrné složky)



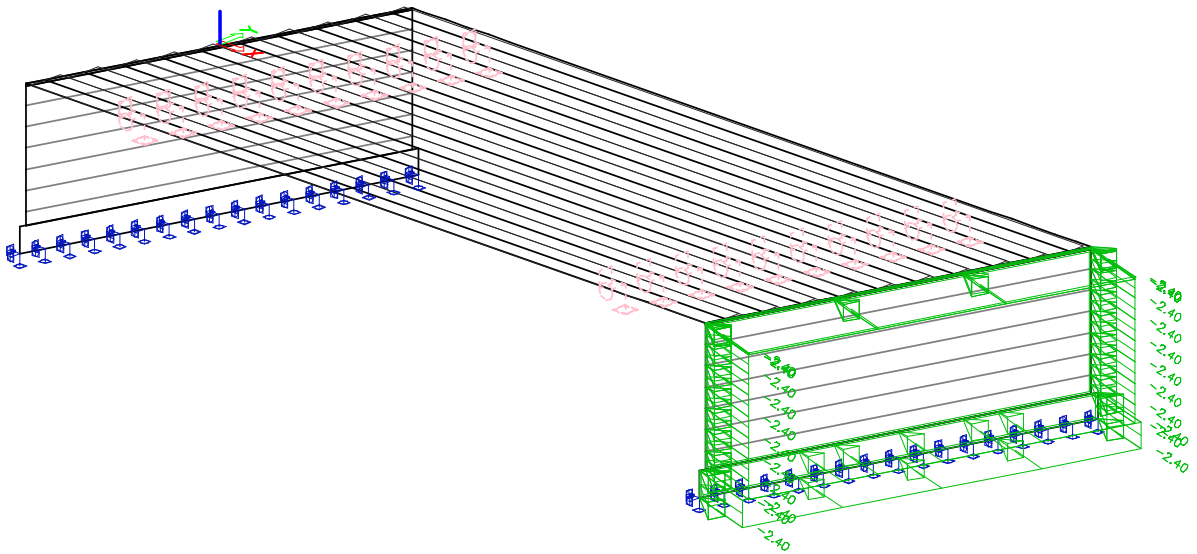
Obrázek č. 26 – Zatížení teplotou – T_{\max} (primární účinek rovnoměrné složky)



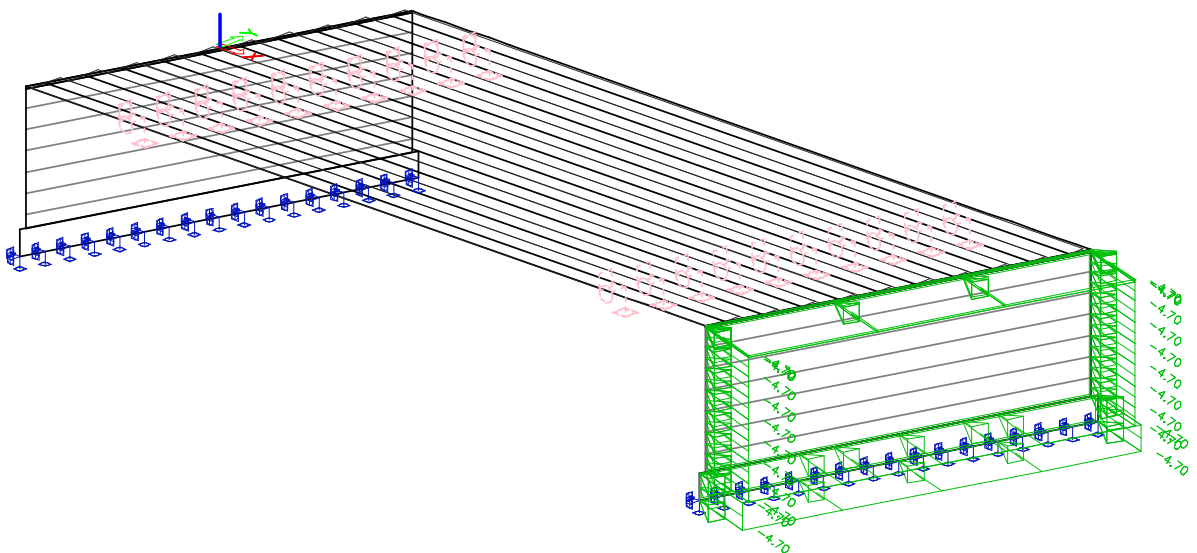
Obrázek č. 27 – Přírustek zemního tlaku od dopravy – OP1 – od LM1 – TS1



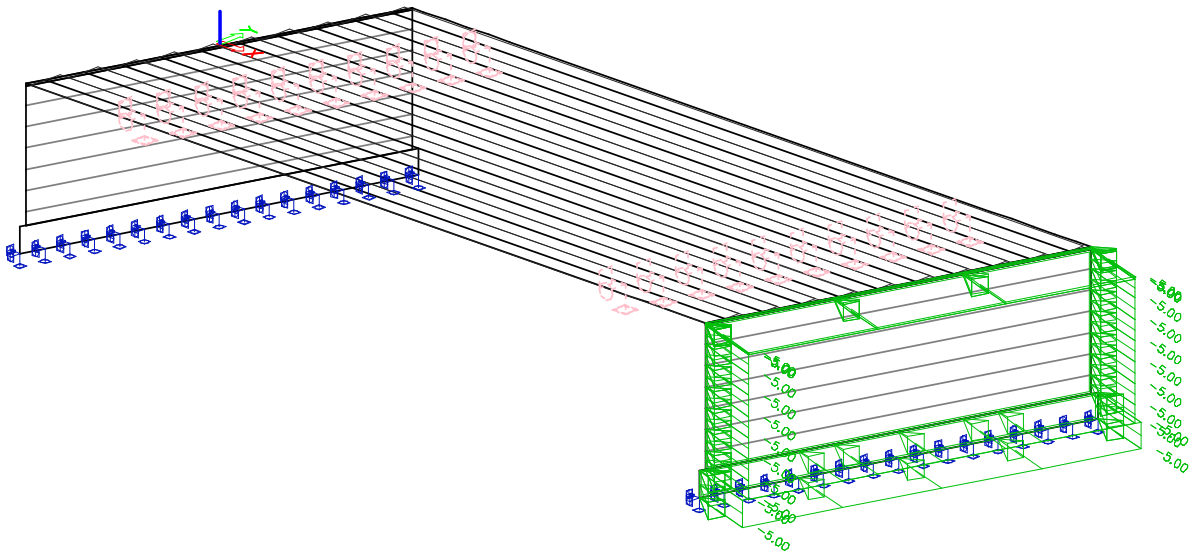
Obrázek č. 28 – Přírustek zemního tlaku od dopravy – OP1 – od LM1 – TS2



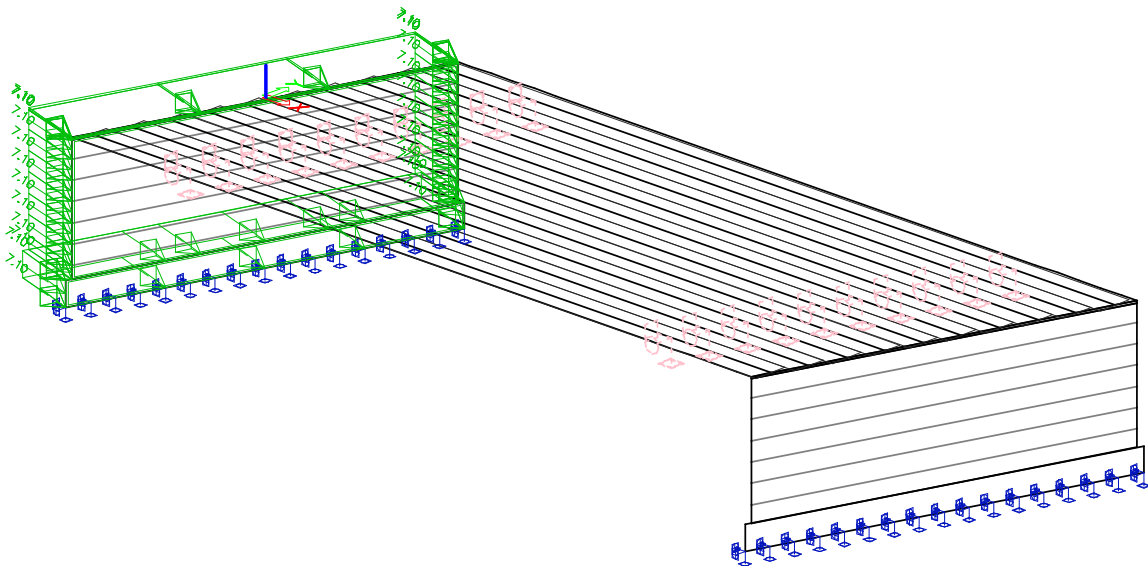
Obrázek č. 29 – Přírutek zemního tlaku od dopravy – OP1 – od LM1 – TS3



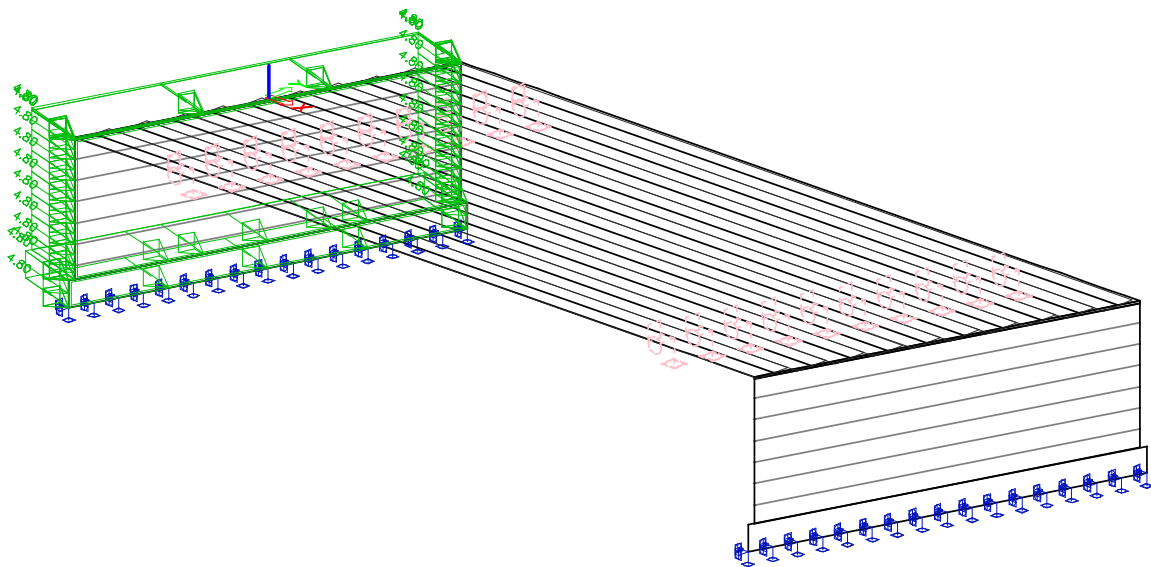
Obrázek č. 30 – Přírutek zemního tlaku od dopravy – OP1 – od LM3 – 1800/200



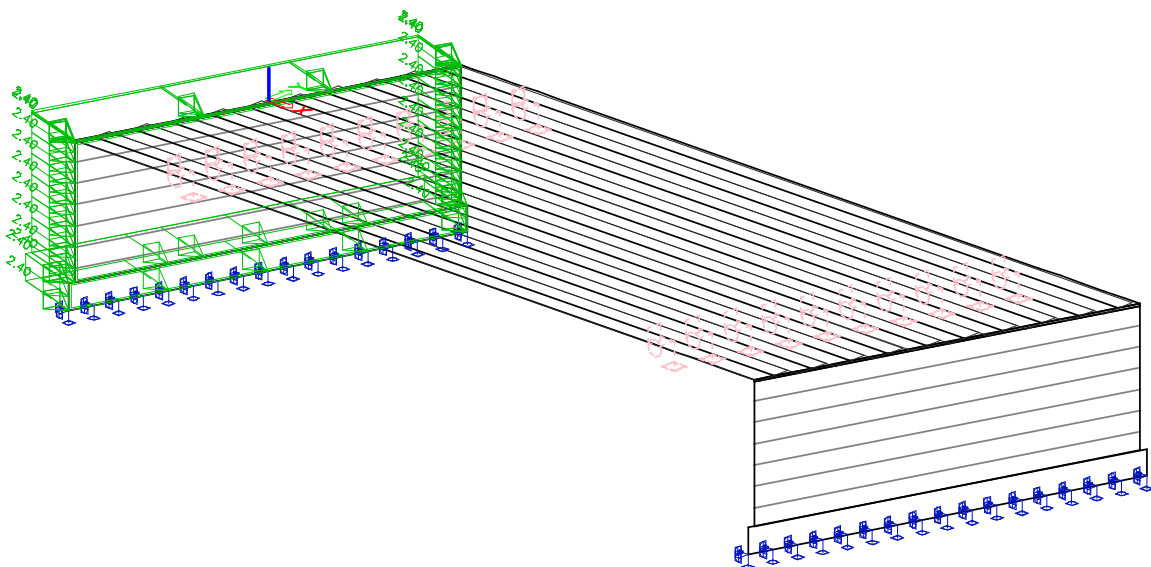
Obrázek č. 31 – Přírutek zemního tlaku od dopravy – OP1 – od LM3 – 3000/240



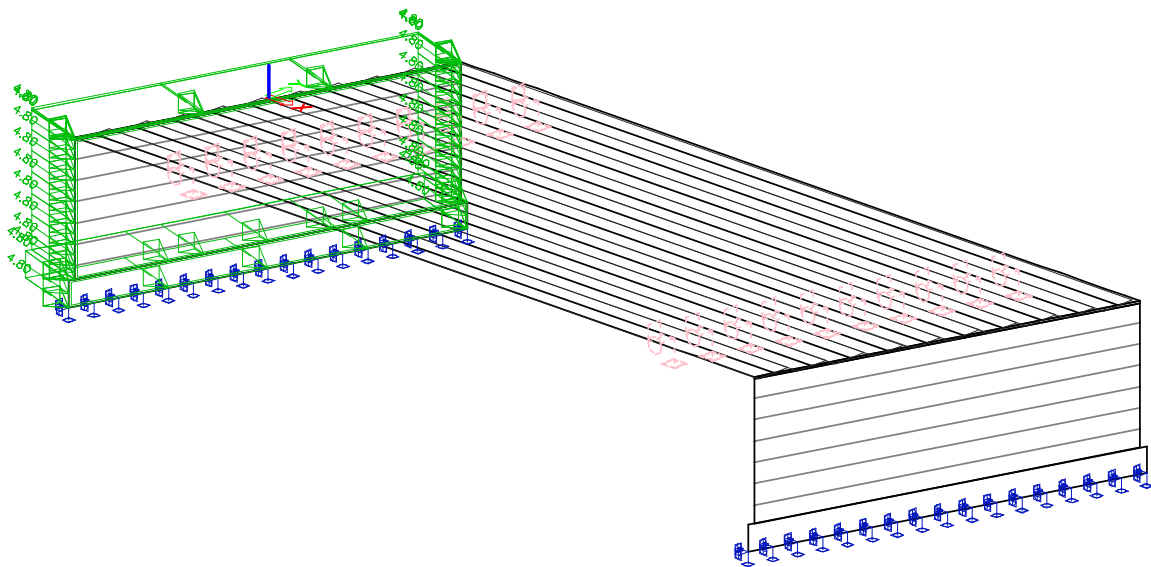
Obrázek č. 32 – Přírutek zemního tlaku od dopravy – OP2 – od LM1 – TS2



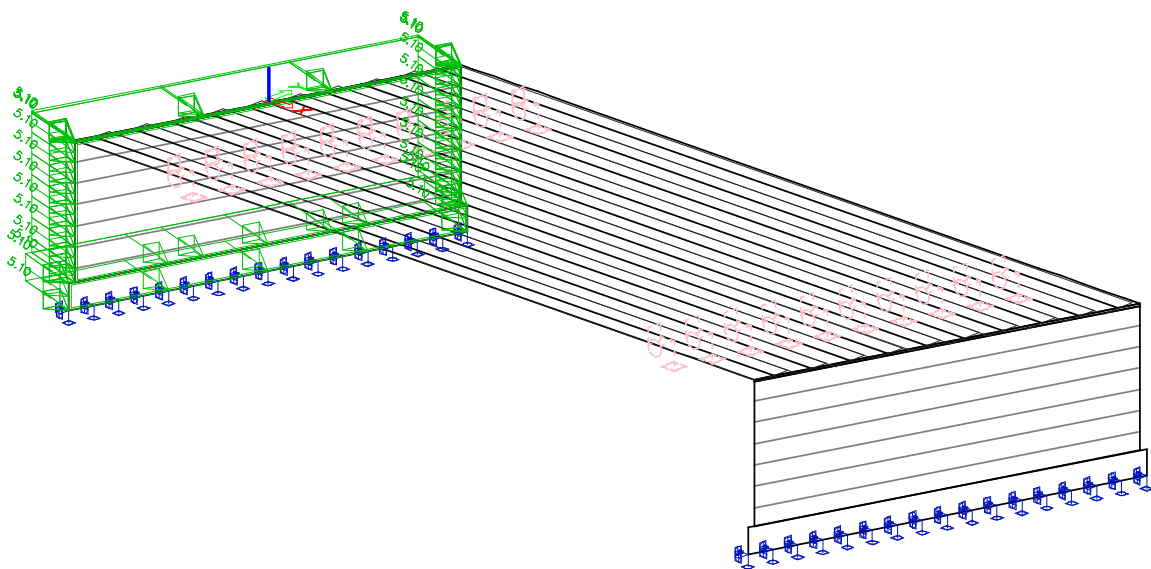
Obrázek č. 33 – Přírusek zemního tlaku od dopravy – OP2 – od LM1 – TS2



Obrázek č. 34 – Přírusek zemního tlaku od dopravy – OP2 – od LM1 – TS3



Obrázek č. 35 – Příklad zemního tlaku od dopravy – OP2 – od LM3 – 1800/200

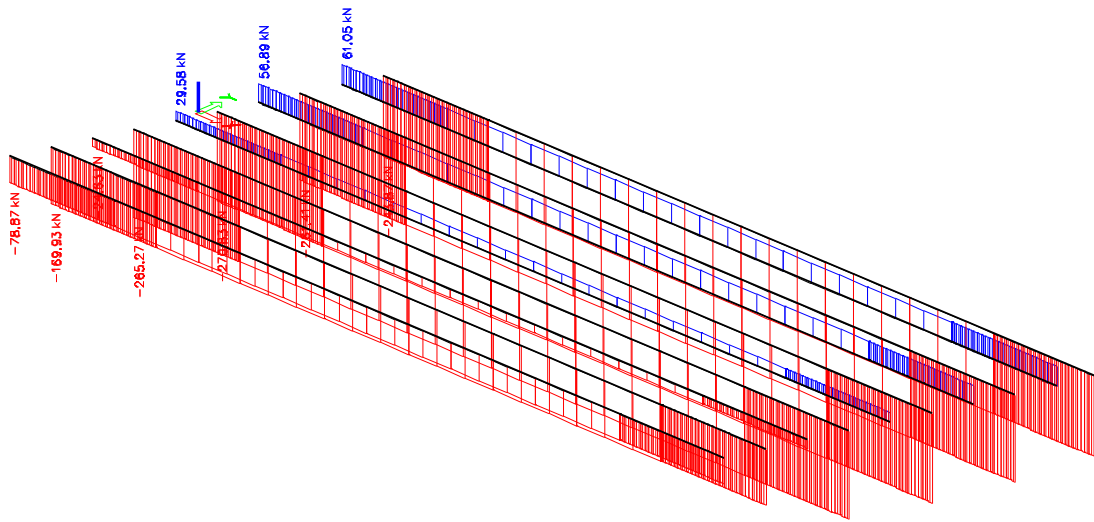


Obrázek č. 36 – Příklad zemního tlaku od dopravy – OP2 – od LM3 – 3000/240

3.5 Vnitřní síly

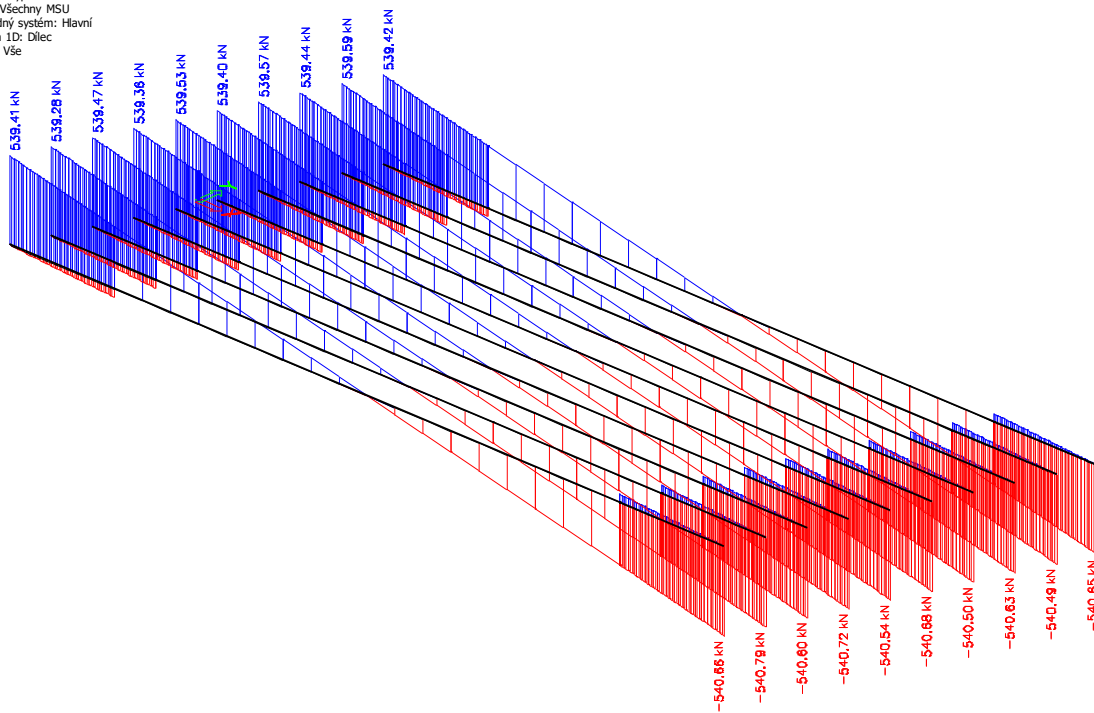
3.5.1 Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 4

1D vnitřní síly
 Hodnoty: N
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dlece
 Výběr: Vše



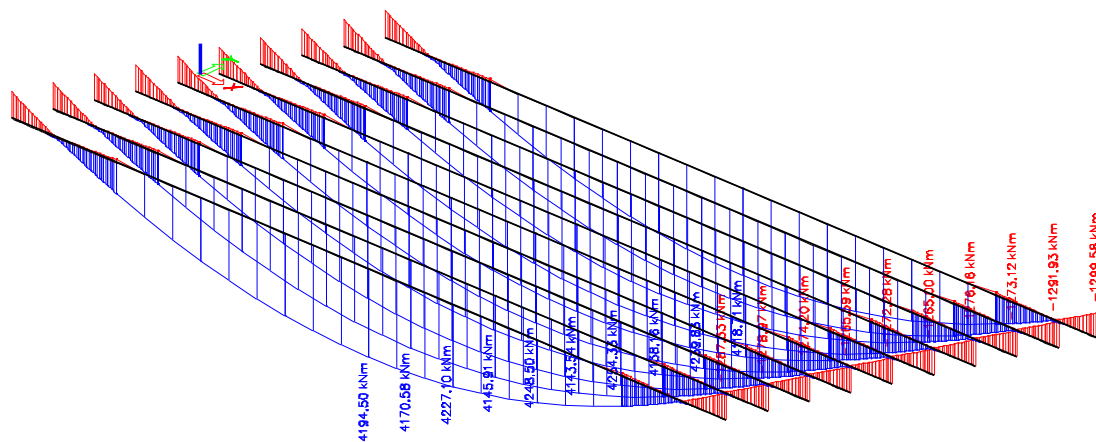
Obrázek č. 1 – Nosníky – MSÚ – N

1D vnitřní síly
 Hodnoty: Vz
 Lineární výpočet
 Třída: Všechny MSU
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dlece
 Výběr: Vše



Obrázek č. 2 – Nosníky – MSÚ – Vz

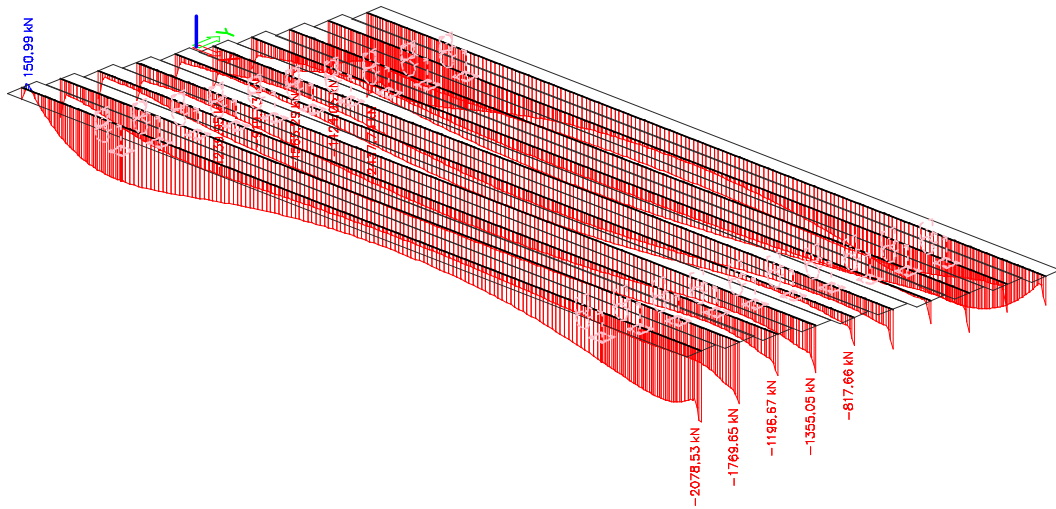
1D vnitřní síly
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Třída: Všechny MSU
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Dílec
Výběr: Vše



Obrázek č. 3 – Nosníky – MSÚ – M_y

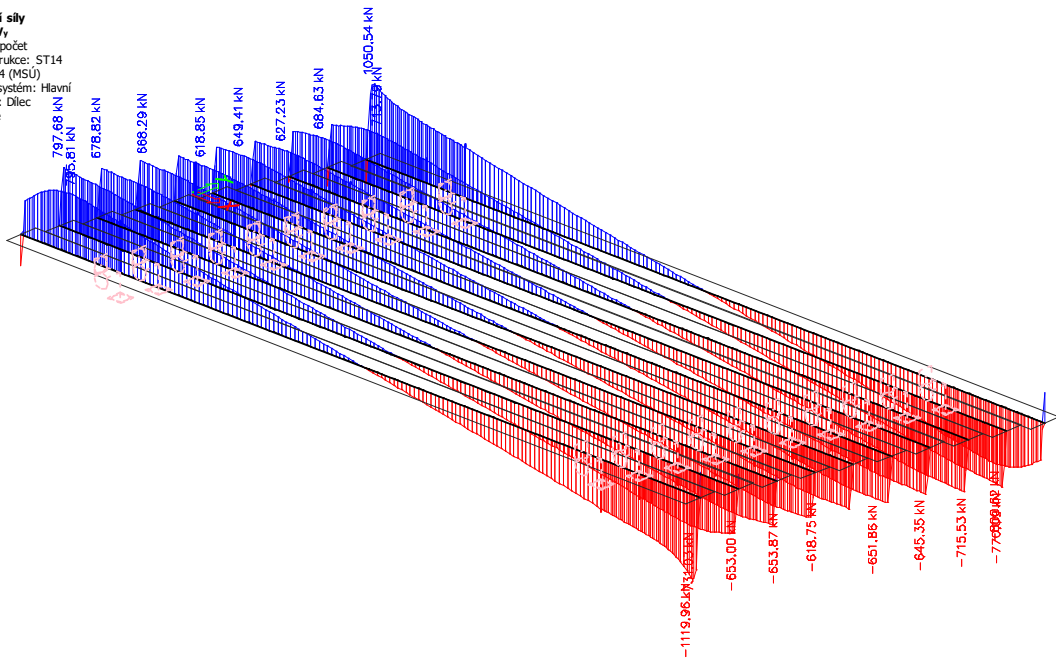
3.5.2 Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 14

1D vnitřní síly
 Hodnoty: **N**
 Lineární výpočet
 Fáze konstrukce: ST14
 Třída: ST14 (MSÚ)
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



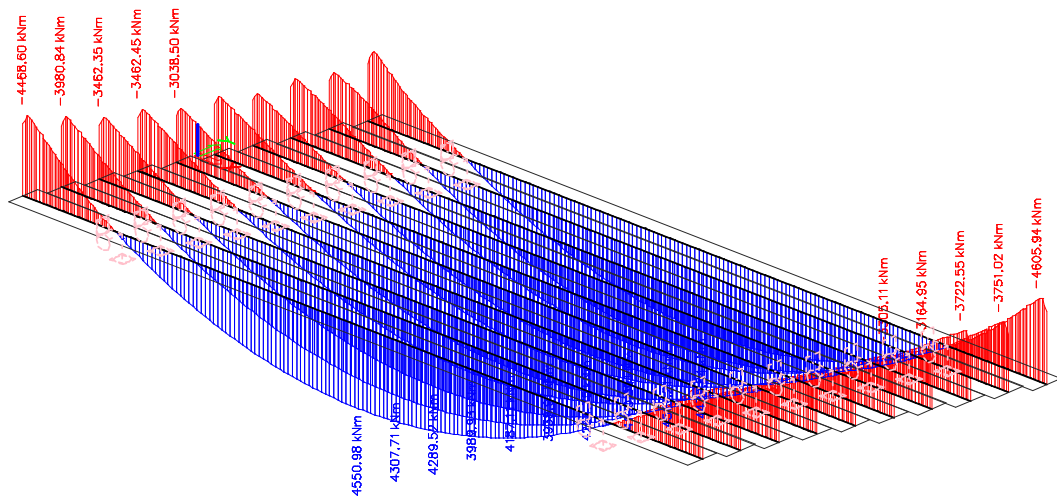
Obrázek č. 1 – Nosníky – MSÚ – N

1D vnitřní síly
 Hodnoty: **V_z**
 Lineární výpočet
 Fáze konstrukce: ST14
 Třída: ST14 (MSÚ)
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



Obrázek č. 2 – Nosníky – MSÚ – V_z

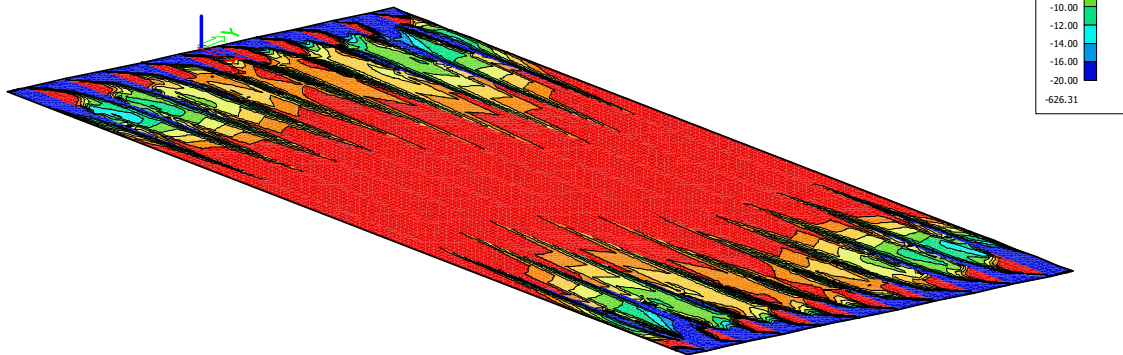
1D vnitřní síly
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST14
Třída: ST14 (MSÚ)
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Dílec
Výběr: Vše



Obrázek č. 3 – Nosníky – MSÚ – M_y

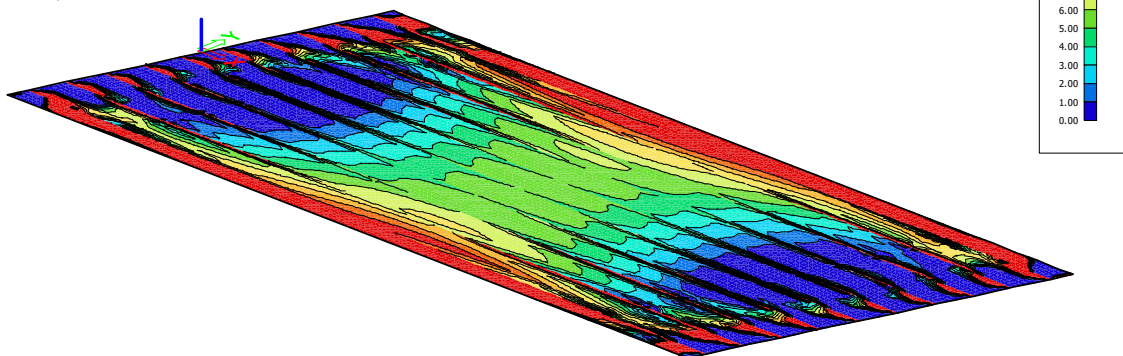
3.5.3 Vykreslení vnitřních sil na desce ve fázi výstavby ST 14

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_{x0+}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST14
Třída: ST14 (MSÚ)
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



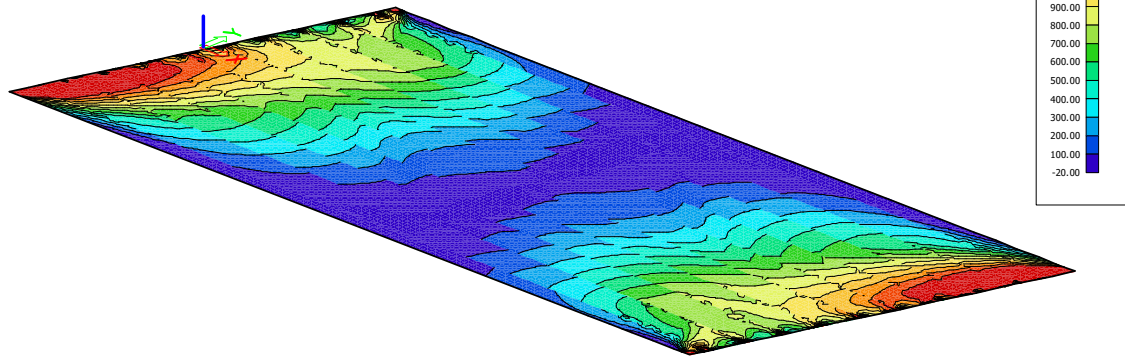
Obrázek č. 1 – Deska – MSÚ – m_{x0+} (podélný směr – horní vlákna)

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_{x0-}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST14
Třída: ST14 (MSÚ)
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



Obrázek č. 2 – Deska – MSÚ – m_{x0-} (podélný směr – dolní vlákna)

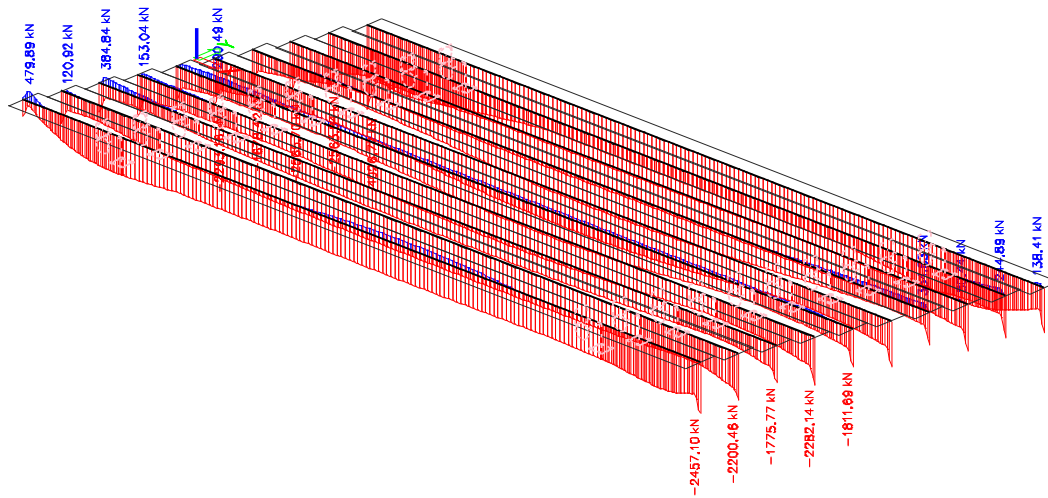
2D vnitřní síly
Hodnoty: n_{x0}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST14
Třída: ST14 (MSÚ)
Extrém: Dleč
Výběr: Vše
Položka: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



Obrázek č. 3 – Deska – MSÚ – n_{x0} (podélný směr)

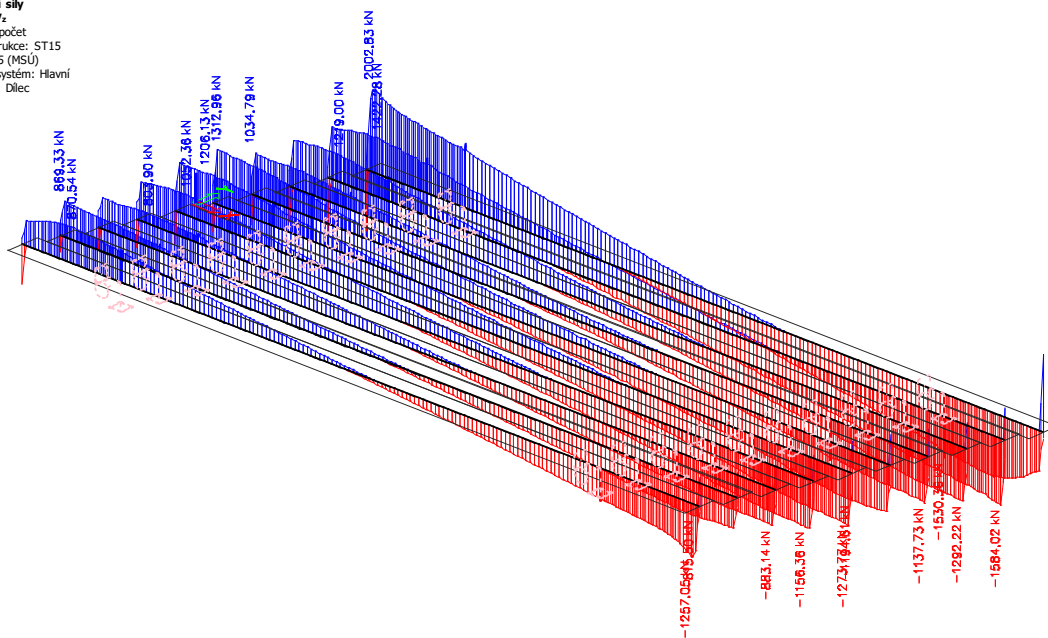
3.5.4 Vykreslení vnitřních sil na nosnících ve fázi výstavby ST 15

1D vnitřní síly
 Hodnoty: N
 Lineární výpočet
 Fáze konstrukce: ST15
 Třída: ST15 (MSÚ)
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



Obrázek č. 1 – Nosníky – MSÚ – N

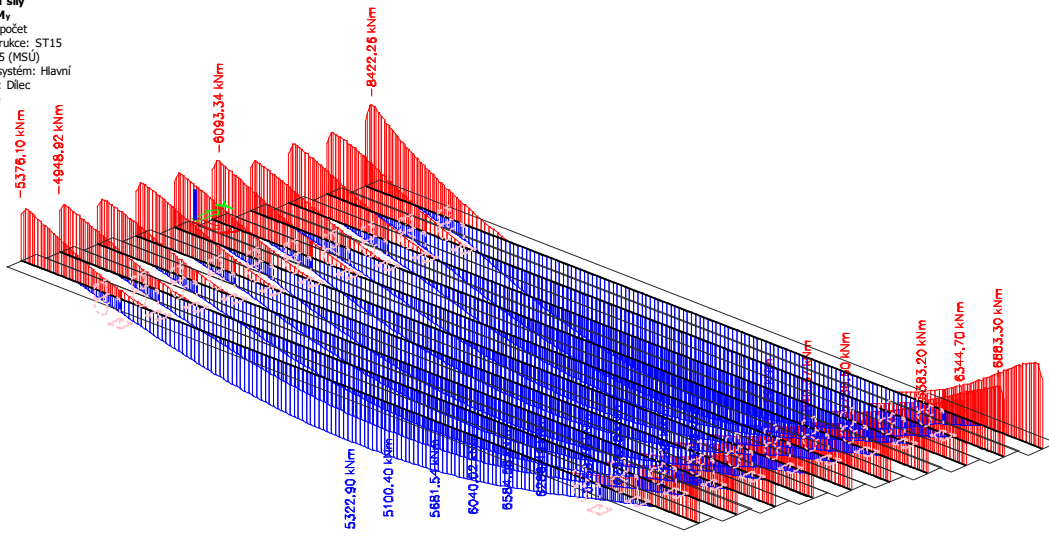
1D vnitřní síly
 Hodnoty: Vz
 Lineární výpočet
 Fáze konstrukce: ST15
 Třída: ST15 (MSÚ)
 Souřadný systém: Hlavní
 Extrém 1D: Dílec
 Výběr: Vše



Obrázek č. 2 – Nosníky – MSÚ – Vz

1D vnitřní síly

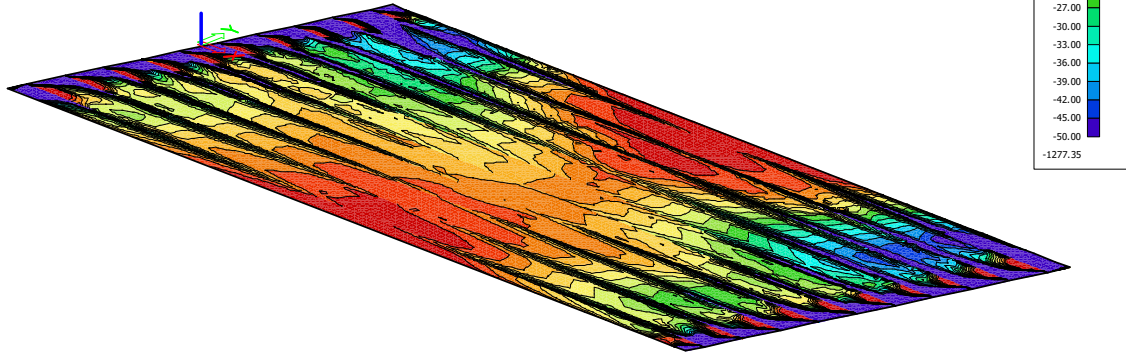
Hodnoty: M_y
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST15
Třída: ST15 (MSÚ)
Souřadný systém: Hlavní
Extrém 1D: Dleč
Výběr: Vše



Obrázek č. 3 – Nosníky – MSÚ – M_y

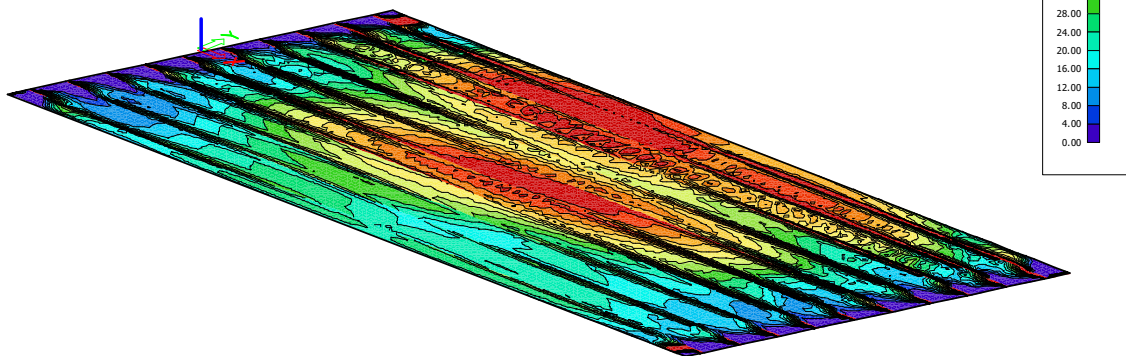
3.5.5 Vykreslení vnitřních sil na desce ve fázi výstavby ST 15

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_{x0+}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST15
Třída: ST15 (MSÚ)
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



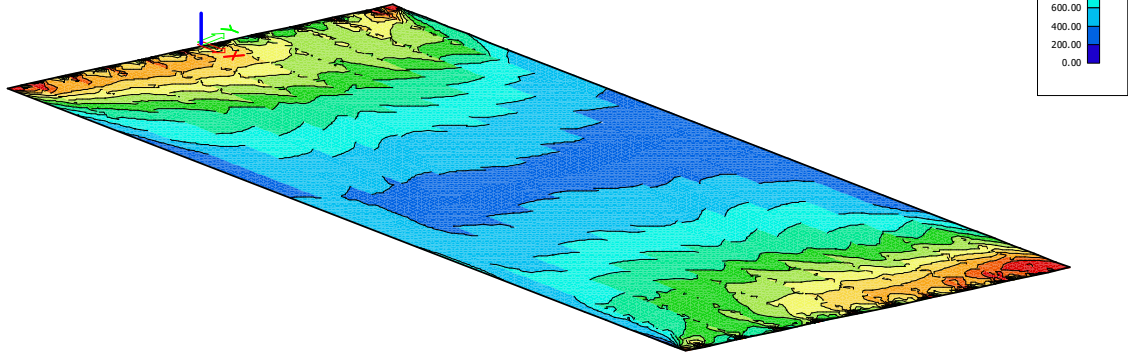
Obrázek č. 1 – Deska – MSÚ – m_{x0+} (podélný směr – horní vlákna)

2D vnitřní síly
Hodnoty: m_{x0-}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST15
Třída: ST15 (MSÚ)
Extrém: Dílec
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



Obrázek č. 2 – Deska – MSÚ – m_{x0-} (podélný směr – dolní vlákna)

2D vnitřní síly
Hodnoty: n_{x0}
Lineární výpočet
Fáze konstrukce: ST15
Třída: ST15 (MSÚ)
Extrém: Dleč
Výběr: Vše
Poloha: V uzlech s průměrováním na makro. Systém: LSS prvku síť



Obrázek č. 3 – Deska – MSÚ – n_{x0} (podélný směr)

3.6 Kombinace zatížení

1. Skupiny výsledků

Jméno	Popis	Výpis
Všechny MSU		Kombinace_0 - Obálka - únosnost
		MSÚ-Sada B (auto) - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F1-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F1-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F1-EN-seismické - EN-seismické
		F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F2-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F2-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F2-EN-seismické - EN-seismické
		F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F3-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F3-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F3-EN-seismické - EN-seismické
		F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F4-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F4-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F4-EN-seismické - EN-seismické
		F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F5-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F5-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F5-EN-seismické - EN-seismické
		F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F6-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F6-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F6-EN-seismické - EN-seismické
		F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F7-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F7-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F7-EN-seismické - EN-seismické
		F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F8-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F8-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F8-EN-seismické - EN-seismické
		F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F9-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F9-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F9-EN-seismické - EN-seismické
		F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F10-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F10-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F10-EN-seismické - EN-seismické
		F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F11-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F11-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F11-EN-seismické - EN-seismické
		F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F12-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F12-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F12-EN-seismické - EN-seismické
		F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F13-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F13-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F13-EN-seismické - EN-seismické
		F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F14-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F14-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F14-EN-seismické - EN-seismické
		F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F15-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F15-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F15-EN-seismické - EN-seismické

Jméno	Popis	Výpis
		F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C OVERENI - Lineární - použitelnost
Všechny MSP		MSP-Char (auto) - EN-MSP charakteristická MSP-Častá (auto) - EN-MSP častá MSP-Kvazi (auto) - EN-MSP kvazistálá OVERENI - Lineární - použitelnost F1-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F1-EN-MSP častá - EN-MSP častá F1-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F2-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F2-EN-MSP častá - EN-MSP častá F2-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F3-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F3-EN-MSP častá - EN-MSP častá F3-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F4-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F4-EN-MSP častá - EN-MSP častá F4-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F5-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F5-EN-MSP častá - EN-MSP častá F5-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F6-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F6-EN-MSP častá - EN-MSP častá F6-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F7-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F7-EN-MSP častá - EN-MSP častá F7-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F8-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F8-EN-MSP častá - EN-MSP častá F8-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F9-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F9-EN-MSP častá - EN-MSP častá F9-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F10-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F10-EN-MSP častá - EN-MSP častá F10-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F11-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F11-EN-MSP častá - EN-MSP častá F11-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F12-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F12-EN-MSP častá - EN-MSP častá F12-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F13-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F13-EN-MSP častá - EN-MSP častá F13-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F14-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F14-EN-MSP častá - EN-MSP častá F14-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F15-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F15-EN-MSP častá - EN-MSP častá F15-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
Vše MSÚ+MSP		Kombinace_0 - Obálka - únosnost MSÚ-Sada B (auto) - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F1-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F1-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F1-EN-seismické - EN-seismické F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F2-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F2-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F2-EN-seismické - EN-seismické F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F3-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F3-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F3-EN-seismické - EN-seismické F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F4-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F4-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F4-EN-seismické - EN-seismické F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F5-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F5-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F5-EN-seismické - EN-seismické F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C

Jméno	Popis	Výpis
		F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F6-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F6-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F6-EN-seismické - EN-seismické
		F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F7-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F7-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F7-EN-seismické - EN-seismické
		F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F8-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F8-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F8-EN-seismické - EN-seismické
		F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F9-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F9-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F9-EN-seismické - EN-seismické
		F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F10-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F10-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F10-EN-seismické - EN-seismické
		F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F11-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F11-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F11-EN-seismické - EN-seismické
		F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F12-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F12-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F12-EN-seismické - EN-seismické
		F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F13-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F13-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F13-EN-seismické - EN-seismické
		F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F14-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F14-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F14-EN-seismické - EN-seismické
		F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B
		F15-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1
		F15-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2
		F15-EN-seismické - EN-seismické
		F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C
		MSP-Char (auto) - EN-MSP charakteristická
		MSP-Častá (auto) - EN-MSP častá
		MSP-Kvazi (auto) - EN-MSP kvazistálá
		OVERENI - Lineární - použitelnost
		F1-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F1-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F1-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F2-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F2-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F2-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F3-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F3-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F3-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F4-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F4-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F4-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F5-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F5-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F5-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F6-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F6-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F6-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F7-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F7-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F7-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
		F8-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická
		F8-EN-MSP častá - EN-MSP častá
		F8-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá

Jméno	Popis	Výpis
		F9-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F9-EN-MSP častá - EN-MSP častá F9-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F10-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F10-EN-MSP častá - EN-MSP častá F10-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F11-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F11-EN-MSP častá - EN-MSP častá F11-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F12-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F12-EN-MSP častá - EN-MSP častá F12-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F13-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F13-EN-MSP častá - EN-MSP častá F13-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F14-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F14-EN-MSP častá - EN-MSP častá F14-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá F15-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F15-EN-MSP častá - EN-MSP častá F15-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST1 (MSÚ)	OP_bezUP	F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F1-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F1-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F1-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F1-EN-seismické - EN-seismické
ST1 (MSP)	OP_bezUP	F1-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F1-EN-MSP častá - EN-MSP častá F1-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST2 (MSÚ)	OK_VlastniPodpory	F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F2-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F2-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F2-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F2-EN-seismické - EN-seismické
ST2 (MSP)	OK_VlastniPodpory	F2-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F2-EN-MSP častá - EN-MSP častá F2-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST3 (MSÚ)	OP_BetonazUP+OdstPodporNK	F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F3-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F3-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F3-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F3-EN-seismické - EN-seismické
ST3 (MSP)	OP_BetonazUP+OdstPodporNK	F3-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F3-EN-MSP častá - EN-MSP častá F3-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST4 (MSÚ)	NK_BetonazDesky	F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F4-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F4-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F4-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F4-EN-seismické - EN-seismické
ST4 (MSP)	NK_BetonazDesky	F4-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F4-EN-MSP častá - EN-MSP častá F4-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST5 (MSÚ)	NK_AnulaceDesky	F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F5-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F5-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F5-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F5-EN-seismické - EN-seismické
ST5 (MSP)	NK_AnulaceDesky	F5-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F5-EN-MSP častá - EN-MSP častá F5-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST6 (MSÚ)	NK_T-Prurez	F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F6-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F6-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F6-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F6-EN-seismické - EN-seismické
ST6 (MSP)	NK_T-Prurez	F6-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F6-EN-MSP častá - EN-MSP častá F6-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST7 (MSÚ)	ZemTIOP1	F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F7-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F7-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F7-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F7-EN-seismické - EN-seismické
ST7 (MSP)	ZemTIOP1	F7-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F7-EN-MSP častá - EN-MSP častá F7-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST8 (MSÚ)	ZemTIOP2	F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B

Jméno	Popis	Výpis
		F8-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F8-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F8-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F8-EN-seismické - EN-seismické
ST8 (MSP)	ZemTIOP2	F8-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F8-EN-MSP častá - EN-MSP častá F8-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST9 (MSÚ)	Rimsy	F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F9-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F9-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F9-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F9-EN-seismické - EN-seismické
ST9 (MSP)	Rimsy	F9-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F9-EN-MSP častá - EN-MSP častá F9-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST10 (MSÚ)	Vozovka	F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F10-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F10-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F10-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F10-EN-seismické - EN-seismické
ST10 (MSP)	Vozovka	F10-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F10-EN-MSP častá - EN-MSP častá F10-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST11 (MSÚ)	ZabradliP	F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F11-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F11-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F11-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F11-EN-seismické - EN-seismické
ST11 (MSP)	ZabradliP	F11-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F11-EN-MSP častá - EN-MSP častá F11-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST12 (MSÚ)	SvodidloP	F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F12-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F12-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F12-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F12-EN-seismické - EN-seismické
ST12 (MSP)	SvodidloP	F12-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F12-EN-MSP častá - EN-MSP častá F12-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST13 (MSÚ)	SvodidloL	F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F13-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F13-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F13-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F13-EN-seismické - EN-seismické
ST13 (MSP)	SvodidloL	F13-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F13-EN-MSP častá - EN-MSP častá F13-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST14 (MSÚ)	UvedeniDoProvozu	F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F14-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F14-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F14-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F14-EN-seismické - EN-seismické
ST14 (MSP)	UvedeniDoProvozu	F14-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F14-EN-MSP častá - EN-MSP častá F14-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá
ST15 (MSÚ)	KonecZivotnosti	F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor B F15-EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C - EN-MSÚ (STR/GEO) Soubor C F15-EN-mimořádné 1 - EN-mimořádné 1 F15-EN-mimořádné 2 - EN-mimořádné 2 F15-EN-seismické - EN-seismické
ST15 (MSP)	KonecZivotnosti	F15-EN-MSP charakteristická - EN-MSP charakteristická F15-EN-MSP častá - EN-MSP častá F15-EN-MSP kvazistálá - EN-MSP kvazistálá

Poznámky: Skupiny výsledků byly generovány automaticky softwarem.
Součinitele v jednotlivých kombinacích byly aplikovány automaticky softwarem.

3.7 Posouzení

Posouzení samostatného ocelového nosníku na MSÚ při $M_{y,max}$ – fáze ST 4

POSOUZENÍ SAMOSTATNÉHO OCELOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

PŘÍČNÁ A TORZNÍ ÚNOSNOST PRŮŘEZU (NA KLOPENÍ) dosažení kolapsu

100%

$M_{b,Rd}$ 6908 kNm

M_{Ed} 4254 kNm

$M_{Ed} / M_{b,Rd}$

62%

Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

KONSTRUKČNÍ OCEL

S 355

třída oceli

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

OCELOVÝ NOSNÍK

H 1200 [mm] výška nosníku
s 20 [mm] tloušťka stojiny
 B_h 400 [mm] šířka horní pásnice
 t_h 40 [mm] tloušťka horní pásnice
 B_s 650 [mm] šířka spodní pásnice
 t_s 50 [mm] tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N	56.9 kNm	normálová síla
V _y	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V _z	-0.5 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M _x	0.0 kNm	krotící moment
M _y	4254.3 kNm	ohybový moment kolem osy y
M _z	-0.2 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka
A _h	16000	[mm ²]
A _u	22200	[mm ²]
A _s	32500	[mm ²]
A	70700	[mm ²]
T_h		těžiště horní pásnice
Y _h	325.00	[mm]
Z _h	1180.00	[mm]
T_u		těžiště stojiny
Y _u	325.00	[mm]
Z _u	605.00	[mm]
T_s		těžiště spodní pásnice
Y _s	325.00	[mm]
Z _s	25.00	[mm]
T		těžiště celého průřezu
y	325.00	[mm]
z	468.51	[mm]
I _y	1.72E+10	[mm ⁴]
I _z	1.36E+09	[mm ⁴]
I _t	3.71E+07	[mm ⁴]
I _w	2.40E+14	[mm ⁶]
W _{el,y}	2.35E+07	[mm ³]
W _{el,z}	4.18E+06	[mm ³]
W _{pl,y}	2.94E+07	[mm ³]
W _{pl,z}	5.94E+06	[mm ³]

ZATRŽDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1110	20	355	55.5	0.81	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

ÚNOSNOST NA KLOPENÍ - PŘÍČNÁ A TORZNÍ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times (f_y / \gamma_{M1})$$

γ _{M1}	1.10 [1]	materiálový součinitel
χ _{LT}	0.77 [1]	součinitel klopení ohýbaných prutů
f _y	335 [MPa]	mez kluzu oceli
W _y	2.94E+07 [mm ³]	průřezový modul k ose y

W_y = W_{pl,y} pro průřez 1. a 2. třídy

W_y = W_{el,y} pro průřez 3. třídy

W_y = W_{eff,y} pro průřez 4. třídy

L **10 [m]** vzdálenost mezi body zajištěnými proti posunu kolmo z roviny

Příčná a torzní únosnost M_{b,Rd}

6908 kNm

M_{Ed} / M_{b,Rd} 4254 / 6908 **0.62** ≤ **1.00** **Vyhovuje**

SOUČINITEL KLOPENÍ OHÝBANÝCH PRUTŮ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^{-2})^{(1/2)}] = \mathbf{0.77} \quad [\mathbf{1}] \quad \text{součinitel klopení ohýbaných prutů}$$

0.77 ≤ 1.00 **Vyhovuje**

Φ_{LT} [1] součinitel
 $\overline{\lambda_{LT}}$ [1] poměrná štíhlost

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2]$$

Φ_{LT} = 0.80 [**1**] součinitel

α_{LT} [1] součinitel imperfekce při klopení
 $\overline{\lambda_{LT}}$ [1] poměrná štíhlost

SOUČINITEL IMPERFEKCE PŘI KLOPENÍ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2(tab. 6.3 a 6.4)

$$\alpha_{LT} = 0.49 \quad [1] \quad \text{součinitel imperfekce při klopení}$$

Pro válcovaný průřez

$$\begin{aligned} h/b \leq 2 & \quad 0.21 [1] \\ h/b > 2 & \quad 0.34 [1] \end{aligned}$$

Pro svařovaný průřez

$$\begin{aligned} h/b \leq 2 & \quad 0.49 [1] \\ h/b > 2 & \quad 0.76 [1] \end{aligned}$$

POMĚRNÁ ŠTÍHLOST

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2

$$\overline{\lambda}_{LT} = [(W_y \times f_y) / M_{cr}]^{(1/2)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.62 \quad [1] \quad \text{poměrná štíhlost}$$

M_{cr} [kNm]	pružný kritický moment při klopení
f_y [MPa]	mez kluzu oceli
W_y [mm ³]	průřezový modul k ose y

$W_y = W_{pl,y}$	pro průřez 1. a 2. třídy
$W_y = W_{el,y}$	pro průřez 3. třídy
$W_y = W_{eff,y}$	pro průřez 4. třídy

PRUŽNÝ KRITICKÝ MOMENT PŘI KLOPENÍ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, příl. NB.3.2(NB.3.1)

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times [\pi \times (E \times I_z \times G \times I_t)^{(1/2)}] / L$$

$$M_{cr} = 25399 \quad [\text{kNm}] \quad \text{pružný kritický moment při klopení}$$

E [MPa]	modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
G [MPa]	modul pružnosti oceli ve smyku
I_z [mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t [mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
L [mm]	vzdálenost mezi body zajištěnými proti posunu kolmo z roviny
π [1]	pí

BEZROZMĚRNÝ KRITICKÝ MOMENT

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, příl. NB.3.2(NB.3.2)

$$\mu_{cr} = C_1 / k_z \times [(1 + \kappa_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2)^{(1/2)} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)]$$

$$\mu_{cr} = 2.76 \quad [1] \quad \text{bezrozměrný kritický moment}$$

C_1 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
C_2 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
C_3 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
k_z [1]	součinitel vzpěrné délky
κ_{wt} [1]	bezrozměrný parametr kroucení
ζ_g [1]	bezrozměrný parametr působíště zatížení vzhledem ke středu smyku
ζ_j [1]	bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu

Posouzení samostatného ocelového nosníku na MSÚ při $M_{y,min}$ – fáze ST 4

POSOUZENÍ SAMOSTATNÉHO OCELOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

PŘÍČNÁ A TORZNÍ ÚNOSNOST PRŮŘEZU (NA KLOPENÍ) dosažení kolapsu

100%

$M_{b,Rd}$ 10279 kNm

M_{Ed} -876 kNm

$M_{Ed} / M_{b,Rd}$

9%

Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

KONSTRUKČNÍ OCEL

S 355

třída oceli

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

OCELOVÝ NOSNÍK

H 1750 [mm] výška nosníku
s 20 [mm] tloušťka stojiny
 B_h 400 [mm] šířka horní pásnice
 t_h 40 [mm] tloušťka horní pásnice
 B_s 650 [mm] šířka spodní pásnice
 t_s 50 [mm] tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N	-243.9 kNm	normálová síla
V _y	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V _z	-518.6 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M _x	0.0 kNm	kroučící moment
M _y	-875.9 kNm	ohybový moment kolem osy y
M _z	-63.3 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina hodnota jednotka

A _h	16000 [mm ²]	plocha horní pásnice
A _u	33200 [mm ²]	plocha stojiny
A _s	32500 [mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700 [mm ²]	plocha celého průřezu
T_h		těžiště horní pásnice
Y _h	325.00 [mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z _h	1730.00 [mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u		těžiště stojiny
Y _u	325.00 [mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z _u	880.00 [mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s		těžiště spodní pásnice
Y _s	325.00 [mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z _s	25.00 [mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T		těžiště celého průřezu
y	325.00 [mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
z	706.35 [mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I _y	4.05E+10 [mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I _z	1.36E+09 [mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I _t	3.86E+07 [mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I _w	5.23E+14 [mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
W _{el,y}	3.88E+07 [mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
W _{el,z}	4.18E+06 [mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
W _{pl,y}	4.86E+07 [mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
W _{pl,z}	5.99E+06 [mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	355	83	0.81	1.2	3

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **3**

ÚNOSNOST NA KLOPENÍ - PŘÍČNÁ A TORZNÍ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times (f_y / \gamma_{M1})$$

γ_{M1}	1.10 [1]	materiálový součinitel
χ_{LT}	0.87 [1]	součinitel klopení ohýbaných prutů
f_y	335 [MPa]	mez kluzu oceli
W_y	3.88E+07 [mm ³]	průřezový modul k ose y

$W_y = W_{pl,y}$ pro průřez 1. a 2. třídy

$W_y = W_{el,y}$ pro průřez 3. třídy

$W_y = W_{eff,y}$ pro průřez 4. třídy

L **6 [m]** vzdálenost mezi body zajištěnými proti posunu kolmo z roviny

Příčná a torzní únosnost $M_{b,Rd}$

10279 kNm

$M_{Ed} / M_{b,Rd}$

-876 / 10279

0.09

≤

1.00

Vyhovuje

SOUČINITEL KLOPENÍ OHÝBANÝCH PRUTŮ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2

$$\chi_{LT} = 1 / [\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}}^{-2})^{(1/2)}] = \mathbf{0.87} \quad [\mathbf{1}] \quad \text{součinitel klopení ohýbaných prutů}$$

0.87

≤

1.00

Vyhovuje

Φ_{LT} [1] součinitel

$\overline{\lambda_{LT}}$ [1] poměrná štíhlost

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2]$$

$\Phi_{LT} = \mathbf{0.64}$ [1] součinitel

α_{LT} [1] součinitel imperfekce při klopení

$\overline{\lambda_{LT}}$ [1] poměrná štíhlost

SOUČINITEL IMPERFEKCE PŘI KLOPENÍ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2(tab. 6.3 a 6.4)

$$\alpha_{LT} = 0.76 \quad [1] \quad \text{součinitel imperfekce při klopení}$$

Pro válcovaný průřez

$$\begin{aligned} h/b \leq 2 & \quad 0.21 [1] \\ h/b > 2 & \quad 0.34 [1] \end{aligned}$$

Pro svařovaný průřez

$$\begin{aligned} h/b \leq 2 & \quad 0.49 [1] \\ h/b > 2 & \quad 0.76 [1] \end{aligned}$$

POMĚRNÁ ŠTÍHLOST

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 6.3.2.2

$$\overline{\lambda}_{LT} = [(W_y \times f_y) / M_{cr}]^{(1/2)}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.37 \quad [1] \quad \text{poměrná štíhlost}$$

M_{cr} [kNm]	pružný kritický moment při klopení
f_y [MPa]	mez kluzu oceli
W_y [mm ³]	průřezový modul k ose y

$W_y = W_{pl,y}$	pro průřez 1. a 2. třídy
$W_y = W_{el,y}$	pro průřez 3. třídy
$W_y = W_{eff,y}$	pro průřez 4. třídy

PRUŽNÝ KRITICKÝ MOMENT PŘI KLOPENÍ

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, příl. NB.3.2(NB.3.1)

$$M_{cr} = \mu_{cr} \times [\pi \times (E \times I_z \times G \times I_t)^{(1/2)}] / L$$

$$M_{cr} = 93493 \quad [\text{kNm}] \quad \text{pružný kritický moment při klopení}$$

E [MPa]	modul pružnosti oceli v tahu a tlaku
G [MPa]	modul pružnosti oceli ve smyku
I_z [mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t [mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
L [mm]	vzdálenost mezi body zajištěnými proti posunu kolmo z roviny
π [1]	pí

BEZROZMĚRNÝ KRITICKÝ MOMENT

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, příl. NB.3.2(NB.3.2)

$$\mu_{cr} = C_1 / k_z \times [(1 + \kappa_{wt}^2 + (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)^2)^{(1/2)} - (C_2 \times \zeta_g - C_3 \times \zeta_j)]$$

$$\mu_{cr} = 5.98 \quad [1] \quad \text{bezrozměrný kritický moment}$$

C_1 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
C_2 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
C_3 [1]	součinitel závisující na zatížení a uložení nosníku
k_z [1]	součinitel vzpěrné délky
κ_{wt} [1]	bezrozměrný parametr kroucení
ζ_g [1]	bezrozměrný parametr působíště zatížení vzhledem ke středu smyku
ζ_j [1]	bezrozměrný parametr nesymetrie průřezu

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $M_{y,max}$ – fáze ST 14

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST dosažení kolapsu **100%**

$M_{pl,Rd}$ 14461 kNm M_{Ed} 8805 kNm $M_{Ed} / M_{pl,Rd}$ **61%** Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST dosažení kolapsu **100%**

$V_{pl,Rd}$ 9 kN V_{Ed} 2 kN $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ **26%** Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETON **C35/45** třída betonu Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.1

f_{ck} 35 [MPa] válcová pevnost betonu v tlaku
 γ_c 1.5 [1] součinitel bezpečnosti materiálu pro beton
 f_{cd} 23.3 [MPa] návrhová pevnost betonu

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

DESKA

H	300 [mm]	tlušťka desky
b_{eff}	1800 [mm]	efektivní šířka desky

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1200 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	56.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-0.5 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	4254.3 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-0.2 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-571.3 kNm	$N_{c,char}$	-423.2 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	2.9 kNm	$V_{zc,char}$	2.1 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	4551.0 kNm	$M_{yc,char}$	3371.1 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-4.1 kNm	$M_{zc,char}$	-3.1 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka
A_h	16000	[mm ²]
A_u	22200	[mm ²]
A_s	32500	[mm ²]
A	70700	[mm ²]
T_h		těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]
Z_h	1180.00	[mm]
T_u		těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]
Z_u	605.00	[mm]
T_s		těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]
Z_s	25.00	[mm]
T		těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]
Z	468.51	[mm]
I_y	1.72E+10	[mm ⁴]
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]
I_t	3.71E+07	[mm ⁴]
I_w	2.40E+14	[mm ⁶]
$W_{el,y}$	2.35E+07	[mm ³]
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]
$W_{pl,y}$	2.94E+07	[mm ³]
$W_{pl,z}$	5.94E+06	[mm ³]

DESKA

veličina	hodnota	jednotka
A	540000	[mm ²]
T		těžiště desky
Y	900	[mm]
Z	1350	[mm]
I_y	4.05E+09	[mm ⁴]
I_z	1.46E+11	[mm ⁴]
W_y	27000000	[mm ³]
W_z	1.62E+08	[mm ³]

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1110	20	0.6	55.5	19.79	1.2	1

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **1**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

323 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Deska	19.8	540000	10710	-173	-1855
Hor. pásnice - hor. č.	355	9272	3291	-12	-38
Hor. pás. - spod. č.	355	6728	2389	8	20
Stojina	0.6	22200	13	572	8
Spodní pásnice	335	32500	10888	1152	12540

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_{Ni}|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

14461 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

8805 / 14461

0.61

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	26640 [mm ²]	smyková plocha
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy
h_w	1110 [mm]	výška stojiny
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny
f_y	0.6 [MPa]	mez kluzu stojiny
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu

Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

9 kN

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \quad 2 / 9 \quad \mathbf{0.26} \leq \mathbf{1.00} \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)} \quad 55.50 \leq 1310.66 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd} \quad 2 \leq 5 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5 \quad 0.29 \leq 0.5 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $M_{y,min}$ – fáze ST 14

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$M_{pl,Rd}$ 16628 kNm M_{Ed} -5078 kNm $M_{Ed} / M_{pl,Rd}$ 31% Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$V_{pl,Rd}$ 3908 kN V_{Ed} -1135 kN $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ 29% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ **B 500B** třída betonářské výztuže Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk} 500 [MPa] mez kluzu betonářské výztuže
 γ_s 1.15 [1] součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž
 f_{yd} 434.8 [MPa] návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
s_h	150 [mm]	s_s	150 [mm]	rozteč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	-243.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-518.6 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-875.9 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-63.3 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-535.3 kNm	$N_{c,char}$	-396.5 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	-616.1 kNm	$V_{zc,char}$	-456.4 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-4202.4 kNm	$M_{yc,char}$	-3112.9 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-207.1 kNm	$M_{zc,char}$	-153.4 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka	
A_h	16000	[mm ²]	plocha horní pásnice
A_u	33200	[mm ²]	plocha stojiny
A_s	32500	[mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700	[mm ²]	plocha celého průřezu
T_h			těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z_h	1730.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u			těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z_u	880.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s			těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z_s	25.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T			těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
Z	706.35	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t	38612000	[mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka	
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho horního prutu výztuže
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho spodního prutu výztuže
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]	plocha horních prutů výztuže
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]	plocha spodních prutů výztuže
T_h			těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_h	1989.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose z
T_s			těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_s	1811.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose z
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho horního prutu výztuže k ose y
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho spodního prutu výztuže k ose y
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti horních prutů výztuže k ose y
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti spodních prutů výztuže k ose y

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	169.9	83	1.18	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1858 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1797	1061
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1619	955
Horní pásnice	355	16000	5680	1538	8737
Stojina - horní část	169.9	30365	5159	759	3916
Stojina - spodní část	169.9	2835	482	-71	-34
Spodní pásnice	335	32500	11538	-167	-1924

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

16628 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-5078 / 16628

0.31

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha	
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy	Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)
h_w	1660 [mm]	výška stojiny	
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny	
f_y	169.9 [MPa]	mez kluzu stojiny	
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu	

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

3908 kN

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = -1135 / 3908 \quad \mathbf{0.29} \leq \mathbf{1.00} \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_{\tau})^{(1/2)} \quad 83.00 \leq 131.44 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzovat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd} \quad 1135 \leq 1954 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzovat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5 \quad 0.32 \leq 0.5 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzovat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $V_{z,max}$ – fáze ST 14

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$M_{pl,Rd}$ 16536 kNm M_{Ed} -4872 kNm $M_{Ed} / M_{pl,Rd}$ 29% Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$V_{pl,Rd}$ 3818 kN V_{Ed} 1104 kN $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ 29% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ **B 500B** třída betonářské výztuže Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk} 500 [MPa] mez kluzu betonářské výztuže
 γ_s 1.15 [1] součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž
 f_{yd} 434.8 [MPa] návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
s_h	150 [mm]	s_s	150 [mm]	rozteč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	56.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	517.6 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-834.2 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	66.1 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-158.2 kNm	$N_{c,char}$	-117.2 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	586.3 kNm	$V_{zc,char}$	434.3 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-4038.2 kNm	$M_{yc,char}$	-2991.3 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	209.1 kNm	$M_{zc,char}$	154.9 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka	
A_h	16000	[mm ²]	plocha horní pásnice
A_u	33200	[mm ²]	plocha stojiny
A_s	32500	[mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700	[mm ²]	plocha celého průřezu
T_h			těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z_h	1730.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u			těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z_u	880.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s			těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z_s	25.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T			těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
Z	706.35	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t	38612000	[mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka	
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho horního prutu výztuže
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho spodního prutu výztuže
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]	plocha horních prutů výztuže
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]	plocha spodních prutů výztuže
T_h			těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_h	1989.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose z
T_s			těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_s	1811.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose z
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho horního prutu výztuže k ose y
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho spodního prutu výztuže k ose y
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti horních prutů výztuže k ose y
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti spodních prutů výztuže k ose y

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	166	83	1.19	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1874 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1813	1070
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1635	965
Horní pásnice	355	16000	5680	1554	8829
Stojina - horní část	166.0	30688	5094	767	3908
Stojina - spodní část	166.0	2512	417	-63	-26
Spodní pásnice	335	32500	11538	-151	-1737

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti **M_{pl,Rd}**

16536 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-4872 / 16536

0.29

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha	
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy	Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)
h_w	1660 [mm]	výška stojiny	
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny	
f_y	166 [MPa]	mez kluzu stojiny	
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu	

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

3818 kN

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	1104 / 3818	0.29	\leq	1.00	Vyhovuje
----------------------	-------------	-------------	--------	-------------	-----------------

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)}$	83.00	\leq	132.97	Vyhovuje
---	-------	--------	--------	-----------------

Není nutné průřez posouzat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd}$	1104	\leq	1909	Vyhovuje
--	------	--------	------	-----------------

Není nutné průřez posouzat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5$	0.32	\leq	0.5	Vyhovuje
--	------	--------	-----	-----------------

Není nutné průřez posouzat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $V_{z,min}$ – fáze ST 14

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$M_{pl,Rd}$ 16628 kNm

M_{Ed} -5055 kNm

$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$

30%

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$V_{pl,Rd}$ 3908 kN

V_{Ed} -1135 kN

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$

29%

Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

B 500B

třída betonářské výztuže

Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk} 500 [MPa]

mez kluzu betonářské výztuže

γ_s 1.15 [1]

součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž

f_{yd} 434.8 [MPa]

návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL

S 355

třída oceli

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa]

charakteristická mez kluzu

f_{uk} 490 [MPa]

charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa]

charakteristická mez kluzu

f_{uk} 470 [MPa]

charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1]

součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy

γ_{M1} 1.10 [1]

součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa]

výpočtová mez kluzu

f_{ud} 490 [MPa]

výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa]

výpočtová mez kluzu

f_{ud} 470 [MPa]

výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
s_h	150 [mm]	s_s	150 [mm]	rozteč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	56.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-518.5 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-852.6 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-66.4 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-535.3 kNm	$N_{c,char}$	-396.5 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	-616.1 kNm	$V_{zc,char}$	-456.4 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-4202.4 kNm	$M_{yc,char}$	-3112.9 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-207.1 kNm	$M_{zc,char}$	-153.4 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka	
A_h	16000	[mm ²]	plocha horní pásnice
A_u	33200	[mm ²]	plocha stojiny
A_s	32500	[mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700	[mm ²]	plocha celého průřezu
T_h			těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z_h	1730.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u			těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z_u	880.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s			těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z_s	25.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T			těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
Z	706.35	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t	38612000	[mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka	
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho horního prutu výztuže
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho spodního prutu výztuže
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]	plocha horních prutů výztuže
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]	plocha spodních prutů výztuže
T_h			těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_h	1989.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose z
T_s			těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_s	1811.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose z
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho horního prutu výztuže k ose y
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho spodního prutu výztuže k ose y
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti horních prutů výztuže k ose y
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti spodních prutů výztuže k ose y

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	169.9	83	1.18	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1858 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1797	1061
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1619	955
Horní pásnice	355	16000	5680	1538	8737
Stojina - horní část	169.9	30365	5159	759	3916
Stojina - spodní část	169.9	2835	482	-71	-34
Spodní pásnice	335	32500	11538	-167	-1924

$$M_{pl,Rd} = \sum |M|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

16628 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-5055 / 16628

0.30

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy
h_w	1660 [mm]	výška stojiny
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny
f_y	169.9 [MPa]	mez kluzu stojiny
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu

Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

3908 kN

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = -1135 / 3908 \quad \mathbf{0.29} \leq \mathbf{1.00} \quad \text{Vyhovuje}$$

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)} \quad 83.00 \leq 131.44 \quad \text{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd} \quad 1135 \leq 1954 \quad \text{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5 \quad 0.32 \leq 0.5 \quad \text{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $M_{y,max}$ – fáze ST 15

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST dosažení kolapsu 100%

$M_{pl,Rd}$ 14593 kNm M_{Ed} 12523 kNm $M_{Ed} / M_{pl,Rd}$ 86% Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST dosažení kolapsu 100%

$V_{pl,Rd}$ 169 kN V_{Ed} -43 kN $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ 25% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETON **C35/45** třída betonu Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.1

f_{ck} 35 [MPa] válcová pevnost betonu v tlaku
 γ_c 1.5 [1] součinitel bezpečnosti materiálu pro beton
 f_{cd} 23.3 [MPa] návrhová pevnost betonu

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm $< t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

DESKA

H	300 [mm]	tlušťka desky
b_{eff}	1800 [mm]	efektivní šířka desky

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1200 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	56.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-0.5 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	4254.3 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-0.2 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-348.3 kNm	$N_{c,char}$	-350.1 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	-42.3 kNm	$V_{zc,char}$	-31.7 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	8268.8 kNm	$M_{yc,char}$	6578.4 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	61.0 kNm	$M_{zc,char}$	45.7 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka
A_h	16000	[mm ²]
A_u	22200	[mm ²]
A_s	32500	[mm ²]
A	70700	[mm ²]
T_h		těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]
Z_h	1180.00	[mm]
T_u		těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]
Z_u	605.00	[mm]
T_s		těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]
Z_s	25.00	[mm]
T		těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]
Z	468.51	[mm]
I_y	1.72E+10	[mm ⁴]
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]
I_t	3.71E+07	[mm ⁴]
I_w	2.40E+14	[mm ⁶]
$W_{el,y}$	2.35E+07	[mm ³]
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]
$W_{pl,y}$	2.94E+07	[mm ³]
$W_{pl,z}$	5.94E+06	[mm ³]

DESKA

veličina	hodnota	jednotka
A	540000	[mm ²]
T		těžiště desky
Y	900	[mm]
Z	1350	[mm]
I_y	4.05E+09	[mm ⁴]
I_z	1.46E+11	[mm ⁴]
W_y	27000000	[mm ³]
W_z	1.62E+08	[mm ³]

ZATRŽDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1110	20	11	55.5	4.62	1.2	1

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **1**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

323 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Deska	19.8	540000	10710	-173	-1855
Hor. pásnice - hor. č.	355	9272	3291	-12	-38
Hor. pás. - spod. č.	355	6728	2389	8	20
Stojina	11.0	22200	244	572	140
Spodní pásnice	335	32500	10888	1152	12540

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

14593 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

12523 / 14593

0.86

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	26640 [mm ²]	smyková plocha	
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy	Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)
h_w	1110 [mm]	výška stojiny	
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny	
f_y	11 [MPa]	mez kluzu stojiny	
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu	

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

169 kN

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	-43 / 169	0.25	≤	1.00	Vyhovuje
----------------------	-----------	-------------	---	-------------	-----------------

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)}$	55.50	≤	306.10	Vyhovuje
---	-------	---	--------	-----------------

Není nutné průřez posouzovat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd}$	43	≤	85	Vyhovuje
--	----	---	----	-----------------

Není nutné průřez posouzovat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5$	0.28	≤	0.5	Vyhovuje
--	------	---	-----	-----------------

Není nutné průřez posouzovat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $M_{y,min}$ – fáze ST 15

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST				dosažení kolapsu	100%
$M_{pl,Rd}$	16952 kNm	M_{Ed}	-8953 kNm	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	53% Vyhovuje
SMYKOVÁ ÚNOSNOST				dosažení kolapsu	100%
$V_{pl,Rd}$	4239 kN	V_{Ed}	-1252 kN	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	30% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ **B 500B** třída betonářské výztuže Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk}	500 [MPa]	mez kluzu betonářské výztuže
γ_s	1.15 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž
f_{yd}	434.8 [MPa]	návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk}	355 [MPa]	charakteristická mez kluzu
f_{uk}	490 [MPa]	charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk}	335 [MPa]	charakteristická mez kluzu
f_{uk}	470 [MPa]	charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
γ_{M1}	1.10 [1]	součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd}	355 [MPa]	výpočtová mez kluzu
f_{ud}	490 [MPa]	výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd}	335 [MPa]	výpočtová mez kluzu
f_{ud}	470 [MPa]	výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
s_h	150 [mm]	s_s	150 [mm]	rozteč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	-243.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-518.6 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-875.9 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-63.3 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-1278.8 kNm	$N_{c,char}$	-996.7 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	-732.9 kNm	$V_{zc,char}$	-614.5 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-8077.1 kNm	$M_{yc,char}$	-6425.4 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-396.8 kNm	$M_{zc,char}$	-316.2 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka	
A_h	16000	[mm ²]	plocha horní pásnice
A_u	33200	[mm ²]	plocha stojiny
A_s	32500	[mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700	[mm ²]	plocha celého průřezu
T_h			těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z_h	1730.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u			těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z_u	880.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s			těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z_s	25.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T			těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
Z	706.35	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t	38612000	[mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka	
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho horního prutu výztuže
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho spodního prutu výztuže
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]	plocha horních prutů výztuže
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]	plocha spodních prutů výztuže
T_h			těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_h	1989.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose z
T_s			těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_s	1811.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose z
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho horního prutu výztuže k ose y
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho spodního prutu výztuže k ose y
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti horních prutů výztuže k ose y
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti spodních prutů výztuže k ose y

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	184.3	83	1.13	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1804 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1743	1029
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1565	924
Horní pásnice	355	16000	5680	1484	8432
Stojina - horní část	184.3	29290	5398	732	3953
Stojina - spodní část	184.3	3910	721	-98	-70
Spodní pásnice	335	32500	11538	-221	-2544

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

16952 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-8953 / 16952

0.53 ≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha	
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy	Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)
h_w	1660 [mm]	výška stojiny	
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny	
f_y	184.3 [MPa]	mez kluzu stojiny	
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu	

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

4239 kN

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \quad -1252 / 4239 \quad \mathbf{0.30} \leq \mathbf{1.00} \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)} \quad 83.00 \leq 126.20 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd} \quad 1252 \leq 2120 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5 \quad 0.32 \leq 0.5 \quad \mathbf{Vyhovuje}$$

Není nutné průřez posouzoovat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $V_{z,max}$ – fáze ST 15

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝSLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST		dosažení kolapsu		100%	
$M_{pl,Rd}$	17969 kNm	M_{Ed}	-7197 kNm	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	40% Vyhovuje
SMYKOVÁ ÚNOSNOST		dosažení kolapsu		100%	
$V_{pl,Rd}$	5403 kN	V_{Ed}	2429 kN	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	45% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ **B 500B** třída betonářské výztuže Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk}	500 [MPa]	mez kluzu betonářské výztuže
γ_s	1.15 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž
f_{yd}	434.8 [MPa]	návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk}	355 [MPa]	charakteristická mez kluzu
f_{uk}	490 [MPa]	charakteristická pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm

f_{yk}	335 [MPa]	charakteristická mez kluzu
f_{uk}	470 [MPa]	charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
γ_{M1}	1.10 [1]	součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd}	355 [MPa]	výpočtová mez kluzu
f_{ud}	490 [MPa]	výpočtová pevnost v tahu

pro 40 mm < $t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd}	335 [MPa]	výpočtová mez kluzu
f_{ud}	470 [MPa]	výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
s_h	150 [mm]	s_s	150 [mm]	rozteč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	61.1 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	517.6 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-850.6 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	65.5 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-2285.9 kNm	$N_{c,char}$	-1895.8 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	1911.8 kNm	$V_{zc,char}$	1527.3 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-6346.5 kNm	$M_{yc,char}$	-5092.3 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-6.0 kNm	$M_{zc,char}$	3.7 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka	
A_h	16000	[mm ²]	plocha horní pásnice
A_u	33200	[mm ²]	plocha stojiny
A_s	32500	[mm ²]	plocha spodní pásnice
A	81700	[mm ²]	plocha celého průřezu
T_h			těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose y
Z_h	1730.00	[mm]	poloha těžiště horní pásnice na ose z
T_u			těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose y
Z_u	880.00	[mm]	poloha těžiště stojiny na ose z
T_s			těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose y
Z_s	25.00	[mm]	poloha těžiště spodní pásnice na ose z
T			těžiště celého průřezu
Y	325.00	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose y
Z	706.35	[mm]	poloha těžiště celého průřezu na ose z
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose y
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]	moment setrvačnosti k ose z
I_t	38612000	[mm ⁴]	torzní moment setrvačnosti
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]	výsečový moment setrvačnosti
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose y
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]	elastický průřezový modul k ose z
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose y
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]	plastický průřezový modul k ose z

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka	
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho horního prutu výztuže
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]	plocha jednoho spodního prutu výztuže
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]	plocha horních prutů výztuže
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]	plocha spodních prutů výztuže
T_h			těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_h	1989.0	[mm]	poloha těžiště horních prutů betonářské výztuže na ose z
T_s			těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose y
Z_s	1811.0	[mm]	poloha těžiště spodních prutů betonářské výztuže na ose z
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho horního prutu výztuže k ose y
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]	moment setrvačnosti jednoho spodního prutu výztuže k ose y
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti horních prutů výztuže k ose y
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]	moment setrvačnosti spodních prutů výztuže k ose y

ZATRŽIDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	234.9	83	1.00	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1668 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1607	948
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1429	843
Horní pásnice	355	16000	5680	1348	7656
Stojina - horní část	234.9	26556	6238	664	4141
Stojina - spodní část	234.9	6644	1561	-166	-259
Spodní pásnice	335	32500	11538	-357	-4121

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti **M_{pl,Rd}**

17969 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-7197 / 17969

0.40

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha	
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy	Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)
h_w	1660 [mm]	výška stojiny	
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny	
f_y	234.9 [MPa]	mez kluzu stojiny	
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu	

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

5403 kN

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	2429 / 5403	0.45	\leq	1.00	Vyhovuje
----------------------	-------------	-------------	--------	-------------	-----------------

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)}$	83.00	\leq	111.78	Vyhovuje
---	-------	--------	--------	-----------------

Není nutné průřez posouzet na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd}$	2429	\leq	2702	Vyhovuje
--	------	--------	------	-----------------

Není nutné průřez posouzet na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5$	0.49	\leq	0.5	Vyhovuje
--	------	--------	-----	-----------------

Není nutné průřez posouzet na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Posouzení spřaženého ocelobetonového průřezu
na MSÚ při $V_{z,min}$ – fáze ST 15

POSOUZENÍ SPŘAŽENÉHO OCELOBETONOVÉHO PRŮŘEZU

Viz ČSN EN 1994-2

PŘEHLED VÝLEDKŮ

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$M_{pl,Rd}$ 17852 kNm M_{Ed} -5464 kNm $M_{Ed} / M_{pl,Rd}$ 31% Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST

dosažení kolapsu

100%

$V_{pl,Rd}$ 5260 kN V_{Ed} -2066 kN $V_{Ed} / V_{pl,Rd}$ 39% Vyhovuje

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ **B 500B** třída betonářské výztuže Viz ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, kap. 3.2

f_{yk} 500 [MPa] mez kluzu betonářské výztuže
 γ_s 1.15 [1] součinitel bezpečnosti materiálu pro betonářskou výztuž
 f_{yd} 434.8 [MPa] návrhová mez kluzu betonářské výztuže

KONSTRUKČNÍ OCEL **S 355** třída oceli Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, kap. 3.2

pro $t \leq 40$ mm

f_{yk} 355 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 490 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

pro $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm

f_{yk} 335 [MPa] charakteristická mez kluzu
 f_{uk} 470 [MPa] charakteristická pevnost v tahu

γ_{M0} 1.00 [1] součinitel materiálu pro únosnost materiálu kterékoliv třídy
 γ_{M1} 1.10 [1] součinitel materiálu pro únosnost při posuzování stability prutů

pro $t \leq 40$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 355 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 490 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

pro $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm (γ_{M0})

f_{yd} 335 [MPa] výpočtová mez kluzu
 f_{ud} 470 [MPa] výpočtová pevnost v tahu

GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

horní		spodní		
d_h	12 [mm]	d_s	12 [mm]	průměr výztuže
S_h	150 [mm]	S_s	150 [mm]	rozeč prutů výztuže
$C_{nom,h}$	55 [mm]	$C_{nom,s}$	55 [mm]	nominální krycí vrstva

OCELOVÝ NOSNÍK

H	1750 [mm]	výška nosníku
s	20 [mm]	tloušťka stojiny
B_h	400 [mm]	šířka horní pásnice
t_h	40 [mm]	tloušťka horní pásnice
B_s	650 [mm]	šířka spodní pásnice
t_s	50 [mm]	tloušťka spodní pásnice

ZATÍŽENÍ

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA OCELOVÝ NOSNÍK PŘED ZATVRDNUTÍM BETONU

N_a	-169.9 kNm	normálová síla
V_{ya}	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{za}	-518.8 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xa}	0.0 kNm	kroučící moment
M_{ya}	-855.2 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{za}	-63.7 kNm	ohybový moment kolem osy z

SÍLY PŮSOBÍCÍ NA PLNĚ SPOLUPŮSOBÍCÍ SPŘAŽENÝ PRŮŘEZ PŘI KOMBINACI MSÚ A MSP - CHAR.

MSÚ		MSP - charakteristický		
N_c	-428.2 kNm	$N_{c,char}$	-345.0 kNm	normálová síla
V_{yc}	0.0 kNm	$V_{yc,char}$	0.0 kNm	posouvající síla ve směru osy y
V_{zc}	-1546.9 kNm	$V_{zc,char}$	-1227.7 kNm	posouvající síla ve směru osy z
M_{xc}	0.0 kNm	$M_{xc,char}$	0.0 kNm	kroučící moment
M_{yc}	-4608.6 kNm	$M_{yc,char}$	-3822.7 kNm	ohybový moment kolem osy y
M_{zc}	-238.5 kNm	$M_{zc,char}$	-196.8 kNm	ohybový moment kolem osy z

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY

OCELOVÝ NOSNÍK

veličina	hodnota	jednotka
A_h	16000	[mm ²]
A_u	33200	[mm ²]
A_s	32500	[mm ²]
A	81700	[mm ²]
T_h		těžiště horní pásnice
Y_h	325.00	[mm]
Z_h	1730.00	[mm]
T_u		těžiště stojiny
Y_u	325.00	[mm]
Z_u	880.00	[mm]
T_s		těžiště spodní pásnice
Y_s	325.00	[mm]
Z_s	25.00	[mm]
T		těžiště celého průřezu
y	325.00	[mm]
z	706.35	[mm]
I_y	4.05E+10	[mm ⁴]
I_z	1.36E+09	[mm ⁴]
I_t	38612000	[mm ⁴]
I_w	5.23E+14	[mm ⁶]
$W_{el,y}$	3.88E+07	[mm ³]
$W_{el,z}$	4.18E+06	[mm ³]
$W_{pl,y}$	4.86E+07	[mm ³]
$W_{pl,z}$	5.99E+06	[mm ³]

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

veličina	hodnota	jednotka
$A_{h,1}$	113.1	[mm ²]
$A_{s,1}$	113.1	[mm ²]
$A_{s,h}$	1357.2	[mm ²]
$A_{s,s}$	1357.2	[mm ²]
T_h		těžiště horních prutů betonářské výztuže
Y_h	900.0	[mm]
Z_h	1989.0	[mm]
T_s		těžiště spodních prutů betonářské výztuže
Y_s	900.0	[mm]
Z_s	1811.0	[mm]
$I_{y,h,1}$	1017.9	[mm ⁴]
$I_{y,s,1}$	1017.9	[mm ⁴]
$I_{y,h}$	12214.5	[mm ⁴]
$I_{y,s}$	12214.5	[mm ⁴]

ZATRŽDĚNÍ OCELOVÉHO PRŮŘEZU

KLASIFIKACE PÁSNIC A STOJINY

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, tab. 5.2 a ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1

Prvek	c	t	f _y	c/t	ε	η	Třída
	[mm]	[mm]	[MPa]	[1]	[1]	[1]	
Levá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Pravá horní pásnice	190	40	355	4.75	0.81	-	1
Levá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Pravá spodní pásnice	315	50	335	6.3	0.84	-	1
Stojina	1660	20	228.7	83	1.01	1.2	2

Ocelový nosník spadá do třídy průřezu: **2**

MOMENTOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÝ MOMENT ÚNOSNOSTI

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.1.2

POLOHA PLASTICKÉ NEUTRÁLNÍ OSY

1681 mm

vzdál. od horní části průřezu (včetně desky)

Část průřezu	f _y	A	F	z	M
	[MPa]	[mm ²]	[kN]	[mm]	[kNm]
Bet. výztuž - horní	434.8	1357	590	1620	956
Bet. výztuž - spodní	434.8	1357	590	1442	851
Horní pásnice	355	16000	5680	1361	7732
Stojina - horní část	228.7	26826	6135	671	4114
Stojina - spodní část	228.7	6374	1458	-159	-232
Spodní pásnice	335	32500	11538	-344	-3965

$$M_{pl,Rd} = \sum |M_i|$$

$$M_i = F_i \times z_i$$

$$z_i = \pm |z_{Ti} z_N|$$

$$F_i = A_i \times f_{yi}$$

$$A_i = h_i \times t_i$$

M _i [kNm]	momentová únosnost jednotlivých částí průřezu
F _i [kN]	silová únosnost jednotlivých částí průřezu
z _i [mm]	vzdálenost těžiště příslušné části průřezu od plastické neutrální osy (na ose z)
z _{Ti} [mm]	pořadnice těžiště příslušné části průřezu na ose z
z _N [mm]	pořadnice neutrální osy na ose z
A _i [mm ²]	plocha příslušné části průřezu
f _{yi} [MPa]	mez kluzu příslušné části průřezu
h _i [mm]	délka příslušné části průřezu
t _i [mm]	tloušťka příslušné části průřezu

Plastický moment únosnosti M_{pl,Rd}

17852 kNm

M_{Ed} / M_{pl,Rd}

-5464 / 17852

0.31

≤

1.00

Vyhovuje

SMYKOVÁ ÚNOSNOST - PLASTICKÁ SMYKOVÁ ÚNOSNOST

Viz ČSN EN 1994-2, čl. 6.2.2.2

$$V_{pl,Rd} = A_v \times (f_y / 3^{(1/2)}) / \gamma_{M0}$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(2)

$$A_v = \eta \times (h_w \times t_w)$$

Viz ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, čl. 6.2.6(3)-d

A_v	39840 [mm ²]	smyková plocha
η	1.2 [1]	součinitel zvětšení smyk. plochy
h_w	1660 [mm]	výška stojiny
t_w	20 [mm]	tloušťka stojiny
f_y	228.7 [MPa]	mez kluzu stojiny
γ_{M0}	1.00 [1]	součinitel bezpečnosti materiálu

Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, čl. 5.1(2)

Plastická smyková únosnost $V_{pl,Rd}$

5260 kN

$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	-2066 / 5260	0.39	\leq	1.00	Vyhovuje
----------------------	--------------	-------------	--------	-------------	-----------------

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI BOULENÍ VE SMYKU Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 5.1(2)

$h_w / t_w \leq (31 / \eta) \times \varepsilon \times (k_\tau)^{(1/2)}$	83.00	\leq	113.29	Vyhovuje
---	-------	--------	--------	-----------------

Není nutné průřez posouzat na únosnost při boulení ve smyku.

POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PŘI INTERAKCI OHYBU A SMYKU Viz ČSN EN 1994-2, kap. 6.2.2.4(1)

$V_{Ed} \leq (1 / 2) \times V_{pl,Rd}$	2066	\leq	2630	Vyhovuje
--	------	--------	------	-----------------

Není nutné průřez posouzat na interakci smyku a ohybu.

POSOUZENÍ ÚNOS. PŘI INTERAKCI OHYBU, SMYKU A NORMÁL. SÍLY Viz ČSN EN 1993-1-5 ed. 3, kap. 7.1(2)

$\eta_3 = V_{Ed} / V_{bw,Rd} \leq 0.5$	0.43	\leq	0.5	Vyhovuje
--	------	--------	-----	-----------------

Není nutné průřez posouzat na interakci smyku, ohybu a normálové síly.

Konec statického výpočtu

Vypracoval: Ondřej Gabriel

