

UNIVERZITA PARDUBICE

DOPRAVNÍ FAKULTA JANA PERNERA

DIPLOMOVÁ PRÁCE

2023

Bc. Karel Rafael

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera

Návrh železobetonového integrovaného mostu o jednom poli
Diplomová práce

2023

Bc. Karel Rafael

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera
Akademický rok: 2021/2022

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

(projektu, uměleckého díla, uměleckého výkonu)

Jméno a příjmení: **Bc. Karel Rafael**
Osobní číslo: **D22443**
Studijní program: **N0732A260017 Dopravní stavitelství**
Téma práce: **Návrh železobetonového integrovaného mostu o jednom poli**
Zadávající katedra: **Katedra dopravního stavitelství**

Zásady pro vypracování

Navrhněte integrovaný železniční most. Předmětem práce je návrh mostní konstrukce, včetně vybraných výkresových příloh a statického výpočtu. Zpracujte teoretickou část týkající se výstavby integrovaných mostů.

Součástí práce bude rešerše, zpracování přehledných výkresů a podrobného statického výpočtu dle doporučení vedoucího práce.

Rozsah pracovní zprávy:

Rozsah grafických prací:

Forma zpracování diplomové 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

TP 261. *Integrované mosty*. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2017, 109 s. č. j. 157/2017-120-TN/1

VL4. *Mosty*. Praha: Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, 2021, 151 s. č. j. MD-5181/2021-120/2

A další dle pokynů vedoucího práce

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Pavel Jiříček, Ph.D.

Katedra dopravního stavitelství

Datum zadání diplomové práce:

26. října 2021

Termín odevzdání diplomové práce:

17. května 2022

L.S.

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

Ing. Aleš Šmejda, Ph.D.
vedoucí katedry

V Pardubicích dne 28. října 2021

Prohlašuji:

Práci s názvem „Návrh železobetonového integrovaného 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 zákona 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 Univerzita 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 předpisů, 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 12. 5. 2023

Bc. Karel Rafael v.r.

PODĚKOVÁNÍ

Rád bych poděkoval svému vedoucímu diplomové práce panu Ing. Pavlu Jiříčkovi, Ph.D. za odborné, užitečné a cenné rady. Dále za poskytnutí určitého nadhledu do problematiky vyskytující se v mé závěrečné práci a též za strávený čas nad dozorem. Poté bych velmi rád věnoval poděkování své rodině, a to za podporu po dobu celého studia a také za to, že mi umožnila se dlouhá léta vzdělávat.

ANOTACE

Diplomová práce se zabývá koncepcí statického výpočtu železobetonového rámového mostu. Jedná se o monolitickou integrovanou konstrukci. V teoretické části této diplomové práce je uvedena interakce mezi integrovaným mostem a okolní zeminou. Jsou zde rozepsány například způsoby namáhání konstrukce na základě různých typů zemních tlaků. Další část diplomové práce se zabývá praktickou činností, kdy je prováděn statický výpočet zvoleného integrovaného mostu, a to pomocí softwaru a dílčích analytických výpočtů. Na závěr je provedeno statické vyhodnocení konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stabilita, pevnost, odolnost, statický výpočet, zatížení, kombinace, železobeton, mezní stav.

TITLE

Design of a single-span reinforced concrete integrated bridge

ANNOTATION

The diploma thesis deals with the concept of a static calculation of reinforced concrete frame bridge. It is a monolithic integrated construction. The theoretical part of this diploma thesis presents the interaction between the integrated bridge and the surrounding soil. For example, the methods of stressing the structure based on different types of ground pressures are described here. The next part of the diploma thesis deals with practical activities in which the static calculation of selected integrated bridge is performed, using software and partial analytical calculations. In conclusion a static evaluation of the structure is performed.

KEYWORDS

Stability, strength, resilience, static calculation, a load, combinations, reinforced concrete, limit state.

OBSAH

SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK.....	10
SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK	13
0. ÚVOD.....	18
1. ROZDĚLENÍ MOSTŮ	19
1.1. NEINTEGROVANÝ MOST.....	20
1.2. SEMI - INTEGROVANÝ MOST	23
1.3. INTEGROVANÝ MOST	25
2. POSOUZENÍ VHODNOSTI GEOTECHNICKÝCH POMĚRŮ Z HLEDISKA NÁVRHU INTEGROVANÉHO MOSTU	30
2.1. ZÁKLADNÍ PARAMETRY ZEMIN	30
2.2. INTERAKCE INTEGROVANÉHO MOSTU SE ZEMINOU	32
2.2.1. ZEMNÍ TLAKY	33
3. KONCEPCE NÁVRHU INTEGROVANÉHO MOSTU.....	39
3.1. ZÁJMOVÉ ÚZEMÍ	39
3.2. MATERIÁLY	40
3.3. ZALOŽENÍ KONSTRUKCE.....	41
4. POPIS MOSTU A JEHO TECHNOLOGICKÝ POSTUP.....	45
4.1. PRŮVODNÍ ZPRÁVA.....	45
4.2. SOUHRNNÁ TECHNICKÁ ZPRÁVA	46
5. STATICKÝ VÝPOČET MOSTU	49
5.1. GEOMETRIE	49
5.2. ZATÍŽENÍ	53
5.2.1. Stálé zatížení	53
5.2.2. Proměnné zatížení.....	58
5.3. MODEL KONSTRUKCE	82
5.3.1. Stanovení horizontální tuhosti pilot.....	83
5.4. REAKCE A VNITŘNÍ SÍLY	85
5.5. KOMBINACE ZATÍŽENÍ	86
6. STATICKÉ POSOUZENÍ INTEGROVANÉHO MOSTU	94
6.1. MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI.....	96
6.2. MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI	114
7. NÁVRH A POSOUZENÍ ZALOŽENÍ	126
7.1. Návrhová únosnost piloty délky 7,0 metrů.....	126

7.2 Návrhová únosnost piloty délky 12,0 metrů.....	130
7.3 Charakteristická únosnost piloty délky 7,0 metrů	133
7.4 Charakteristická únosnost piloty délky 12,0 metrů	140
8. ZATÍŽITELNOST	145
9. ZÁVĚR	150
POUŽITÁ LITERATURA	151
PŘÍLOHY	154
Příloha P.1.....	154
Příloha P.2.....	154
Příloha P.3.....	154
Příloha P.4.....	154
Příloha P.5.....	154
Příloha P.6.....	154
Příloha P.7.....	154

SEZNAM ILUSTRACÍ A TABULEK

Obrázek 1: Schéma neintegrovaného mostu.....	20
Obrázek 2: Půdorysné schéma uložení prostého nosníku [2]	22
Obrázek 3: Schéma zabudování ložiska na úložném prahu [5]	22
Obrázek 4: Podpovrchový mostní závěr [7]	23
Obrázek 5: Polointegrovaný most - Typ 1 [3]	25
Obrázek 6: Typy uspořádání přechodů [3]	26
Obrázek 7: Meze použitelnosti IM [3].....	27
Obrázek 8: Deformace integrovaného mostu [3].....	32
Obrázek 9: Klidový zemní tlak integrovaného mostu [3].....	33
Obrázek 10: Aktivní zemní tlak integrovaného mostu pro nesoudržné zeminy [3]	35
Obrázek 11: Aktivní zemní tlak integrovaného mostu pro soudržné zeminy [3]	36
Obrázek 12: Pasivní zemní tlak integrovaného mostu pro nesoudržné zeminy [3].....	37
Obrázek 13: Pasivní zemní tlak integrovaného mostu pro soudržné zeminy [3]	38
Obrázek 14: Vytyčení zájmového území [17]	39
Obrázek 15: Půdorys schématického umístění vrtů.....	42
Obrázek 16: Příčný řez v poli NK (viz příloha P.4)	50
Obrázek 17: Podélný řez (viz příloha P.6).....	51
Obrázek 18: Půdorys (viz příloha P.7).....	52
Obrázek 19: Příčný řez mostovky s ostatním stálým zatížením	53
Obrázek 20: Znázornění působení zemního tlaku bez přitížení od dopravy	56
Obrázek 21: Znázornění působení modifikovaného zemního tlaku	57
Obrázek 22: Mapa s maximálními teplotami vzduchu ve stínu [31]	58
Obrázek 23: Mapa s minimálními teplotami vzduchu ve stínu [31].....	59
Obrázek 24: Rozdíly teplot pro betonové konstrukce typu 3.a [31].....	60
Obrázek 25: Průřezy na mostovce	61
Obrázek 26: Schéma nelineárního průběhu teploty po výšce průřezu.....	63
Obrázek 27: Meze vlastních frekvencí mostu [28]	67
Obrázek 28: Zatěžovací model LM 71	68
Obrázek 29: Porovnání zatěžovacích stavů LM71	69
Obrázek 30: Příčný roznos zatížení	70
Obrázek 31: Rozložení příčného zatížení LM71 - $Qvk = 156,25$ kN	71
Obrázek 32: Rozložení příčného zatížení LM71 - $qv_k = 80$ kN/m.....	71
Obrázek 33: Sestavy zatížení železniční dopravou [28]	74
Obrázek 34: Znázornění působení zemního tlaku s přitížením od dopravy	75
Obrázek 35: Model konstrukce mostu - 3D zobrazení	82
Obrázek 36: Model konstrukce mostu – roštové zobrazení.....	83
Obrázek 37: Vyznačení řezů na rámu pro odečítání vnitřních sil.....	89
Obrázek 38: Schématické znázornění pro průřez 5	98
Obrázek 39: Schématické znázornění pro průřez 8	104
Obrázek 40: Schématické znázornění pro průřez 7	110
Obrázek 41: Příčinkový součinitel sedání – 7 m [34].....	136
Obrázek 42: Korekční součinitel – 7 m [34].....	137
Obrázek 43: Youngovy sečnové moduly [34]	138
Obrázek 44: Příčinkový součinitel sedání - 12 m [34]	142

Obrázek 45: Korekční součinitel – 12 m [34].....	143
Obrázek 46: Ohybový moment M – zatížení bez dopravy	145
Obrázek 47: Posouvající síla V – zatížení bez dopravy.....	146
Obrázek 48: Normálová síla N - zatížení bez dopravy	146
Obrázek 49: Ohybový moment M - zatížení od dopravy	146
Obrázek 50: Posouvající síla V - zatížení od dopravy.....	147
Obrázek 51: Normálová síla N - zatížení od dopravy	147
Tabulka 1: Charakteristika přechodu mostu na těleso komunikace [3].....	24
Tabulka 2: Zatřídění integrovaných mostů dle materiálu a dilatující délky [3]	28
Tabulka 3: Geologická dokumentace vrtu J609	43
Tabulka 4: Geotechnické charakteristiky vrtu J609	44
Tabulka 5: Porovnání vlastní tíhy	53
Tabulka 6: Plošné ostatní stálé zatížení	54
Tabulka 7: Liniové ostatní stálé zatížení	54
Tabulka 8: Výpočet vodorovně působící síly na opěru	55
Tabulka 9: Výpočet působící modifikované síly na opěru	57
Tabulka 10: Hodnoty rovnoměrných složek teploty.....	60
Tabulka 11: Hodnoty pro oteplení pro jednotlivé průřezy	60
Tabulka 12: Hodnoty pro ochlazení pro jednotlivé průřezy	61
Tabulka 13: Hodnoty pro nerovnoměrné složky oteplení	63
Tabulka 14: Hodnoty pro nerovnoměrné složky ochlazení	64
Tabulka 15: Současné působící zatížení brzdných a rozjezdových sil [28]	72
Tabulka 16: Fáze výstavby	76
Tabulka 17: Pevnostní a deformační charakteristiky betonu [19]	77
Tabulka 18: Výpočet součinitele dotvarování - konec životnosti.....	78
Tabulka 19: Hodnoty kh [19]	79
Tabulka 20: Výpočet smršťování betonu – stav pro uvedení do provozu	80
Tabulka 21: Výpočet smršťování betonu – stav pro konec životnosti.....	81
Tabulka 22: Hodnoty konstant pro hrubozrnné zeminy [ČSN 731004].....	84
Tabulka 23: Tuhosti piloty délky 7,0 m.....	84
Tabulka 24: Tuhosti piloty délky 12,0 m.....	84
Tabulka 25: Hodnoty součinitelů pro železniční mosty [10].....	88
Tabulka 26: Hodnoty vnitřních sil z kombinací MSÚ.....	90
Tabulka 27: Hodnoty vnitřních sil z charakteristické kombinace	91
Tabulka 28: Hodnoty vnitřních sil z časté kombinace.....	92
Tabulka 29: Hodnoty vnitřních sil z kvazistálé kombinace.....	93
Tabulka 30: Geologické poměry piloty - 7 m.....	126
Tabulka 31: Geostatické napětí - 7 m	129
Tabulka 32: Kontaktní napětí - 7 m	129
Tabulka 33: Tření na plášti - 7 m.....	129
Tabulka 34: Geologické poměry piloty - 12 m.....	130
Tabulka 35: Geostatické napětí - 12 m	132
Tabulka 36: Kontaktní napětí - 12 m	132
Tabulka 37: Tření na plášti - 12 m.....	132
Tabulka 38: Velikosti regresních parametrů [34]	134

Tabulka 39: Regresní parametry - 7 m	134
Tabulka 40: Tření na plášti (charakteristické) - 7 m.....	134
Tabulka 41: Youngův sečnový modul - 7 m.....	138
Tabulka 42: Regresní parametry - 12 m	140
Tabulka 43: Tření na plášti (charakteristické) - 12 m.....	141
Tabulka 44: Youngův sečnový modul - 12 m.....	143
Tabulka 45: Přehled o zatížitelnosti [35].....	149

SEZNAM ZKRATEK A ZNAČEK

ČSN	Česká technická norma
PK	Pozemní komunikace
ŽB	Železobeton
ŽP	Životní prostředí
IM	Integrovaný most
NIM	Neintegrováný most
SIM	Semi – integrováný most
VT	Výkonová třída komunikace
X0	Stupeň vlivu prostředí bez nebezpečí koroze nebo narušení
XC1 – XC4	Stupně vlivu prostředí s nebezpečím koroze vlivem karbonatace
XD1 – XD3	Stupně vlivu prostředí s nebezpečím koroze vlivem chloridů, ne však z mořské vody
XF1 – XF4	Stupně vlivu prostředí při narušení mrazen a rozmrazování
XA1 – XA3	Stupně vlivu prostředí při chemickém narušení
SŽ SM011	Směrnice 011 Správy Železnic
MVL	Mostní vzorové listy
LM71	Zatěžovací model 71
SW/0	Zatěžovací model pro spojitý mosty
SW/2	Zatěžovací model pro těžká zatížení
HSLM	Zatěžovací model od osobních vlaků o rychlostech překračujících 200 km/h
PHS	Protihluková stěna
Δh_{adm}	Maximální přípustná hodnota vodorovných posunů konců mostu [mm]
Δh	Vodorovné posuny konce mostu [mm]
Δh_G	Vodorovný posun konce mostu od stálých zatížení [mm]
Δh_P	Účinky předpětí [mm]
Δh_{C+S}	Dotvarování a smršťování betonu [mm]
Δh_{Qi}	Vodorovný posun od proměnného nedopravního zatížení [mm]
$\Psi_{I,infq,T}$	Teplotní součinitel kombinace [-]
$\Psi_{I,i}$	Součinitel kombinace [-]

$\Psi_{2,i}$	Součinitel kombinace [-]
Δh_T	Zatížení teplotou [$^{\circ}\text{C}$]
Δh_{Tmax}	Maximální zatížení teplotou [$^{\circ}\text{C}$]
Δh_{Tmin}	Minimální zatížení teplotou [$^{\circ}\text{C}$]
LBE_{adm}	Maximální dilatující délka [m]
$\varepsilon_{NK,max}$	Maximální poměrné přetvoření nosné konstrukce [%o]
E	Modul pružnosti [GPa]
ν	Poissonův součinitel [-]
C_c	Index komprese [-]
Q	Množství vody proudící v materiálu [m/s]
K	Filtrační součinitel [m/s]
A	Plocha příčného řezu materiálu [m ²]
i	Hydraulický sklon [-]
v_p	Rychlost proudění [m/s]
σ_r	Zemní tlak v klidu pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
σ_z	Svislé napětí v zemině [MPa]
γ	Objemová tíha [kN/m ³]
z	Výška [m]
k_o	Součinitel klidového zemního tlaku [-]
ν	Poissonovo číslo [-]
φ	Úhel vnitřního tření [$^{\circ}$]
S	Výslednice klidového zemního tlaku [kN]
σ_a	Aktivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
k_a	Součinitel aktivního zemního tlaku [-]
S_a	Výslednice aktivního zemního tlaku [kN]
c	Koheze [kPa]
Z_{ca}	Udržovací výška [m]
σ_p	Pasivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
k_p	Součinitel pasivního zemního tlaku [-]

Z_{cp}	Výška zvyšující pasivní odpor zeminy [m]
f_{ck}	Charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]
f_{cm}	Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]
f_{ctm}	Pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní [MPa]
E_{cm}	Modul pružnosti betonu ve stáří [GPa]
E_{def}	Modul přetvárnosti [MPa]
$U_{v,tab}$	Svislá tabulková únosnost pilot [kN]
R_p	Předpokládaná únosnost [kPa]
I_c	Stupeň konzistence [-]
I_d	Relativní hutnost [%]
k^*	Modifikovaný součinitel zemního tlaku [-]
d_{tm}	Vodorovný posun opěry od teploty [m]
α_{bet}	Součinitel teplotní roztažnosti nosné konstrukce [K^{-1}]
ΔT	Absolutní součet rozdílů teplot [$^{\circ}C$]
T_{max}	Maximální teplota vzduchu ve stínu [$^{\circ}C$]
T_{min}	Minimální teplota vzduchu ve stínu [$^{\circ}C$]
$T_{e,min}$	Minimální rovnoměrná složka teplota mostu [$^{\circ}C$]
$\Delta T_{N,CON}$	Maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu zkrácení [$^{\circ}C$]
$\Delta T_{N,EXP}$	Max. rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu prodloužení [$^{\circ}C$]
$N_{EXP/CON}$	Normálová složka síly pro účinky oteplení/ochlazení [kN]
$M_{EXP/CON}$	Ohybový moment pro účinky oteplení/ochlazení [kNm]
ε	Přetvoření od oteplení/ochlazení [-]
Ψ	Pootočení nosníku [rad]
I_i	Moment setrvačnosti [m^4]
h_i	Výška průřezu [m]
ω_N	redukční součinitel rovnoměrné složky teploty pro kombinaci s rozdílovou složkou teploty [-]
ω_M	redukční součinitel rozdílové složky teploty pro kombinaci s rovnoměrnou složkou teploty [-]

α	Klasifikační součinitel [-]
L_{Φ}	Náhradní délka [m]
$n_{0,dolní}$	Dolní mez první vlastní frekvence mostu [Hz]
$n_{0,horní}$	Horní mez první vlastní frekvence mostu [Hz]
$n_{0,mostu}$	První vlastní frekvence mostu [Hz]
Φ_3	Dynamický součinitel [-]
Q_{vk}	Jednotkové zatížení od LM71 [kN]
q_{vk}	Spojité zatížení od LM71 [kN/m]
b_r	Příčná zatěžovací šířka [m]
Q_{lak}	Rozjezdová síla [kN/m]
$L_{a,b}$	Délka vlaku [m]
Q_{lbk}	Brzdná síla [kN/m]
Q_{sk}	Boční ráz [kN]
σ_{LM71}	Svislé zatížení od LM71 bez dynamického součinitele [kN/m]
F_w	Zatížení větrem [kN]
ρ	Kubická hmotnost vzduchu [kg/m ³]
v_b	Základní rychlost větru stanovená podle větrové oblasti [m/s]
$c_{vítr}$	Součinitel zatížení větrem [-]
A_{ref}	Referenční plocha [m ²]
k_{hz}	Modul horizontální stlačitelnosti [kN/m ³]
d	Průměr piloty [m]
n_h	Konstanta pro hrubozrné zeminy [-]
$\gamma_{G,j}$	Dílčí součinitel stálého zatížení [-]
γ_P	Dílčí součinitel od předpětí [-]
$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$	Dílčí součinitel proměnného zatížení [-]
$\Psi_{0,1}, \Psi_{0,i}$	Součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení [-]
ξ	Redukční součinitel [-]
$\Psi_{1,1}$	Součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení [-]
$\Psi_{2,i}$	Součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení [-]
$G_{K,j}$	Charakteristická hodnota stálého zatížení [kN; kN/m]

$Q_{K,1}$	Charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení [kN ; kN/m]
$Q_{K,i}$	Charakteristická hodnota vedlejšího proměnného zatížení [kN ; kN/m]
P	Hodnota zatížení od předpětí [kN ; kN/m]
R_{vd}	Svislá návrhová únosnost piloty [kN]
R_{vk}	Svislá charakteristická únosnost piloty [kN]
R_{bd}	Návrhová únosnost paty piloty [kN]
R_{bk}	Charakteristická únosnost paty piloty [kN]
R_{sd}	Návrhová únosnost na plášti piloty [kN]
V_d	Svislá složka návrhového zatížení působícího v hlavě piloty [kN]
q_{si}	Tření na plášti piloty [kPa]
σ_{xi}	Kontaktní napětí v i -té vrstvě [kPa]
γ_{r1}	Součinitel vyjadřující vliv technologie provádění pilot [-]
σ_{ri}	Geostatické napětí v hloubce z_i [kPa]
m_p	Dílní součinitel vyjadřující vliv povrchu dřívku piloty [-]
a, b, e, f	Regresní parametry únosnosti [-]
D_i	Vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i -té vrstvy [m]
β	Součinitel přenosu zatížení [-]
q_b	Velikost napětí na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření [kPa]
q_s	Průměrná velikost plášťového tření podél dřívku piloty [kPa]
I	Příčinkový koeficient sedání piloty [-]
R_k	Korekční součinitel [-]
K	Tuhost piloty [-]
E_{si}	Youngův sečnový modul [MPa]
Z_{LM71}	Zatížitelnost [-]
$E_{rs,Ed,i}$	kombinační hodnota zatížení, která působí současně s pohyblivým zatížením [kNm]
$E_{LM71,Ed}$	Kombinační hodnota svislého zatížení železniční dopravou LM71 vč. dynamických vlivů ($\alpha = 1,00$) [kNm]

0. ÚVOD

Tato diplomová práce se zabývá statickým posouzením mostní konstrukce.

Jedná se o integrovaný most. Přínosem takové konstrukce je nižší potřeba údržby, a to vede k nižším finančním nárokům na provozování díla.

Tento typ mostu je zajímavý tím, že se zde neuvažují mostní závěry ani ložiska umožňující pohyb nosné konstrukce. Most tedy není schopen dilatovat nosnou konstrukci vůči spodní stavbě. U takových mostů se klade velký důraz na vliv okolní zeminy v interakci s konstrukcí a vzniku přídavných napětí, například pnutí. Touto problematikou se zabývá teoretická část diplomové práce.

Cílem této diplomové práce je navrhnout jednoduchý rám představující integrovaný most o rozpětí 20 metrů, na kterém probíhá železniční doprava a provést statické posouzení (další specifikace navrhované konstrukce jsou definovány v kapitole 3).

Konstrukce mostu se vymodeluje ve výpočtovém softwaru Scia Engineer 22.0, kde budou definovány jednotlivé zatěžovací stavy a jejich různé kombinace, které by mohly nepříznivě ovlivnit chování mostu. Dále jsou provedeny dílčí výpočty tzv. v ruce, které potvrdí správnost softwarového vyhodnocování. Výsledkem je posouzení, zda monolitický železobetonový integrovaný most vyhoví.

1. ROZDĚLENÍ MOSTŮ

Most je dle české technické normy (ČSN) 73 6200 [1] definován jako mostní objekt, který je součástí dopravní cesty a umožňuje překonávat přírodní nebo umělou překážku přemostěním. Příkladem přírodní překážky může být vodočet nebo třeba údolí a příkladem umělé překážky je pozemní komunikace (PK) nebo železniční trať. Kolmá světlost jednoho mostního otvoru je větší jak 2,00 metry a takový most je obecně tvořen: [1]

- Spodní stavbou,
- přidruženými částmi,
- nosnou konstrukcí,
- mostním svrškem a mostním vybavením.

Nosná konstrukce přenáší účinky zatížení na spodní stavbu [1]. Zatížením je myšleno zatížení stálé, tj. vlastní tíha nebo proměnné, které představuje zatížení dopravou, větrem a sněhem. U betonových mostů je nosná konstrukce nejčastěji vyrobena ze železobetonu (ŽB) nebo předpjatého betonu [1]. Materiál záleží na rozpětí a technologii provádění. Dále může být vyrobena z jejich kombinací anebo z prostého betonu, ale to se z důvodu ohybových vlastností betonu neprovádí. Nosná konstrukce mostu se zpravidla skládá z těchto konstrukčních částí: [1]

- Hlavní nosná konstrukce,
- mostovka,
- ztužení,
- ložiska,
- mostní závěry,
- čelní zeď a spolupůsobící přesypávka.

Mostní konstrukce lze dělit dle mnoho parametrů. Může se jednat například dělení podle druhu převáděné komunikace, plánované doby trvání, průběhu trasy na mostě, podle materiálu a dalších parametrů [1]. Jedním z nejdůležitějších rozdělení mostů je podle statické funkce hlavní nosné konstrukce: [1]

- Deskový most, trámový most, rámový most, obloukový most, klenbový most, věšadlový most, vzpínadlový most, vzpěradlový most, zavěšený most, visutý most, integrovaný most.

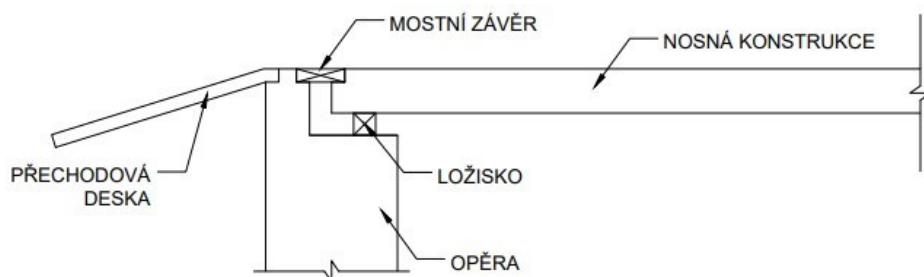
U většiny mostů je umožněno dilatování hlavní nosné konstrukce od spodní stavby. Tím je myšleno, že nosná konstrukce je uložena na ložiskách, které umožňují dilatační pohyby v podélném i v příčné směru a nevznikají tak přídatná napětí v konstrukci [2].

Podle toho, zda je hlavní nosná konstrukce uložena na ložiskách, vetknuta do podpěr anebo nedisponuje/disponuje mostními závěry lze mosty rozlišovat na: [3]

- a. Neintegrované konstrukce
- b. Semi-integrované konstrukce
- c. Integrované konstrukce

1.1. NEINTEGROVANÝ MOST

Jedná se o běžný most, který disponuje mostními ložisky a závěry. Je zde umožněn pohyb hlavní nosné konstrukce, který vzniká na základě působení teploty, dotvarování a smršťování betonu, od brzdných a rozjezdových sil a také od větru. Dilatováním se zabraňuje vzniku napjatosti v konstrukci [3].



Obrázek 1: Schéma neintegrovaného mostu

Takový běžný most, který umožňuje dilatování nosné konstrukce se navrhuje dle ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů [4]. Tato norma definuje požadavky na inženýrské dílo. Takové požadavky, aby most splňoval určité konstrukční uspořádání a bylo tak dosaženo bezpečnosti při realizaci a používání konstrukce. Dále ochrany životního prostředí (ŽP) a životnosti [4].

Uložení nosné konstrukce se realizuje na ložiska. Úkolem ložisek je přenést vlastní tíhu nosné konstrukce, vozovky a probíhající dopravy (vodorovné a svislé zatížení) do krajních a

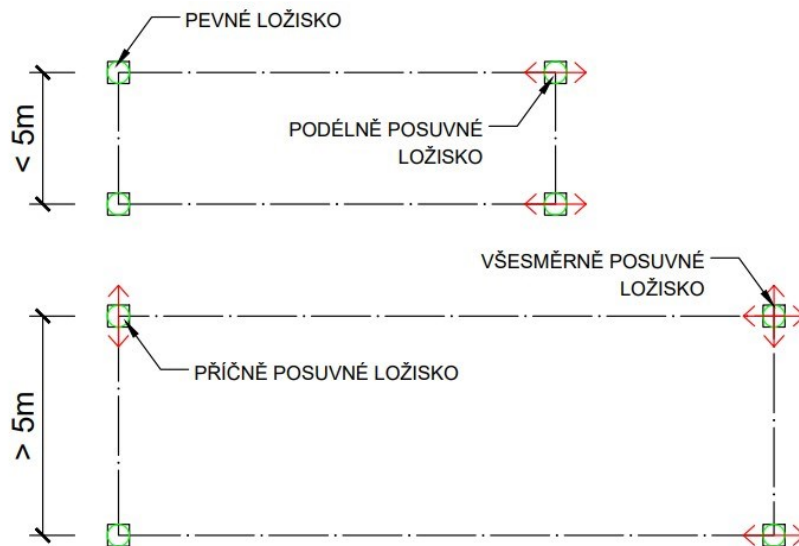
mezilehlých podpěr, respektive do krajních opěr a mezilehlých pilířů a ty dále přenášejí zatížení do základů a okolní zeminy [5].

Dle TP 75 – „Uložení nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací“ lze mostní ložiska rozlišovat podle: [6]

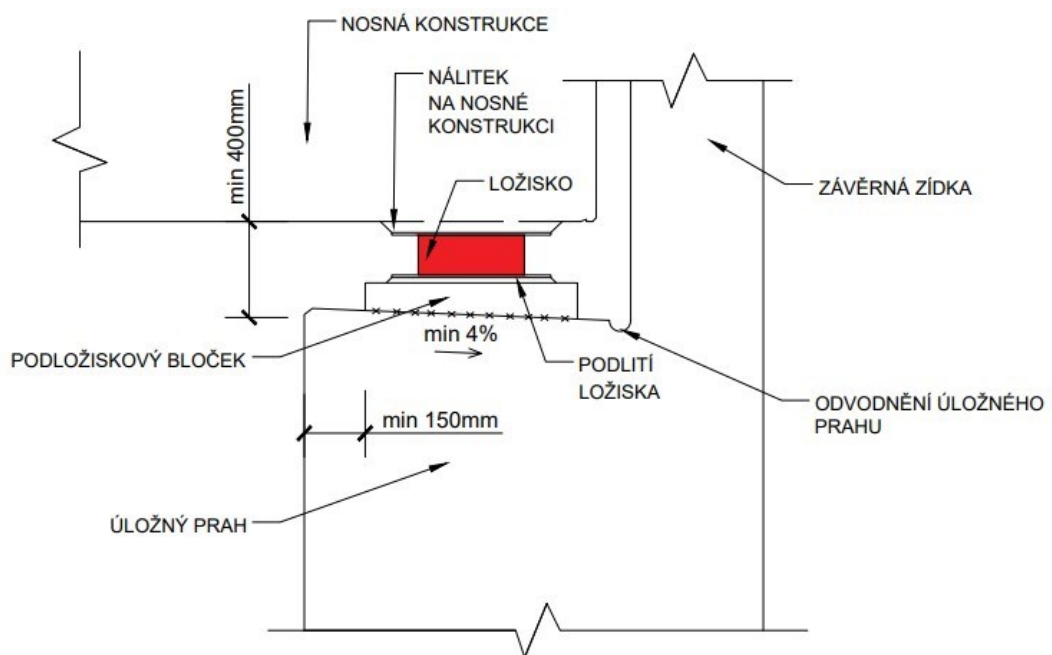
- a. Funkce
 - Pevná,
 - Pohyblivá.
- b. Počtu posunovaných směrů
 - Jednosměrně pohyblivá,
 - Dvousměrně pohyblivá,
 - Vícesměrně pohyblivá,
 - Všesměrně pohyblivá.
- c. Konstruktivního řešení pohybových možností
 - Kluzná,
 - Válcová,
 - Vahadlová,
 - Kalotová, cylindrická.
- d. Materiálu
 - Ocelová,
 - Železobetonová,
 - Elastomerová,
 - Kombinovaná.

U mostů se pomocí ložisek dále zajišťují podélné i příčné dilatační posuvy nosné konstrukce vůči spodní stavbě. Výjimkou mohou být mosty se šířkou zhruba do 5 metrů, kdy lze navrhnout pouze podélný dilatační posun. U konstrukcí širších jak 5 metrů se zpravidla navrhuje i příčný dilatační posun [2]. Na spojitém nosníku o více polích se ložiska umísťují tak, aby pevné nepohyblivé ložisko bylo ve střední části délky nosné konstrukce. Důvodem je, aby dilatační posuvy byly relativně rovnoměrné na obou stranách u opěr mostu [2].

V úvodu bylo již zmíněno, že mostní konstrukce se navrhuje na živostnost 100 let, avšak ložiska mívají živostnost kratší, proto se při návrhu konstrukce musí uvažovat výměna ložiska, aby nedošlo k poškození této konstrukce z důvodu nefunkčnosti ložiska [6].



Obrázek 2: Půdorysné schéma uložení prostého nosníku [2]

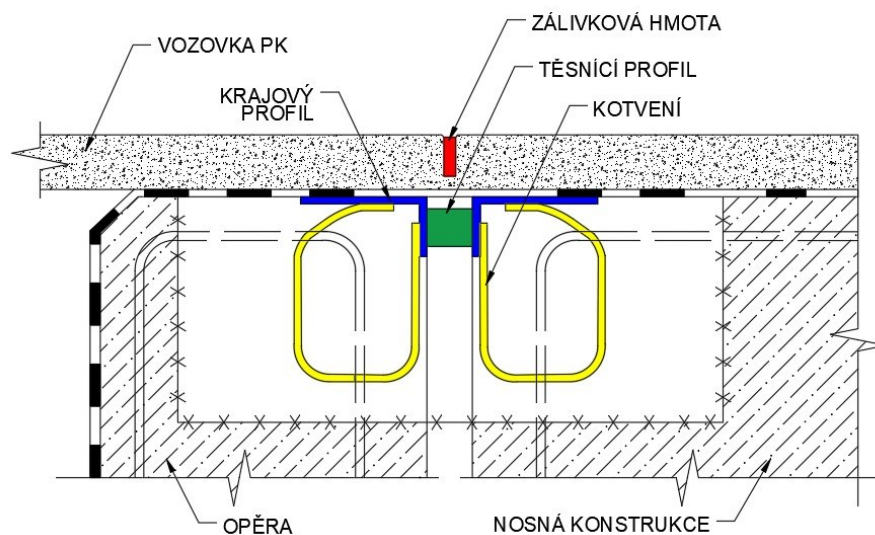


Obrázek 3: Schéma zabudování ložiska na úložném prahu [5]

Neintegrováný most dále disponuje mostními závěry, které musí zajistit plynulý, a hlavně bezpečný přejezd dopravy z mostní konstrukce na komunikaci a naopak [5]. Návrh mostního závěru závisí na materiálu nosné konstrukce, neboť každý materiál má jiný teplotní součinitel, který ovlivňuje roztažnost. Dalším elementárním faktorem při návrhu mostního závěru je reologie betonu, tj. smršťování a dotvarování [5].

Mostní závěry lze typizovat dle deformace nosné konstrukce. Tím je myšleno, jaké možné dilatace hlavní nosné konstrukce je závěr schopen umožnit. Pro malé dilatační posuny do deformace zhruba okolo 20 mm se navrhují **podpovrchové mostní závěry**. Takové deformace se očekávají spíše u konstrukcí s rozpětím do 30 metrů [5]. Dalším typem je Elastický mostní závěr, který umožňuje náročnější dilatační posuny s rozpětím též do 30 metrů. Pokud se jedná o delší most, který vyžaduje podstatně větší dilatační pohyby, lze navrhnout lamelové mostní závěry (jednolamelový, vícelamelový) [5]. Jedná se o **povrchové mostní závěry**. V případě jednolamelového mostního závěru se dilatační pohyby uvažují až 100 mm. U vícelamelových mostních závěru se tuhost zajišťuje vložením válcovaného profilu do tzv. kapsy mostního závěru [5]. Tímto profilem je zajištěna pevnost a tuhost například při přejezdu jednotlivých náprav silničních vozidel.

Všechny druhy mostních závěrů lze rozdělit a definovat podle TP 86 „Mostní závěry“ [7].



Obrázek 4: Podpovrchový mostní závěr [7]

1.2. SEMI - INTEGROVANÝ MOST

Semi-integrovaný most je zjednodušeně řečeno kombinace integrovaného a neintegrovaného mostu. Dle TP 261 [3] je definován jako integrovaný most dvou typů. První typ disponuje ložisky, ale je bez mostních závěrů a druhý typ naopak obsahuje mostní závěry a nedisponuje ložisky [3].

Při návrhu uložení nosné konstrukce a možných dilatačních vodorovných pohybů/posunů se musí vycházet ze základových poměrů, reologie betonu a rozdílových složek teploty. Pokud je

například nutností u integrovaných mostů snížit napjatost v místě uložení nosné konstrukce, tak lze zanedbat mostní závěry a tím navrhnout semi - integrovaný most prvního typu [3].

Podle následující tabulky lze zjednodušeně znázornit obvyklé případy uplatnění jednotlivých typů integrovaných mostních konstrukcí a jejich charakteristiky [3].

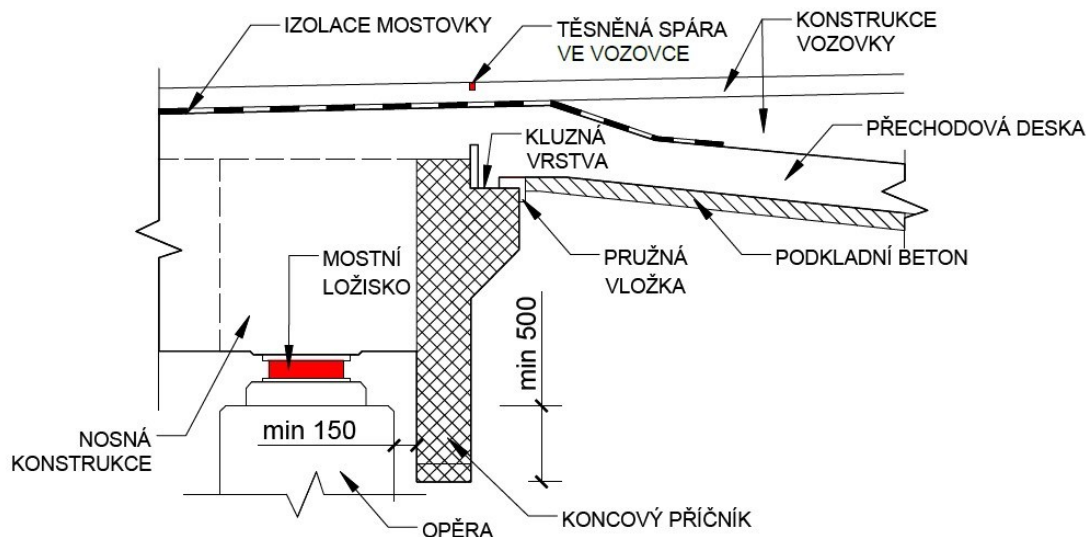
Tabulka 1: Charakteristika přechodu mostu na těleso komunikace [3]

Typ integrovaného mostu		Charakteristika přechodu				Obvyklé případy uplatnění a poznámky
		Konstrukce kompletní skladby vozovky přechází přes most	Přechodová deska	Mostní závěr	Ložiska	
Integrované mosty s poddajnými opěrami (přímé, mírně zakřivené a rámové)	IM1	NE	NE	NE	NE	Krátké mosty s nízkými opěrami, pro mosty na dálnici se doporučuje ověřit vliv sedání
	IM2	ANO	NE	NE	NE	
	IM3	NE	ANO	NE	NE	Běžné přímé integrované mosty
	IM4	ANO	ANO	NE	NE	Mosty menších délek, obvykle s jedním polem
Integrované mosty s tuhými opěrami (významně zakřivené)	IM5	NE	ANO	NE	NE	Významně půdorysně zakřivené mosty s tuhými opěrami
Semi-integrované mosty	SIM1	NF	ANO	NF	ANO	Mosty s nízkými opěrami a/nebo tuhým podložím
	SIM2 ¹⁾	NE	ANO	ANO	NE	Výjimečné případy - atypické mosty
Neintegrované (dilatované) mosty	NIM	NE	ANO	ANO	ANO	Dlouhé mosty, mosty s významnými rozdíly sedání, apod.

¹⁾ Tento typ je z hlediska trvanlivosti nevhodný, doporučuje se jej používat jen ve výjimečných případech.

Termín SIM1 je semi – integrovaný most typu 1, tedy s ložisky a bez mostních závěrů. Termín SIM2 je druhý typ s mostními závěry a bez ložisek.

Dle předchozí tabulky je zřejmé, že semi – integrovaný most, též ho lze nazývat i jako polointegrovaný most typu dva (SIM2) se zpravidla nenavrhne a že se jedná spíše o atypickou konstrukci. Potíže tohoto typu mostu spočívají v návrhu mostních závěrů, kdy se jedná o nejporuchovější část mostní konstrukce. Častějším typem je pak SIM1.



Obrázek 5: Polointegrovaný most - Typ 1 [3]

U tohoto semi – integrovaného mostu z předchozího Obrázek 5 je patrné, že nosná konstrukce je uložena na ložiscích, kde se též nachází nejkritičtější místo z hlediska poruchovosti.

Dochází zde například k zapadání různého materiálu (zeminy) na úložný práh a mezi ložisko [3]. Toto spadání materiálu je eliminováno návrhem tzv. koncového příčnicku, který musí dosahovat minimálně 0,50 metrů pod vrch opěry a návrhem plentovací krycí desky [3].

Mezi spodní stavbu zde řadíme základ, pilíře a opěry. Opěra se dále skládá z dříku, úložného prahu, křídel, plentovací stěny a závěrné zdi [1]. Právě závěrná zeď u integrovaného nebo polointegrovaného mostu nabývá více funkcí než v případě neintegrovaného mostu. Primárně se navrhuje za účelem omezení sednutí zeminy v místech předpolí mostu. Další funkcí přechodové desky je přenesení vodorovných posunů konců mostu [3].

1.3. INTEGROVANÝ MOST

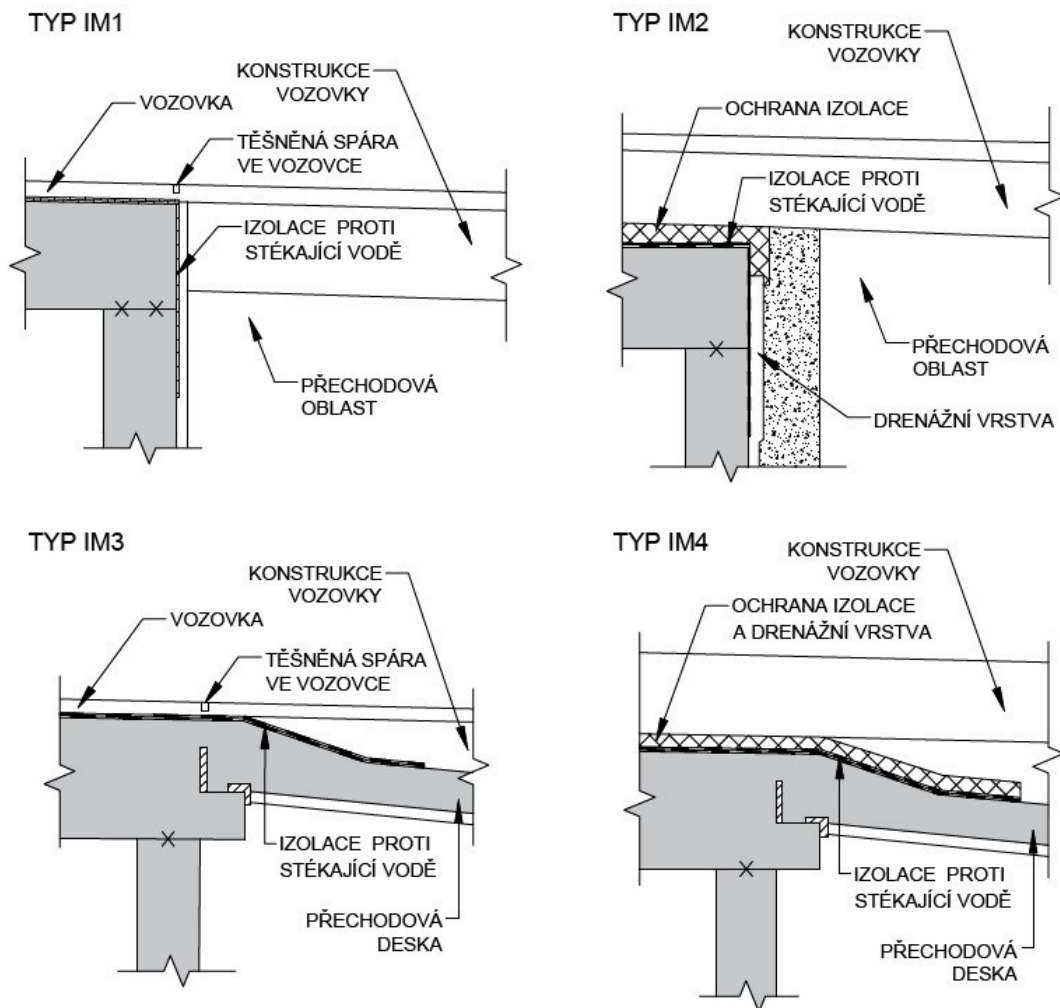
Pojem integrovaný most je obecně definován jako most, který nemá mostní závěry ani mostní ložiska a jeho opěry jsou s nosnou konstrukcí pevně spojeny, a to takovým způsobem, že vzniká rám, u kterého se musí dbát na to, že dochází k vytvoření rámového rohu, interakci konstrukce se zeminou v místě spodní stavby a omezení volných dilatací [1], [8].

Fundament integrovaných mostů spočívá v relativně nízkých pořizovacích nákladech a nízkých požadavcích na údržbu. Další výhodou je plynulý přechod vozovky mezi konstrukcí mostu a přilehlým zemním tělesem, a to zlepšuje především komfort jízdy [8].

Dle TP 261 [3] se integrované mosty rozlišují na různé typy podle způsobu řešení přechodové oblasti, díky kterým zachycujeme vodorovné posuny konce mostu Δh . Rozlišujeme pět typů přechodových oblastí, které se podílí na chování mostu při zatížení (IM1 – IM5) [3].

- Integrované mosty s poddajnými opěrami – IM1 až IM4

Tento typ integrovaného mostu se uplatňuje u přímých nebo mírně zakřivených mostů [3].



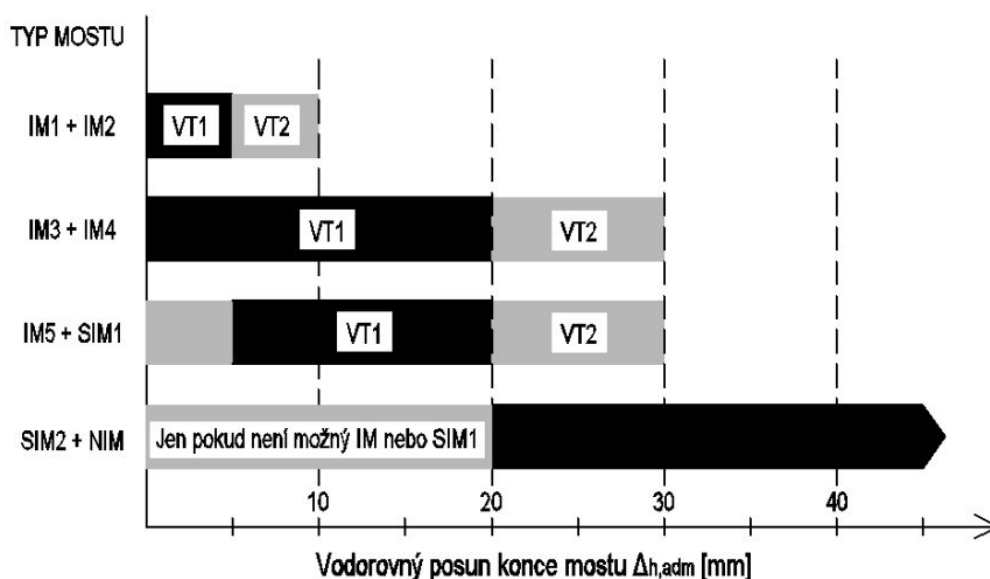
Obrázek 6: Typy uspořádání přechodů [3]

- Integrované mosty s tuhými opěrami – IM5

Tento typ integrovaného mostu se uplatňuje u významně zakřivených mostů. Všeobecně u integrovaných mostů vzniká vlivem omezení podélné dilatace napětí v konstrukci a dochází ke vzniku podélných sil. U zakřivených mostů vzniká navíc příčný ohybový moment, který má za důsledek snížení napětí od podélné síly [3].

Typ IM1 se používá pro mosty malých rozpětí, kdy se uvažují malé vodorovné posuny konce mostu, dále se uvažuje, že zásypový klín je dokonale zhutněn a že bude docházet k přibližně stejnému sedání opěr i zásypového klínu. Potom tedy není nutností navrhovat přechodovou desku. Jedná se o jednoduchou konstrukci z hlediska realizace. Tím je myšleno, že i bednění je podstatně jednodušší než v případě typů IM3, IM4 [8].

Metodika návrhu a volby přechodu mezi mostem a zemním tělesem spočívá ve splnění maximálních přípustných hodnot vodorovných posunů konců mostu Δh_{adm} pro jednotlivé výkonové třídy komunikací (VT1, VT2) [3]. Mezní hodnoty Δh_{adm} dle jednotlivých typů mostů a výkonové třídy jsou zobrazeny na následujícím obrázku [3].



Obrázek 7: Meze použitelnosti IM [3]

Například u přímého integrovaného mostu s poddajnými opěrami (IM1 + IM2), tj. krátké mosty s nízkými opěrami, lze tolerovat vodorovný posun konce mostu do hodnoty 10 mm. U běžných integrovaných mostů s poddajnými opěrami (IM3) lze uvažovat vodorovný posun konce mostu až 30 mm [3].

Výkonové třída komunikace (VT) vychází z dopravní kategorie komunikace, respektive z třídy dopravního zatížení a návrhové úrovně porušení [9]. VT slouží jako ukazatel dopravního významu a zatížení [9].

Tabulka 2: Zatřídění integrovaných mostů dle materiálu a dilatující délky [3]

Výkonová třída komunikace	Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatující délka L_{BE} [m]			
		Monolitický železobeton	Spřažené konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažené konstrukce ocel-beton
VT1	TPr1	< 15 m	< 15 m	-	< 15 m
	TPr2	15 – 25 m	15 – 30 m	< 25 m	15 – 35 m
	TPr3	25 – 40 m	30 – 45 m	25 – 40 m	35 – 50 m
	TPr4	> 40 m	> 45 m	> 40 m	> 50 m
VT2	TPr1	< 20 m	< 20 m	-	< 20 m
	TPr2	20 – 35 m	20 – 40 m	< 35 m	20 – 45 m
	TPr3	35 – 50 m	40 – 55 m	35 – 50 m	45 – 60 m
	TPr4	> 50 m	> 55 m	> 50 m	> 60 m

*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

Vodorovné posuny konce mostu Δh se stanovují z tzv. nulového stavu. To je okamžik, kdy je zrealizovaná vozovka v místě přechodu mostu na zemní těleso a jedná se o počátek působení konstrukce [3]. Posuny Δh se stanovují jako jedna z méně příznivých hodnot (vyšší hodnota) vypočtena z dvou obecných metodik [3]:

a. Velikost jednosměrného vodorovného posunu konce mostu od nulového stavu v občasné kombinaci zatížení

- Vstupní hodnoty:
 - Vodorovný posun konce mostu od stálých zatížení: Δh_{G} [mm]
 - U předpjatých mostů – účinky předpětí: Δh_{P} [mm],
 - Dotvarování a smršťování betonu: Δh_{C+S} [mm],
 - Vodorovný posun od proměnného nedopravního zatížení (například teplotou): Δh_{Qi} [mm],
 - Bezrozměrný součinitel kombinace, který poukazuje na občasné zatížení teplotou: $\Psi_{1,infq,T} = 0,80$ [-],
 - Bezrozměrný součinitel kombinace $\Psi_{2,i} = 0,50$ [-] - zatížení teplotou na mostech PK [10]

Doporučené hodnoty součinitelů Ψ lze stanovit z ČSN EN 1990 [10]. Rozlišujeme součinitele Ψ pro různé sestavy zatížení a různé způsoby zatížení (mosty PK, železniční mosty, lávky pro cyklisty a pěší) [10].

- Obecný vztah:

$$\Delta h = \Delta h_{G} + \Delta h_{P} + \Delta h_{C+S} + \Psi_{1,infq,T} \cdot \Delta h_{Qi} + \sum (\Psi_{2,i} \cdot \Delta h_{Qi})$$

b. Velikost cyklických pohybů v časté kombinaci zatížení

- Vstupní hodnoty:
- Vodorovný posun od proměnného nedopravního zatížení (například teplotou): $\Delta h_{,Qi}$ [mm],
- Zatížení teplotou: $\Delta h_{,T}$ [mm]

$$\Delta h_{,T} = \Delta h_{,Tmax} - \Delta h_{,Tmin},$$

- Bezrozměrný součinitel kombinace: $\Psi_{1,i}$ [-] a $\Psi_{2,i}$ [-].

- Obecný vztah:

$$\Delta h = \Psi_{1,T} \cdot \Delta h_{,T} + \sum (\Psi_{2,i} \cdot \Delta h_{,Qi}) + \Psi_{2,QTr} \cdot \Delta h_{,QTr}$$

Po výpočtu a stanovení vodorovného posunu konce mostu Δh se provede vyhodnocení určité podmínky [3]:

$$\Delta h \leq \Delta h_{,adm}$$

Pokud je podmínka vyhovující, jedná se o most, který lze realizovat jako integrovaný (IM1 – IM4) nebo semi-integrovaný (SIM1).

Dále se vodorovné posuny konce mostu Δh mohou stanovit **zjednodušenou metodou** například při prvním návrhu dané konstrukce a za předpokladu, že nemáme dostatek informací ke stanovení vodorovného posunu. Tuto metodiku můžeme použít za podmínek, že máme jasně definovanou polohu pevného bodu, most je přímý nebo málo zakřivený a šikmost mostní konstrukce je $> 60^\circ$ (pro VT1) a $> 45^\circ$ (pro VT2). Metoda neuvažuje spolupůsobení spodní stavby ke zvýšení tuhosti konstrukce [3].

Zjednodušenou metodou se stanovuje orientační hodnota maximální dilatující délky $LBE_{,adm}$ podle vzorce [3]:

$$LBE_{,adm} = \Delta h_{,adm} / \varepsilon NK_{,max} [m]$$

- $\Delta h_{,adm}$ = maximální přípustný posun konce mostu [mm] – obrázek 7
- $\varepsilon NK_{,max}$ = maximální poměrné přetvoření nosné konstrukce [%o]

2. POSOUZENÍ VHODNOSTI GEOTECHNICKÝCH POMĚRŮ Z HLEDISKA NÁVRHU INTEGROVANÉHO MOSTU

Geotechnika se zabývá vlastnostmi zemin a hornin, kdy cílem je řešit spolupůsobení zemního prostředí a navrhované konstrukce [3], [11]. Pod pojmem geotechnika se skrývají činnosti jako jest mechanika zemin, seismologie, zakládání staveb a environmentální geologie [11].

Před návrhem a realizací jakéhokoliv stavebního díla v geotechnické kategorii 2 a 3 se zpravidla provádí geotechnický průzkum, který poskytuje údaje o vlastnostech základové půdy [11]. Takový průzkum musí být navržen takovým způsobem, aby byly zjištěny charakteristiky podloží v dostatečné četnosti a blízkosti a tím byly výsledné hodnoty relevantní vůči nově navržené konstrukci [3].

2.1. ZÁKLADNÍ PARAMETRY ZEMIN

Obecně u všech mostních konstrukcí můžeme zemní prostředí v okolí mostu definovat na rostlou zeminu s dokonalou ulehlostí a zeminu rozrušenou [3], která byla strojně nebo ručně rozrušena a opětovně zhutněna po vrstvách. Parametry rostlé zeminy lze na základě vhodně zvoleném způsobu provedení geotechnického průzkumu zjistit s relativně přesnými výsledky, zatímco u rozrušené zeminy je situace komplikovanější, neboť záleží i na způsobu zpětného uložení a kvalitě zhutnění daného materiálu [3].

Dle TP 261 [3] lze základní parametry zemin, které se nejpravděpodobněji vyskytují u interakce integrovaného mostu se zeminou rozdělují na [3]:

- a. Pevnost zeminy,
- b. Tuhost zeminy,
- c. Hydrogeologické vlastnosti zemin.

Pevnost zemin:

Na zeminu působí mechanické napětí, které může vyvolat porušení zeminy. Nejčastěji se jedná o takové porušení zeminy, že dojde k vyčerpání odporu vůči působícímu napětí a dochází k usmýknutí zeminy po smykové ploše [12].

Pevnost zeminy tedy závisí na parametrech smykové pevnosti, tj. úhel vnitřního tření, koheze a kritický úhel vnitřního tření [12], [3].

U soudržných zemin (hlíny, jíly, prachy) je původ smykové pevnosti dán vnitřním třením mezi zrny a soudržností, která je závislá na vlhkosti zeminy. Synonymem slova soudržnost je poté termín koheze. Soudržnost bychom mohli zjednodušeně definovat jako míru sil spojujících částice zeminy. U nesoudržných zemin (šterky, písky) je zdrojem smykové pevnosti pouze vnitřní tření mezi zrny, které je jako u soudržných zemin reprezentováno uhlím vnitřního tření [12], [13].

Tuhost zeminy:

Jedná se o přetváření zeminy. Toto přetváření je způsobeno svislým napětím působící do zeminy, které ovlivňuje stlačitelnost zeminy a způsobuje její sedání. Přetváření je popsáno těmito deformačními charakteristiky [3], [13]:

- *Modul pružnosti materiálu E [GPa],*
- *Poissonův součinitel V [-]*

Tento součinitel je bezrozměrné číslo vyjadřující poměr dvou na sebe odlišných/kolmých směrů. Například hodnota pro písky je 0,30 – 0,36 [-] [13],

- *Index komprese C_c [-]*

Komprese neboli stlačitelnost zeminy je závislost, která nastává při změně objemu vody v zemním prostředí za působení určitého zatížení a dochází tak k deformaci zeminy. Během zatěžování dochází k postupnému vytlačování vody ze zemního prostředí a únosnost začnou přebírat kontakty mezi jednotlivými zrny – tzv. efektivní napětí [12]. Například index stlačitelnost pro hlíny je $C_c = 20 - 40$ [-] a pro šterky je $C_c = 300$ [-] [12].

Hydrogeologické vlastnosti zemin:

Na základě hydrogeologických vlastností zemin se provádí hydrogeologický průzkum, který disponuje informacemi o podzemní vodě. Zkoumá se chemické složení a teplota, rozdělení pórového tlaku, hloubka a mocnosti podzemní vody [13].

Důležité je sledovat tzv. filtrační součinitel, který se značí písmenem K a určuje schopnost prostředí vést vodu v jednotkách $[m/s]$. Též ho můžeme nazývat jako hydraulickou vodivost [14].

Dle Darcyho zákona [14] lze spočítat množství proteklé vody „ Q “ určitým prostředím. Tento zákon je zjednodušeně definován jako rychlost průtoku kapaliny nasycenou zeminou pevného porézního tělesa [13], [14].

$$Q = K \cdot A \cdot i \text{ [m/s]}$$

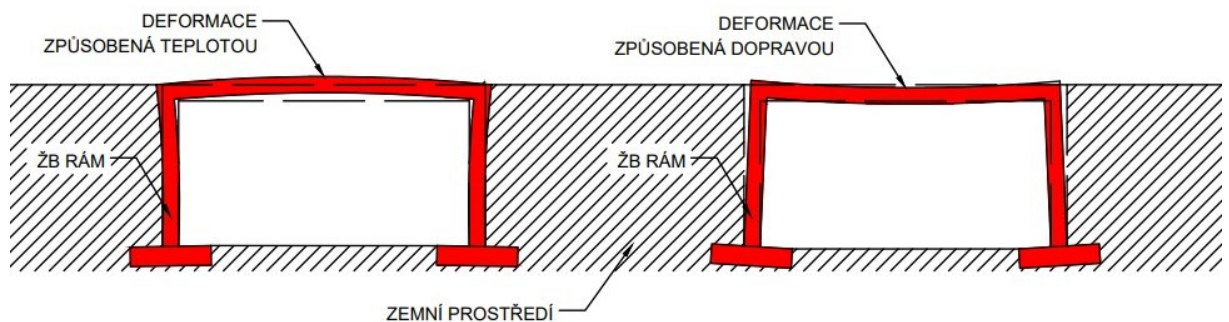
- $Q =$ množství vody proudící v materiálu [m/s]
- $K =$ filtrační součinitel [m/s]
- $A =$ plocha příčného řezu materiálu [m²]
- $i =$ hydraulický sklon [-] = rozdíl výšek na jednotku délky [14]

$$v_p = K \cdot i \text{ [m/s]}$$

- $v_p =$ rychlost proudění [m/s]

2.2 INTERAKCE INTEGROVANÉHO MOSTU SE ZEMINOU

Interakci mostu se zeminou lze zjednodušeně vysvětlit jako spolupůsobení konstrukce se zemním prostředím, kdy dochází k vzájemnému ovlivňování. Integrovaný most je specifický takovým způsobem, že nosná konstrukce mostu je pevně spojena pomocí rámového rohu se spodní stavbou (vzniká rám), a tak se změny napjatosti a deformace nosné konstrukce přenášejí do spodní stavby. Tyto deformace přímo ovlivňují okolní zemní prostředí vznikem různých zemních tlaků [3], [15]. Zemní tlaky jsou rozepsané v kapitole 2.2.1.



Obrázek 8: Deformace integrovaného mostu [3]

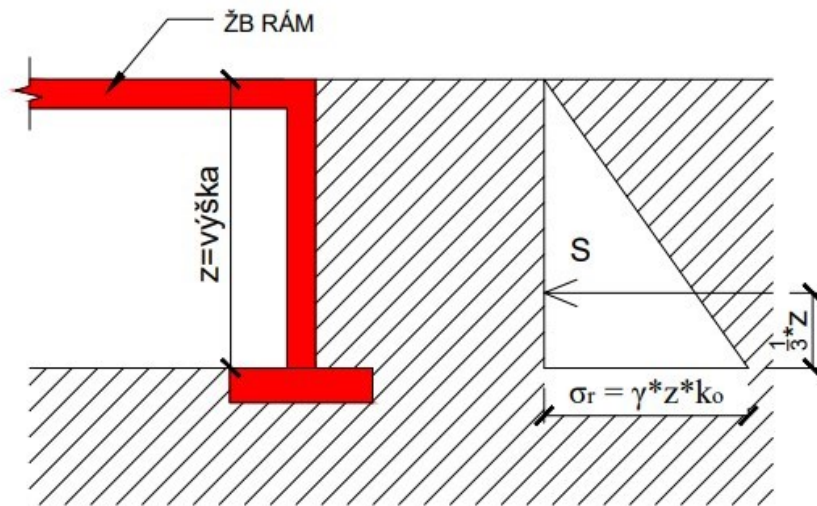
Na předchozím Obrázek 8 je viditelné, jak zatížení teplotou způsobuje rozpínání materiálu, které zapříčiní zatlačování celého rámu do přilehlé zeminy a zároveň vyvolá vyšší namáhání v místě založení – vzniká pasivní zemní tlak. V druhém případě se jedná o zatížení dopravou [3], které přivodí průhyb příčle rámu a dojde k aktivnímu zemnímu tlaku. V dlouhodobém časovém horizontu za působení obdobných proměnných zatížení dochází ke zhutňování zeminy

v místě přechodové oblasti. To vede k poklesu vozovky v přechodových oblastech a ke zvýšenému namáhání zemního prostředí pasivním zemním tlakem [3].

2.2.1 ZEMNÍ TLAKY

Zemní tlaky na základě interakce se stavební konstrukcí lze dělit na zemní tlaky aktivní, pasivní a klidové [16].

Klidový zemní tlak nastává v případě, když nedochází k relativním pohybům stojky integrovaného mostu a základové půdy [16]. Zjednodušeně to je boční tlak na konstrukci, která nevykonává žádný pohyb. Jedná se klidový stav a napjatost okolní zeminy je uvažována jako homogenní prostředí. Z hlediska zatížení se jedná o složku stálého zatížení [3].



Obrázek 9: Klidový zemní tlak integrovaného mostu [3]

$$\sigma_r = \gamma \cdot z \cdot k_0 \text{ [MPa]};$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot k_0 \text{ [MPa]}$$

- σ_r = zemní tlak v klidu pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
- σ_z = svislé napětí v zemině [MPa]
- γ = objemová tíha zeminy [kg/m³]
- z = výška [m]
- k_0 = součinitel klidového zemního tlaku [-]

Součinitel zemního tlaku se může počítat dvěma různými způsoby. Pro soudržné zeminy se používá vzorec s využitím poissonova čísla a pro nesoudržné zeminy se zpravidla používá vzorec využívající vstupní veličinu úhel vnitřního tření [3].

$$k_o = \frac{V}{1-V} \text{ pro soudržné zeminy (jíly, prach)}$$

Poissonovo číslo je ovlivnitelné např. stupněm saturace nebo stupněm zhutnění, a proto není tento vzorec příliš vhodný pro stanovení zemního tlaku v klidu [3].

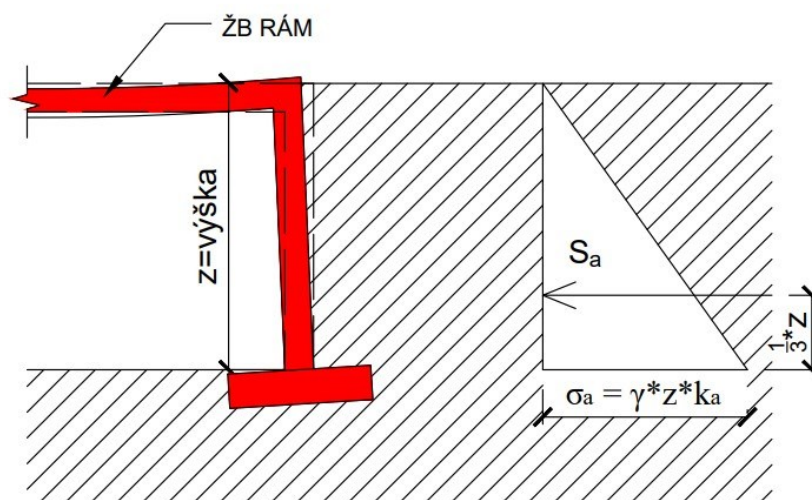
$$k_o = 1 - \sin \varphi \text{ pro nesoudržné zeminy (písek, štěrk)}$$

$$- \varphi = \text{úhel vnitřního tření } [^\circ]$$

Na Obrázek 9 je vidět, že v 1/3 výšky se vyskytuje výslednice zemního tlaku S , která na základě tření mezi zeminou a vnější stranou stojky může být nakloněna o určitý úhel. Na Obrázek 9 není uvažována přilnavost zeminy na vnější stranu stojky a výslednice je tedy vodorovná [3], [16].

$$S = \frac{1}{2} \cdot z^2 \cdot \gamma \cdot k_o \text{ [kN]}$$

Aktivní zemní tlak vytváří stav porušení, kdy se konstrukce, v případě integrovaného mostu se jedná převážně o svislé stojky, deformují směrem od okolního zemního prostředí [3]. To může být způsobeno třeba zatížením od dopravy, působící v polovině rozpětí mostní konstrukce nebo teplotou (zima). V zemním prostředí se tím pádem aktivuje smyková pevnost zeminy, tj. úhel vnitřního tření, koheze a kritický úhel vnitřního tření a může dojít k usmýknutí zeminy směrem k odsunutým stojkám [3], [12].



Obrázek 10: Aktivní zemní tlak integrovaného mostu pro nesoudržné zeminy [3]

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot k_a \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot k_a \text{ [MPa]}$$

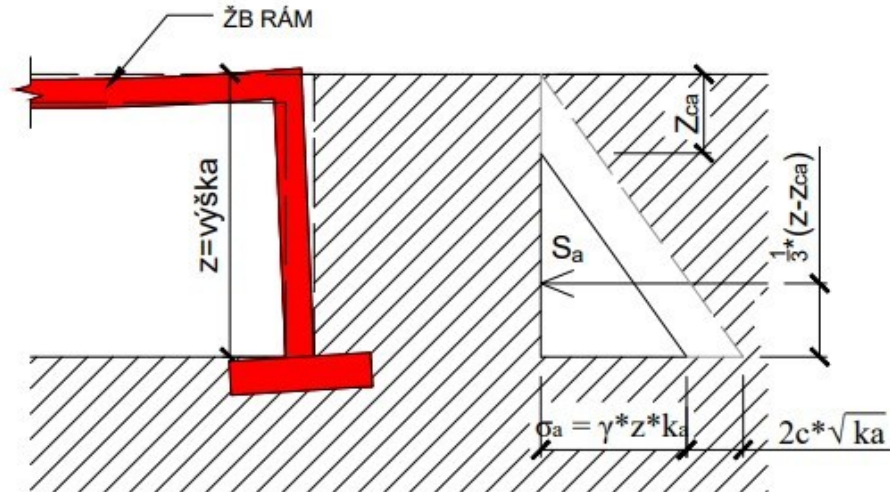
- σ_a = aktivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
- σ_z = svislé napětí v zemině [MPa]
- γ = objemová tíha zeminy [kg/m³]
- z = výška [m]
- k_a = součinitel aktivního zemního tlaku [-]

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- φ = úhel vnitřního tření [°]

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot z^2 \cdot \gamma \cdot k_a \text{ [kN]}$$

- S_a = výslednice aktivního zemního tlaku [kN]



Obrázek 11: Aktivní zemní tlak integrovaného mostu pro soudržné zeminy [3]

U soudržných zemin (Obrázek 11) se vyskytuje koheze, která pomocí kapilárních sil spojuje jednotlivá zrna zeminy a vzniká tak počáteční soudržnost zeminy. Díky tomu je působící aktivní zemní tlak na stojky integrovaného mostu nižší [12], [13].

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \text{ [MPa]}$$

- σ_a = aktivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
- σ_z = svislé napětí v zemině [MPa]
- γ = objemová tíha zeminy [kg/m³]
- z = výška [m]
- k_a = součinitel aktivního zemního tlaku [-]
- c = koheze [kPa]

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- φ = úhel vnitřního tření [°]

$$Z_{ca} = \frac{2c \cdot \sqrt{k_p}}{\gamma}$$

- Z_{ca} = udržovací výška

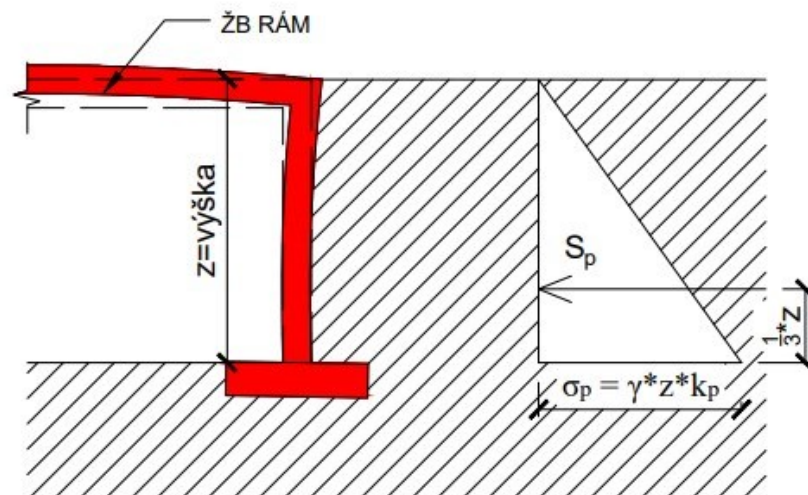
$$S_a = \frac{1}{2} \cdot (\gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}) \cdot (z \cdot Z_{ca}) \quad [kN]$$

- $S_a =$ výslednice aktivního zemního tlaku [kN]

Pasivní zemní tlak vzniká, když se konstrukce rozpíná nebo posouvá směrem do zemního prostředí, u integrovaného mostu uvažujeme spíše zásyp okolo stojek [3].

Aby nastal plný stav porušení pasivním zemním tlakem je potřebné, aby u mostní konstrukce nastal vodorovný posun v řádu setin až desetín výšky stojky [8].

Například: Stojka výšky 6 metrů. Plné nabytí pasivního zemního tlaku nastává při vodorovném posunu konstrukce do zeminy alespoň o 60 mm.



Obrázek 12: Pasivní zemní tlak integrovaného mostu pro nesoudržné zeminy [3]

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot k_p \quad [MPa],$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad [MPa],$$

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot k_p \quad [MPa]$$

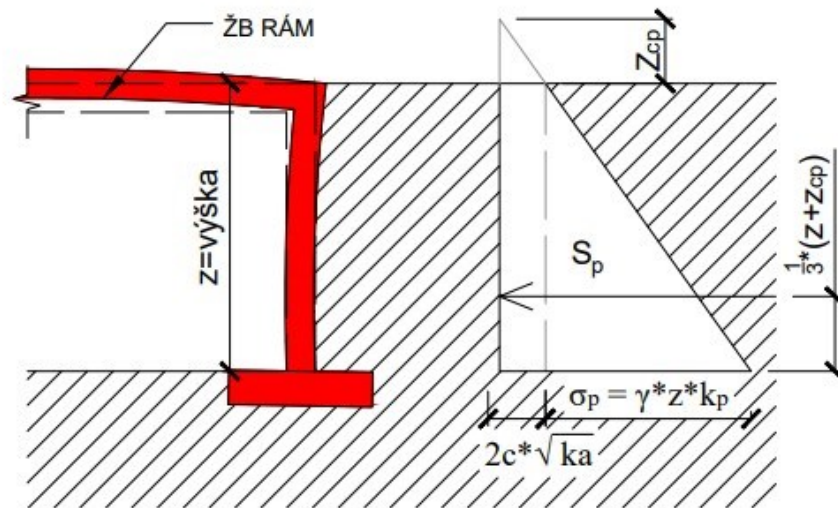
- $\sigma_p =$ Pasivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]
- $\sigma_z =$ svislé napětí v zemině [MPa]
- $\gamma =$ objemová tíha zeminy [kg/m³]
- $z =$ výška [m]
- $k_p =$ součinitel pasivního zemního tlaku [-]

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

– φ = úhel vnitřního tření [°]

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot z^2 \cdot \gamma \cdot k_p \text{ [kN]}$$

– S_p = výslednice pasivního zemního tlaku [kN]



Obrázek 13: Pasivní zemní tlak integrovaného mostu pro soudržné zeminy [3]

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \text{ [MPa]},$$

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \text{ [MPa]}$$

– σ_p = pasivní zemní tlak pro normálně konsolidované zemní prostředí [MPa]

– σ_z = svislé napětí v zemině [MPa]

– γ = objemová tíha zeminy [kg/m³]

– z = výška [m]

– k_p = součinitel pasivního zemního tlaku [-]

– c = koheze [kPa]

$$k_p = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

– φ = úhel vnitřního tření [°]

$$Z_{cp} = \frac{2c \cdot \sqrt{k_a}}{\gamma}$$

- Z_{cp} = výška zvyšující pasivní odpor zeminy

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot z^2 \cdot \gamma \cdot k_p + z \cdot 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \quad [kN]$$

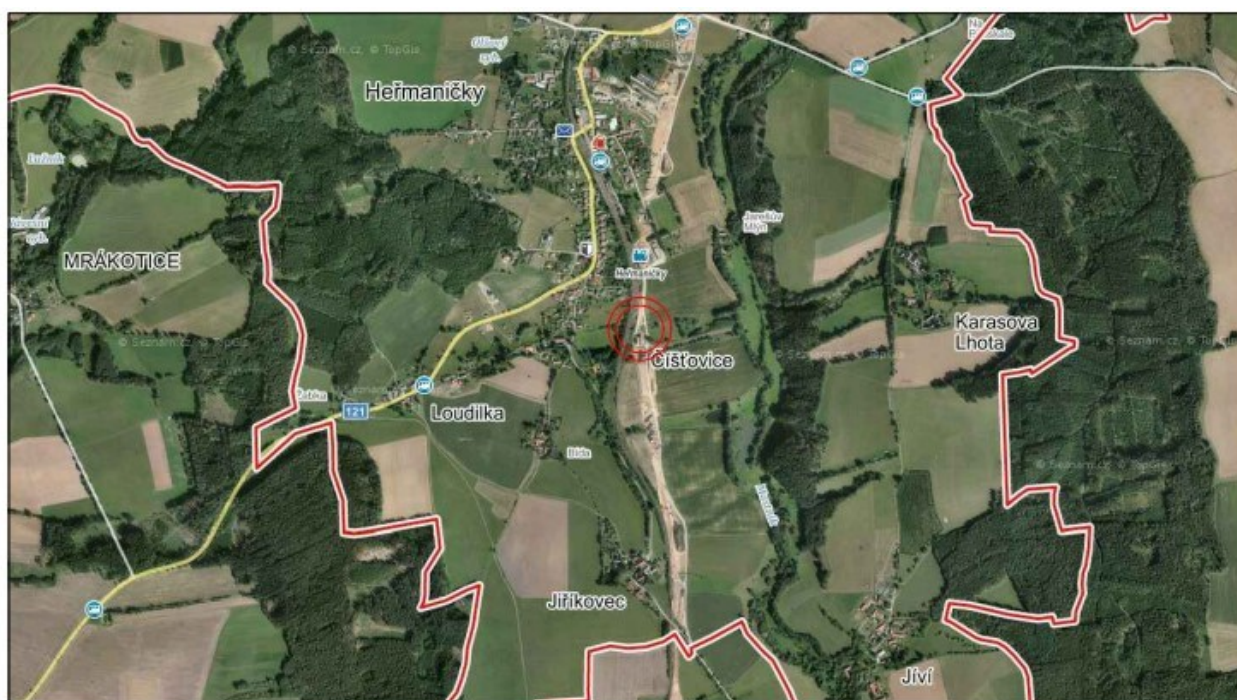
- S_p = výslednice pasivního zemního tlaku [kN]


3. KONCEPCE NÁVRHU INTEGROVANÉHO MOSTU

Jedná se o trvalý mostní objekt. Konstrukce je navržena jako monolitický železobetonový rám přemostující dvojkolejnou železniční trať Sodoměřice – Votice. Rozpětí mostu je 20 metrů. Tento integrovaný most má překonat stávající účelovou komunikaci šířky 3,50 metrů a vodoteč protékající podél komunikace. Objekt bude založen hlubinně na velkopřůměrových pilotách.

3.1 ZÁJMOVÉ ÚZEMÍ

Zájmové území uvažovaného integrovaného mostu se nachází v malé obci Čištěvotice. To je část obce Heřmaničky v okrese Benešov [17].



ZÁJMOVÁ OBLAST 

Obrázek 14: Vytyčení zájmového území [17]

Souřadnicový systém: 49.5996153N, 14.5844644E

Pro tuto diplomovou práci byly získány geologické podklady, ve kterých jsou rozepsány geologické poměry na základě provedených jádrových vrtů v zájmovém území [18].

3.2 MATERIÁLY

Materiály a jejich dílčí součinitelé v mezním stavu únosnosti jsou voleny na základě ČSN EN 1992 – 1 – 1 [19] a ČSN EN 1992 – 2 [20].

Pevnost betonu v tlaku vychází z charakteristické válcové pevnosti stanovené minimálně po 28 dnech po betonáži a pevnost betonu lze klasifikovat do jednotlivých pevnostních tříd [19].

K jednotlivým konstrukčním částem navrhovaného integrovaného mostu odpovídají rozdílné pevnostní třídy betonu a jiné mechanické vlastnosti. Zároveň každá část konstrukce mostu je vystavena jinému okolnímu prostředí a podle toho se stanovují i rozdílné stupně vlivu prostředí. Tyto stupně se stanovují na základě ČSN EN 206 + A2 [21] a ČSN P 73 2404 [22].

Uvažované konstrukční betony:

- | | |
|---|-------------------------|
| - ŽB monolitické piloty | C 30/37 – XA2 |
| - Podkladní beton | C 12/15 – X0 |
| - ŽB monolitické rámové stojky a křídla | C 30/37 - XF2, XD1, XC2 |
| - ŽB monolitická rámová deska | C 30/37 - XF2, XD1, XC2 |
| - ŽB monolitická římsa na mostě | C 30/37 – XF4, XD2, XC4 |

Podkladní beton je zpravidla uvažovaný jako beton bez výztuže, kde se nevyskytuje nebezpečí koroze nebo narušení. U ostatních konstrukčních částí se uvažuje, že na ně bude působit cyklickým způsobem mráz a koroze vlivem chloridů a karbonatace. U pilot se předpokládá chemické působení prostředí [21], [22].

Pevnostní a deformační charakteristiky betonu:

- Charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní = f_{ck} [MPa]

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa pro C 30/37 [19]}$$

- Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku ve stáří 28 dní = f_{cm} [MPa]

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa pro C 30/37}$$

- Pevnost betonu v tahu ve stáří 28 dní = f_{ctm} [MPa]

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,90 \text{ MPa pro C 30/37}$$

- Modul pružnosti betonu ve stáří = E_{cm} [GPa]

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,30} = 22 \cdot \left(\frac{38}{10}\right)^{0,30} \doteq 33 \text{ GPa}$$

Dalším materiálem je betonářská ocel [19]. Je navržena prutová výztuž z žebříkové oceli B 500B. Její označení a vlastnosti (např. mez kluzu, pevnost v tahu, duktilita, svařitelnost) musí vycházet dle normy ČSN EN 10080 [23].

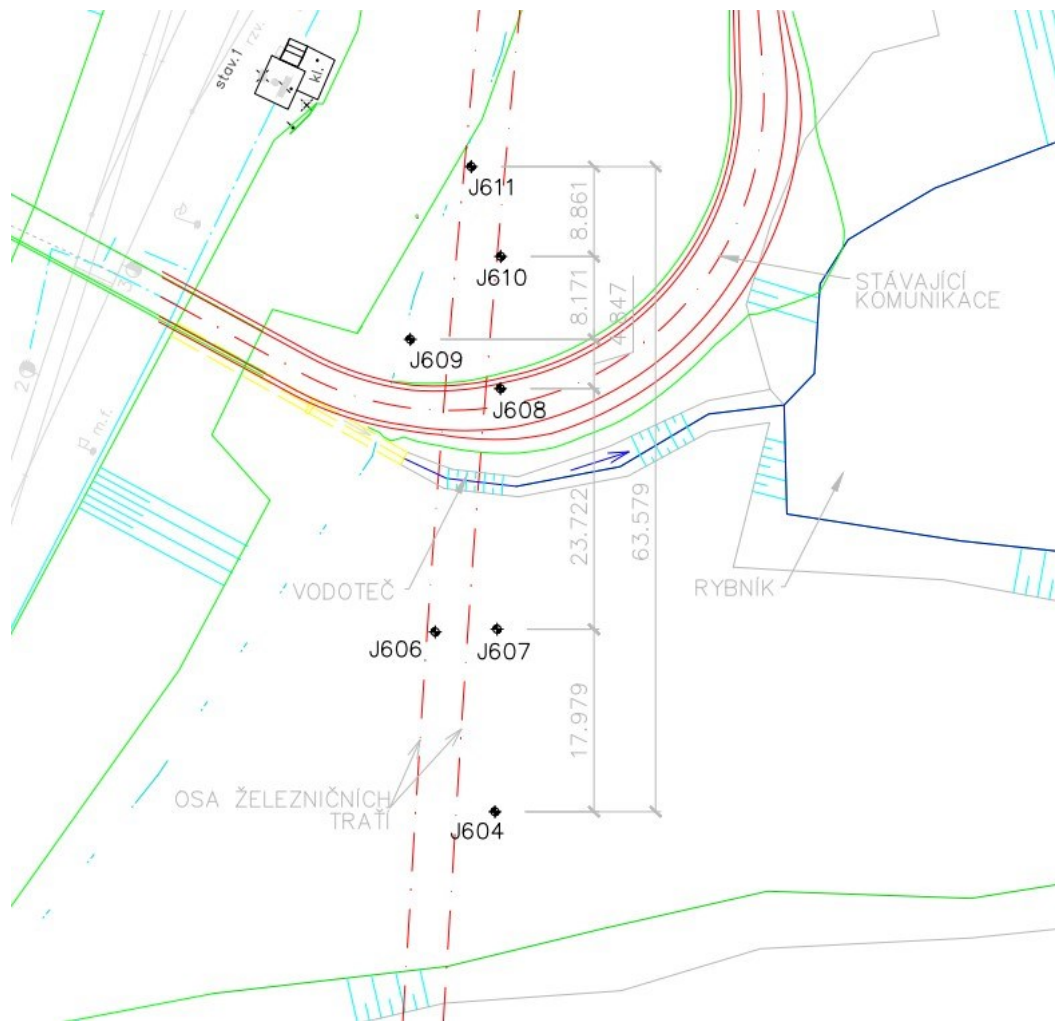
3.3 ZALOŽENÍ KONSTRUKCE

V blízkosti navrhovaného integrovaného mostu v zájmové oblasti bylo provedeno sedm jádrových vrtů [18]:

- J604, hloubka 28,00 m
- J606, hloubka 15,00 m
- J607, hloubka 15,00 m
- J608, hloubka 15,00 m
- J609, hloubka 15,00 m
- J610, hloubka 15,00 m
- J611, hloubka 15,00 m

Na základě provedených jádrových vrtů bylo zjištěno, že základové poměry v místech uvažovaného mostního objektu jsou složité a most by se měl založit hlubině. Velkopřůměrové piloty by měly být realizované pomocí ocelových výpažnic [18].

Schématické znázornění umístění jednotlivých jádrových vrtů zobrazuje následující obrázek.



Obrázek 15: Půdorys schématického umístění vrtů

V následující tabulce je znázorněno, jak vypadá geologická dokumentace jednoho z provedených vrtů, který se vyskytuje v relativní blízkosti uvažované opěry, respektive stojky integrovaného mostu. Jedná se o jádrový vrt J609. Geologická dokumentace rozepisuje geologický popis jednotlivých vrstev o určité mocnosti a zařazuje zeminy do tříd.

Tabulka 3: Geologická dokumentace vrtu J609

Jádrový vrt J609			
Hloubka [m]	Geologický popis	ČSN 73 1001	ČSN 73 6133
0,00 – 1,70	Navážka, charakteru hlíny písčité	F3/MSY	I/2
1,70 – 2,35	Jíl písčitý, tuhý, černohnědý	F4/CS	I/3
2,35 – 2,80	Štěrk s jemnozrnnou příměsí, zvodnělý, středně ulehlý, s písčitojílovitou mezerní hmotou	G3/G-F	I/3
2,80 – 3,00	Jíl písčitý, měkký až tuhý, černohnědý	F4/CS	I/3
3,00 – 4,50	Štěrk hlinitý, středně ulehlý, zvodnělý, černošedý, slídnatý	G4/GM	I/3
4,50 – 9,50	Rula zcela zvětralá, charakteru písčitého jílu, slídnatá, šedohnědá až rezavě hnědá se zřetelnou strukturou a texturou matečné horniny	R6/CS	I/3
9,50 – 14,60	Rula silně zvětralá, úlomkovitě rozpukaná, slídnatá, na puklinách limonitizovaná	R5	I/3-4
14,60 – 15,00	Rula mírně zvětralá, úlomkovitě až kusovitě rozpadá, deskovitě vrstevnatá	R4	II/4-5

Tabulka 4: Geotechnické charakteristiky vrtu J609

ČSN 73 1001	Geotechnický typ	Objemová tíha [kg/m^3]	Modul přetvárnosti [MPa]	Poissonovo číslo [-]	Koheze [kPa]	Úhel vnitřního tření [$^\circ$]	Předpokládaná únosnost [kPa]	Svislá tabulková únosnost pilot [kN]	Stupeň konzistence [-]	Relativní hutnost [%]
-	-	γ	E_{def}	ν	c	φ	R_p	$U_{v,tab}$	I_c	I_d
F3/MSY	Q2f	18,00	5	0,35	14	25	170	430	0,6-1,0	-
F4/CS	Q2f	18,00	5	0,35	14	25	170	430	0,6-1,0	-
G3/G-F	Q6f	19,00	60	0,27	0	32	390	700	-	60
G4/GM	Q7f	19,00	60	0,30	5	29	250	600	-	70
R6/CS	M1	20,00	28	0,30	4	33	325	850	-	98
R5	M2	21,50	45	0,32	29	26	250	950	-	-
R4	M3	24,00	120	0,33	40	33	325	1250	-	-

4. POPIS MOSTU A JEHO TECHNOLOGICKÝ POSTUP

Dle vyhlášky č. 499/2006 Sb. [24] se stanovuje rozsah a obsah pro různé stupně projektové dokumentace staveb. Tato vyhláška však neuvažuje projektovou dokumentaci na provádění stavby drah, dálnic a silnic. Rozsah a obsah projektové dokumentace pro dopravní stavby stanovuje vyhláška č. 251/2018 Sb. [25]. Tato vyhláška je poté pro stavby dráhy upřesněna směrnicí 011 Správy Železnic (SŽ SM011) [26].

Rozsah a obsah projektové dokumentace dle vyhlášky č. 251/2018 odpovídá níže zobrazenému obsahu [25]:

- A. Průvodní zpráva
- B. Souhrnná technická zpráva
- C. Situační výkresy
- D. Dokumentace objektu a technických a technologických zařízení
- K. Dokladová část

Členění kapitol v této diplomové práci neodpovídá řazení obsahu dle vyhlášky č. 251/2018. Základní struktura členění průvodní a souhrnné technické zprávy vychází ze SM011 [26]. Obsah jednotlivých částí je rozepsán na základě dostupných informací. Údaje, kterými se tato diplomová práce nezabývá, nejsou obsahem těchto zpráv.

Statické posouzení konstrukce je provedeno v kapitole 5 (zatěžovací stavy) a 6 (posouzení).

4.1 PRŮVODNÍ ZPRÁVA

A.1. Identifikační údaje

A1.1. Údaje o stavbě

- a) Název stavby: Integrovaný most na trati Sudoměřice – Votice
- b) Místo stavby: Číšťovice, část obce Heřmaničky,
Okres Benešov,
Středočeský kraj
- c) Předmět dokumentace: Novostavba, trvalá

A1.2. Údaje o zpracovateli dokumentace

- a) Zpracovatel: Bc. Karel Rafael
Žižkova 850,
503 46 Třebechovice pod Orebem

A.2. Členění stavby na objekty a technická a technologická zařízení

- a) Stavební část: SO 10-20-01 Integrovaný most

A.3. Seznam vstupních podkladů

- a) Geodetické a mapové podklady:
Situční půdorys s osou dvou tratí, podélný řez terénem
- b) Inženýrskogeologické a hydrogeologické průzkumy:
Geotechnický průzkum z roku 2013

4.2 SOUHRNNÁ TECHNICKÁ ZPRÁVA

B.1. Popis území stavby

Geologická, geomorfologická a hydrogeologická charakteristika, včetně zdrojů nerostů a podzemních vod: Geologické a geotechnické poměry v podloží budoucího mostního objektu byly zjištěny na základě nově realizovaných jádrových vrtů. Terén v místě uvažované stavby je upraven navážkami. Maximální zjištěná mocnost navážek po celé délce profilu činí 1,70 metrů.

Převážně se jedná o písčité hlíny a jíly, hlinité a jílovité písky s variabilní příměsí úlomků horniny do 3,00 cm. Dále hlinitojílovité štěrky. Ve větší hloubce byly zjištěny silně zvětralé ruly s velmi velkou hustotou diskontinuit.

Mostní konstrukce je založena hlubinně, kdy se předpokládá vetknutí (minimálně 1 metr) velkopřůměrových pilot do ruly silně zvětralé (R5) označující se geotechnickým typem M2.

Podzemní voda se vyskytuje v hloubce 1,10 až 6,80 metrů pod terénem. Agresivita kapalného prostředí je středně agresivní XA2. Hladina podzemní vody je volná až mírně napjatá a závislá na atmosférických srážkách vyskytujících se v blízkosti uvažované mostní konstrukce.

Dle ČSN EN 1997 – 1 Navrhování geotechnických konstrukcí je navržena 2. geotechnická kategorie.

B.2. Celkový popis stavby

B.2.1. Základní charakteristika stavby a jejího užívání

SO 10-20-01 je trvalý mostní objekt, který je uvažován jako novostavba. Tato mostní konstrukce se provádí za účelem přemostit dvojkolejnou železniční trať Sudoměřice – Votice přes stávající účelovou komunikaci šířky 5,00 metrů a vodoteč protékající podélně

k ose komunikace. Rozpětí mostu je 20 metrů a světlá šířka je 18,45 metrů. Požadavkem stavebníka bylo navrhnout a realizovat konstrukci s minimálními požadavky na provádění pravidelné údržby. Mostní konstrukce je navržena jako ŽB integrovaný most o jednom poli. Tato rámová konstrukce nedisponuje mostními ložisky ani mostními závěry, které jsou zpravidla nejporuchovější částí mostu. Most je založen na velkopřůměrových pilotách, které provádí pomocí ocelových výpažnic.

Bezbariérové užívání stavby není uvažováno. Integrovaná ŽB konstrukce bude přístupná pouze pro provádění běžné údržby, mostních prohlídek.

B.2.2. Celkově stavebně technické a technologické řešení

Výstavba SO 10-20-01 bude prováděná v určitých technologických etapách. V první fázi bude zřízeno staveniště a budou vytyčeny všechny podzemní i nadzemní inženýrské sítě. Bude sejmuta ornice v místě uvažovaných zemních prací a deponována v blízkosti stavby pro zpětné použití dokončovacích terénních úprav. Dále se odstraní původní navážka a odveze se na nejbližší skládku. Na geodetem vytyčených místech budou provedeny velkopřůměrové piloty, a to pomocí ocelových výpažnic. Zhotovitel vytvoří technologický postup, který bude schválen technickým dozorem stavebníka. V druhé fázi bude vršek pilot odbourán. Zhotoví se bednění a vyváže armatura pro obě stojky. Poté se provede betonáž stojek mostní konstrukce. V další fázi, tedy v třetí bude zhotovena příčel zmonolitňující celý rám konstrukce. Příčel bude betonována pomocí podpůrné skruže, do které se vyváže armatura. Poté bude provedena betonáž. Před betonáží zhotovitel zvolí betonárku, která bude splňovat požadavky stavebníka a kterou technický dozor schválí. Součástí příčle budou betonovány mostní křídla. Ve čtvrté fázi budou na základě technologického postupu provedeny izolace konstrukce proti zatékající vodě. Po kontrole izolací technickým dozorem stavebníka bude konstrukce po jednotlivých vrstvách zasypána a hutněna. Maximální výška jedné vrstvy činí 300 mm. Po dokončení zásypu bude provedena zkouška statickou zkouškou únosnosti. V páté fázi budou provedeny římsy. Dále železniční svršek mostu, tj. průběžné kolejové lože s osově uloženými předpjatými betonovými pražci, upevňovacími a kolejnicemi. Po dokončení všech prací bude provedena na základě žádosti zhotovitele první mostní prohlídka a integrovaný most bude uveden do provozu.

B.2.3. Základní technický popis stavebních objektů

Rozpětí železobetonového rámového mostu je 20,00 m. Toto rozpětí je dle MVL 110 v rozsahu možného použití. Tloušťka NK dle MVL 110 má být mezi 1/12L až 1/20L. Tloušťka integrovaného mostu činí 1/20L + 1%, tedy 1010 mm. Betony pro jednotlivé konstrukční prvky mostu jsou navrženy dle ČSN EN 206+A2 a ČSN P 73 2404.

Betony:

- Podkladní beton C12/15 – X0,
- ŽB monolitické piloty C30/37 – XA2,
- ŽB monolitické rámové stojky a křídla C40/50 – XF2, XD1, XC2,
- ŽB monolitická příčel C40/50 – XF2, XD1, XC2,
- Římsa C30/37 – XF4, XD2, XC2

Vodotěsná izolace nosné konstrukce je navržena jako stříkaná membrána chráněná geotextílií min. 600 g/m². Tento způsob izolačního systému umožňuje zaizolování obtížných detailů a urychlení doby výstavby. Zhotovitel na provedení hydroizolačního systému vytvoří technologický postup. Na mostě je dle ČSN 73 6201 navržené průběžné kolejové lože s uzavřeným žlabem. Žlab kolejového lože z důvodu průchodu mechanizace, například během strojního čištění, vyhovuje obrysu nutného kolejového lože. Úprava za opěrou a drenáž je řešena dle MVL 102 a předpisu SŽ S4. Zábradlí je navrženo jako úhelníkové (typ 1) dle MVL 720 a jeho kotvení dle MVL 511.

B.3. Řešení vegetace a souvisejících terénních úprav

Před započítáním prací budou vykáceny křoviny v pásmu stavby, které se umístí na příslušnou skládku v blízkosti stavby. Část křovin bude spálena. SO 10-20-01 překonává stávající vodoteč, která musí být ochráněna. V rámci přípravy stavby bude vodoteč ochráněna vložím dvou plastových trub průměru 300 mm do prostoru vodoteče. Trouby se následně zasypou. Před zahájením výkopových prací bude sejmuta ornice minimální tl. 300 mm, která se bude deponovat v blízkosti stavby a následně se použije pro dokončovací terénní práce. Svahy budou provedeny ve sklonu dle PD.

B.4. Popis vlivu stavby na životní prostředí a jeho ochrana

SO 10-20-01 žádným způsobem negativně neovlivní životní prostředí ani jeho okolí. Odpady způsobené během výstavby budou řádně zlikvidovány a uskladněny dle příslušných norem a předpisů.

B.5. Zásady organizace výstavby

Stavba je přístupná ze stávající účelové komunikace šířky 5,00 metrů. Žádné jiné přístupové cesty tento projekt neřeší.

Celé území stavby bude oploceno mobilním plotem výšky min. 1,80 metrů. Území stavby je uvažováno dle katastru nemovitostí na pozemku SŽ. PD neuvažuje s trvalým nebo dočasným zábořem území. Zhotovitel může na své náklady zažádat v rámci rozšíření staveniště o dočasný zábor určitých pozemků. Zhotovitel před zahájením prací provede vytyčení všech kabelových sítí vyskytujících se v uvažovaném místě stavby.

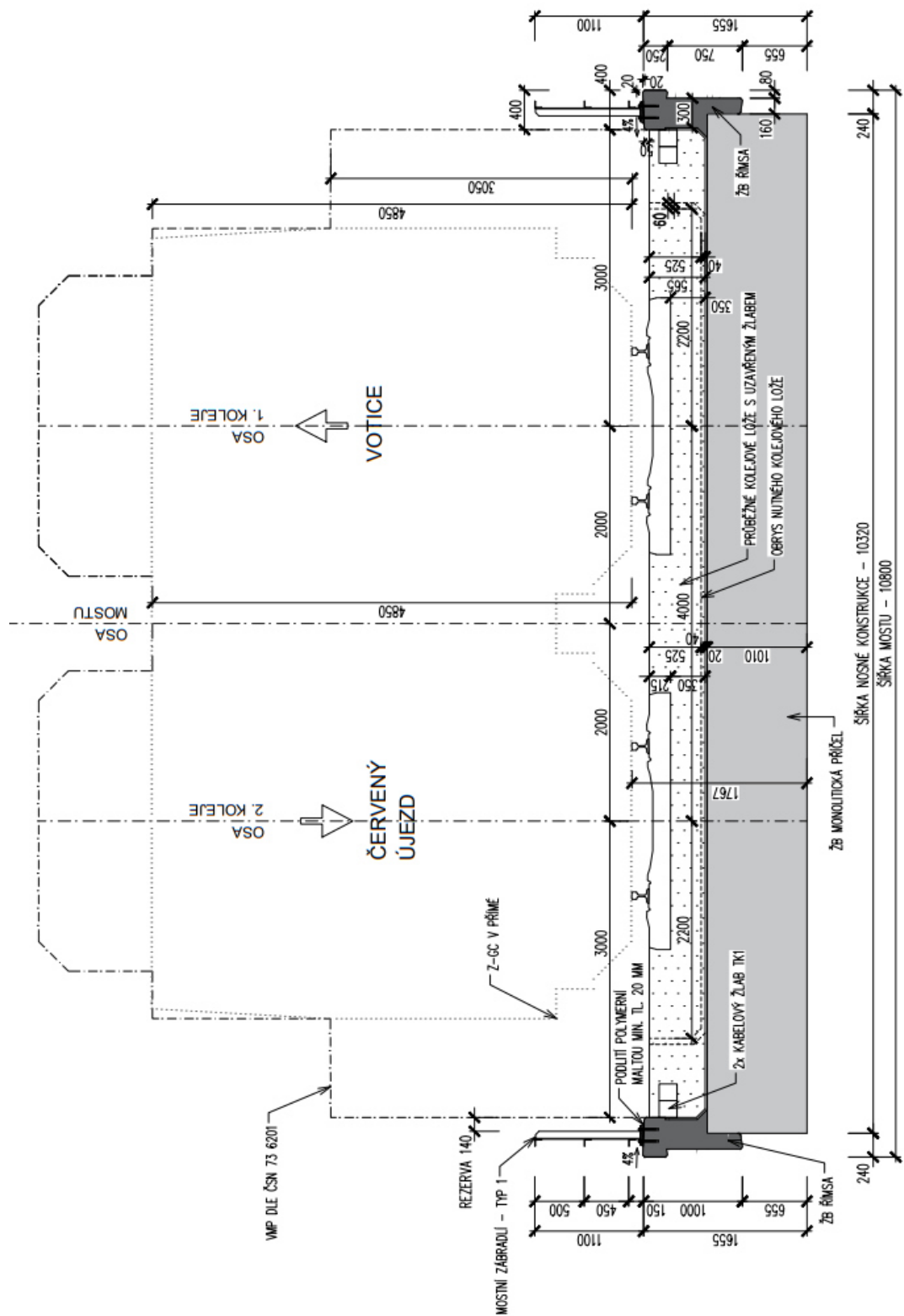
Projekt předpokládá s optimální bilancí zemních hmot. Vytěžené zeminy se dočasně uloží na deponii a následně se použijí pro finální terénní práce. Zbylá vytěžená zemina bude odvezena na nejbližší skládku a řádně zlikvidovány dle příslušných norem a předpisů. Zásypové materiály (šterkodrt' atd.) budou přiváženy dle potřeby, aby během ukládky na staveništi nedošlo k omezení prostoru a nebyla ovlivněna bezpečnost práce při manipulaci s těžkou technikou.

5. STATICKÝ VÝPOČET MOSTU

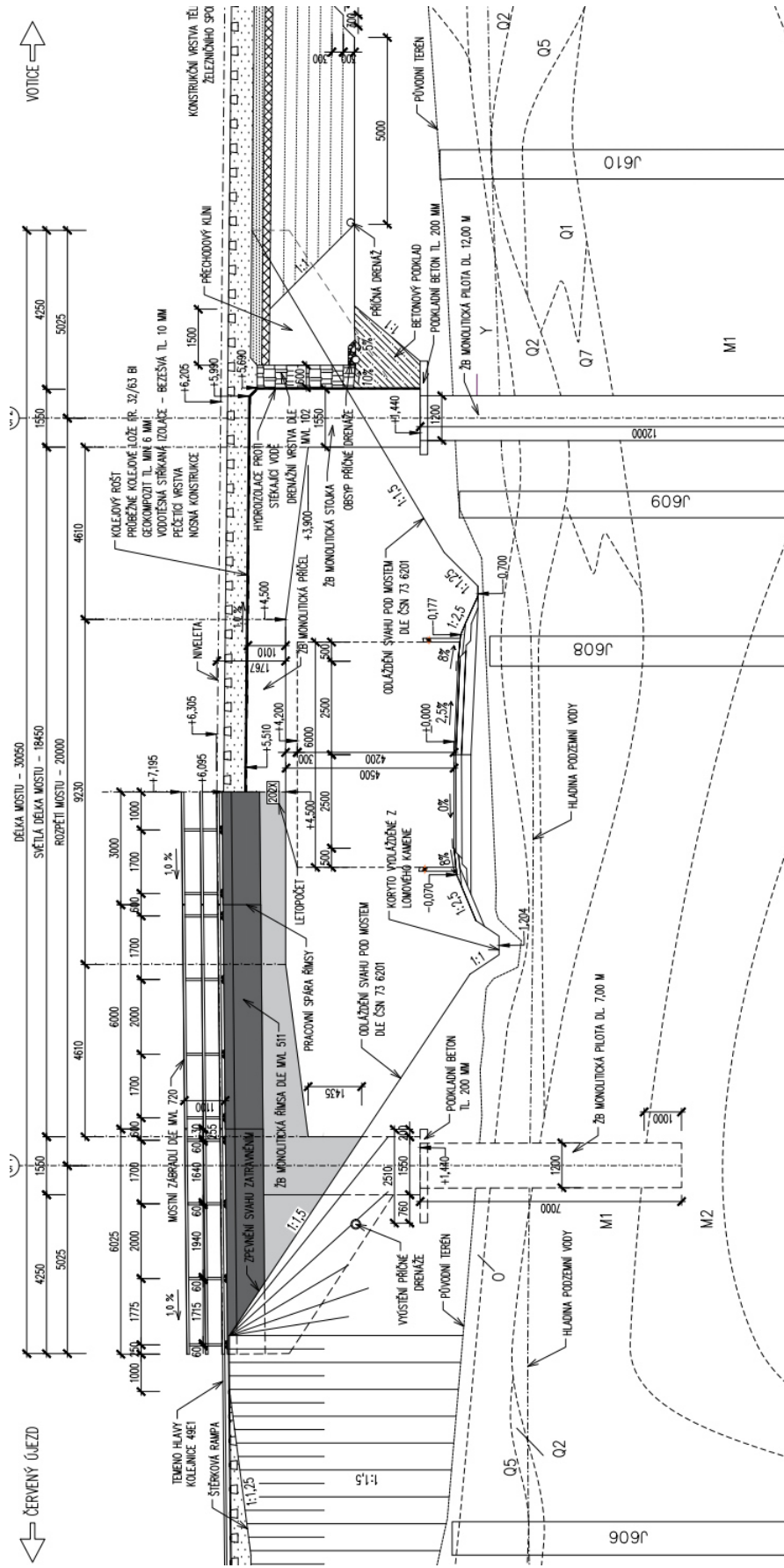
Řešeným mostem je jednoplošný železobetonový rám, který je uložen na velkopřůměrových pilotách o průměru 1200 mm a hloubky 7,00 až 12,00 metrů. Integrovaný most společně se základy tvoří tuhý celek. Rozpětí pole je 20,00 metrů a celková délka je 30,05 metrů. Celková šířka mostu je 10,80 metrů. Niveleta mostu navazuje na niveletu dvojkolejně železniční trasy. Jedná se kolmý most. Směrový průběh železniční trasy na mostě je v přímé. Výškové vedení trasy na mostě je též v přímé.

5.1 GEOMETRIE

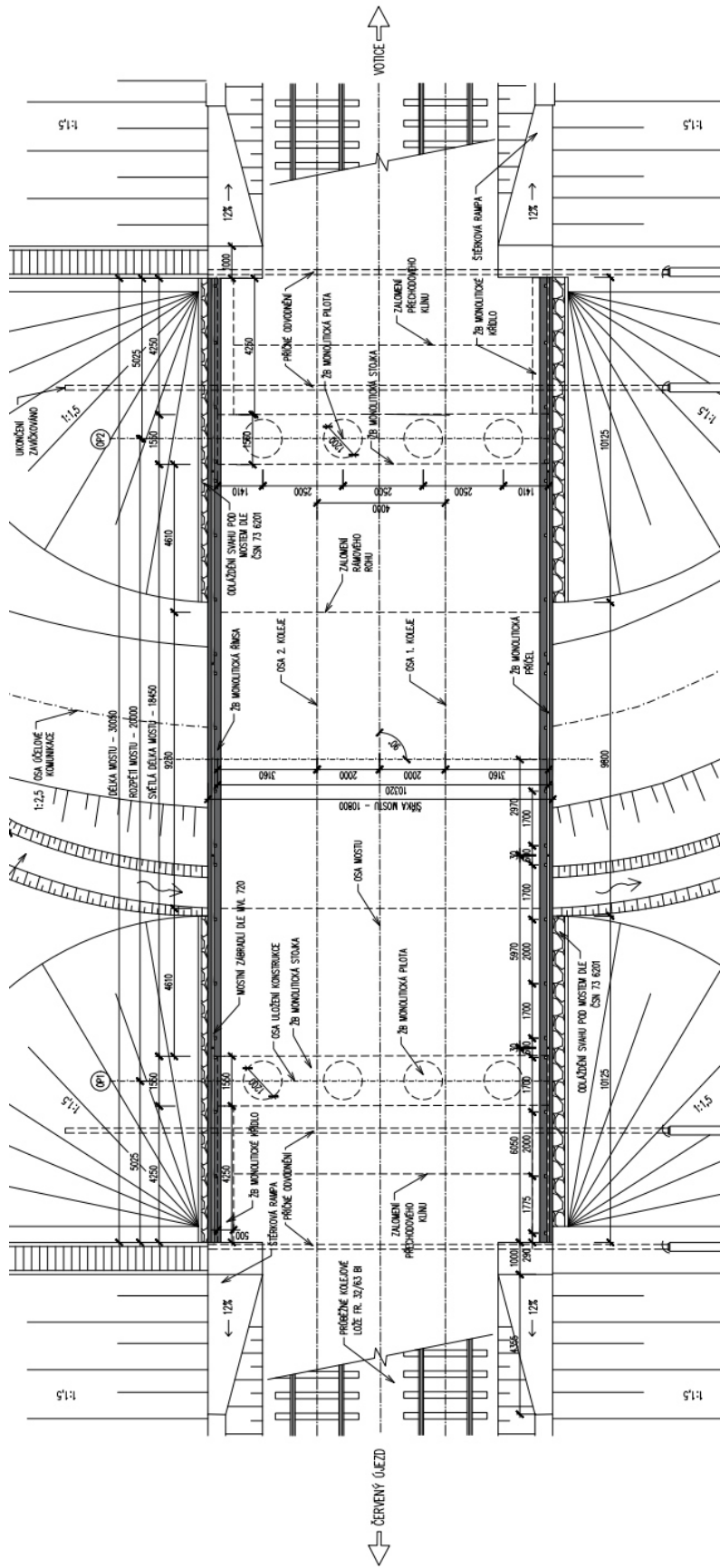
Geometrie mostu byla zvolena na základě mostních vzorových listů (MVL) pro železniční mosty (viz kapitola 4).



Obrázek 16: Příčný řez v poli NK (viz příloha P.4)



Obrázek 17: Podélný řez (viz příloha P.6)



Obrázek 18: Půdorys (viz příloha P.7)

5.2 ZATÍŽENÍ

Hodnoty objemové hmotností materiálů vycházejí z ČSN EN 1991 – 1 – 1 [27]. Zatížení mostů dopravou vychází z ČSN EN 1991 – 2 ed. 2 [28].

5.2.1 Stálé zatížení

A. Vlastní tíha:

Pro stanovení vlastní tíhy konstrukce je použit Microsoft Excel a AutoCad 2018. Pro ŽB dle ČSN EN 1991 – 1 – 1 je uvažována objemová tíha $25,00 \text{ kN/m}^3$. Pro římsy se z důvodu vysokého stupně vyztužení uvažuje tíha 26 kN/m^3 [27].

Vlastní tíha je stanovena pomocí výpočtové softwaru Scia Engineer 22.0. Výsledek se porovná s hodnotou z ručního stanovení. Ruční stanovení vlastní tíhy je v příloze P.1.

Tabulka 5: Porovnání vlastní tíhy

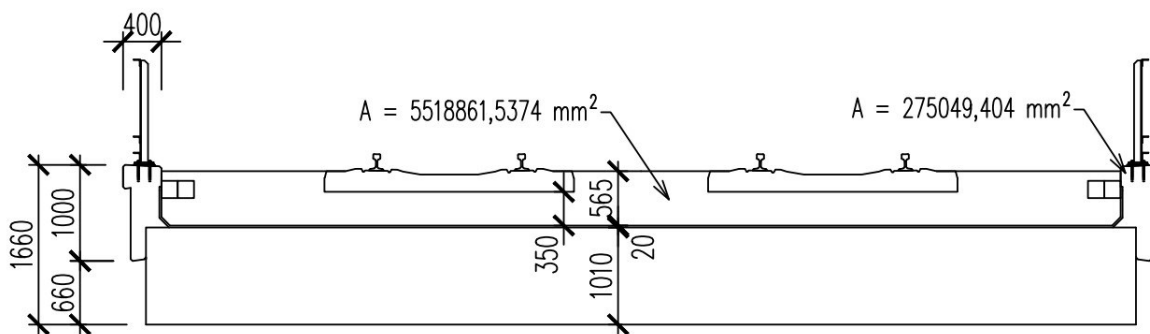
Vlastní tíha konstrukce dle ručního odečtu	11 652,09 kN
Vlastní tíha konstrukce dle Scia Engineer	11 663,18 kN

Odchylka softwaru od ručního výpočtu činí 0,095 %.

B. Ostatní stálé zatížení:

Dle ČSN EN 1991 – 1 – 1, kap. 5.2.3 se má uvažovat nominální tloušťka šterkového lože.

Aby se stanovila horní a dolní charakteristická hodnota tloušťky šterkového lože, uvažuje se odchylka $\pm 30\%$ [27].



Obrázek 19: Příčný řez mostovky s ostatním stálým zatížením

Tabulka 6: Plošné ostatní stálé zatížení

Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Zatížení
G07 Izolační pásy	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[ks]	[kN/m ²]
	21,55	10,37	0,11	24	1	2,64
G08 Kolejové lože – nominální hodnota	21,55	10,00	5,52	20	1	110,40
G08a Kolejové lože + 30%	21,55	10,00	5,52	20	1	143,52
G08b Kolejové lože – 30%	21,55	10,00	5,52	20	1	77,28
Součet nominálních hodnot						113,04

Poznámka:

G08: Plocha 5,52 m² x objem. tíha 20 kN/m³ = nominální hodnota 110,40 kN/m. 30 % z nominální hodnoty je 33,12 kN/m. Plus 30 % = 143,52 kN/m. Míinus 30 % je 77,28 kN/m.

Součet zatížení s uvažovanou horní charakteristickou hodnotou tloušťky kolejového lože činí: **146,16 kN**. Součet zatížení s uvažovanou dolní charakteristickou hodnotou tloušťky kolejového lože činí: **79,92 kN**.

Tabulka 7: Liniové ostatní stálé zatížení

Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Zatížení
G11 Římsa L	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[ks]	[kN/m]
	30,05	0,40	0,28	26	1	7,28
G12 Římsa P	30,05	0,40	0,28	26	1	7,28
G13 Zábradlí L	30,00	-	-	-	1	1
G13 Zábradlí P	30,00	-	-	-	1	1
G09 Předpjaté betonové pražce s upevněním pro 1. kolej	21,55	-	-	-	1	4,8

G10 Předpjaté betonové pražce s upevněním pro 2. kolej	21,55	-	-	-	1	4,8
G11 Kolejnice pro 1. kolej	21,55	-	-	-	1	1,2
G12 Kolejnice pro 2. kolej	21,55	-	-	-	1	1,2
Součet						28,56

Zatížení je nutné podělit počtem prutů, který odpovídá počtu prutů v modelu konstrukce ve Scia Engineer 22.0.

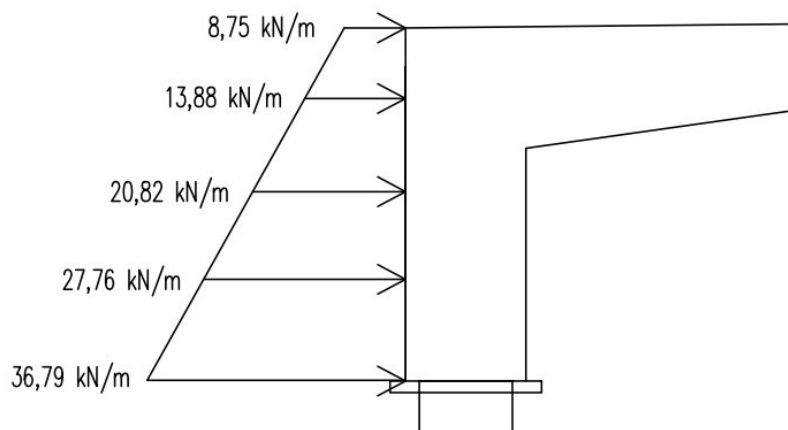
C. Vodorovné zatížení bez přitížení od dopravy v průběhu výstavby:

Integrovaný most se vůči zatížení od zemního tlaku chová jako tuhá konstrukce, která neumožňuje deformaci ve směru zatížení. Uvažuje se klidový zemní tlak.

Zásyp za opěrou pro mosty pozemních komunikací je dle TP 261 [3] definován jako štěrkodrt' frakce 0/32 mm typu B s vnitřním úhlem tření 38° a objemovou tíhou 21 kN/m³. Zásyp za opěrou pro rámové konstrukce s železniční dopravou řeší MVL 102 [29], který odkazuje na předpis SŽ S4 [30], kde je dle přílohy 14 definován také materiál pro zhotovené přechodového klínu ze štěrkodrti frakce 0/32 mm.

Tabulka 8: Výpočet vodorovně působící síly na opěru

Hloubka [m]	objem. tíha [kN/m ³]	Napětí [kPa]	Úhel vnitřního tření [°]	Koef. klidového zem. tlaku [-]	Zatěžovací šířka [m]	Vodorovná síla [kN/m]
0,00	21,00	0,00	38,00	0,38	0,86	0,00
1,26	21,00	26,46	38,00	0,38	0,86	8,75
2,00	21,00	42,00	38,00	0,38	0,86	13,88
3,00	21,00	63,00	38,00	0,38	0,86	20,82
4,00	21,00	84,00	38,00	0,38	0,86	27,76
5,30	21,00	111,30	38,00	0,38	0,86	36,79



Obrázek 20: Znázornění působení zemního tlaku bez přitížení od dopravy

D. Modifikovaný zemní tlak:

Zemní tlaky působící na stojku integrovaného mostu se musí rozložit pomocí modifikovaného součinitele k^* [-].

$$k^* = k_0 + \left(\frac{d_{tm}}{0,03H}\right)^{0,6} k_p \quad [-]$$

d_{tm} = vodorovný posun opěry od teploty [m]

H = hloubka [m]

$$k_0 = 0,38 \quad [-]$$

$$k_p = tg^2 \cdot \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = k_p = tg^2 \cdot \left(45 + \frac{38}{2}\right) = 4,20 \quad [-]$$

$$k_p = 4,20 \quad [-]$$

$$d = L \cdot \Delta T \cdot \alpha_{bet} \quad [m]$$

L = rozpětí [m]

$$L = 20 \text{ m}$$

ΔT = absolutní součet rozdílů teplot [°C]

α_{bet} = součinitel teplotní roztažnosti nosné konstrukce [K^{-1}]

$$\alpha_{bet} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

$$\Delta T = |T_{max} + T_{min}|$$

$$\Delta T = |40 + 34|$$

$$\Delta T = 74 \text{ °C}$$

$$d = L \cdot \Delta T \cdot \alpha_{bet}$$

$$d = 20 \cdot 74 \cdot 10 \cdot 10^{-6}$$

$$d = 0,015 \text{ m}$$

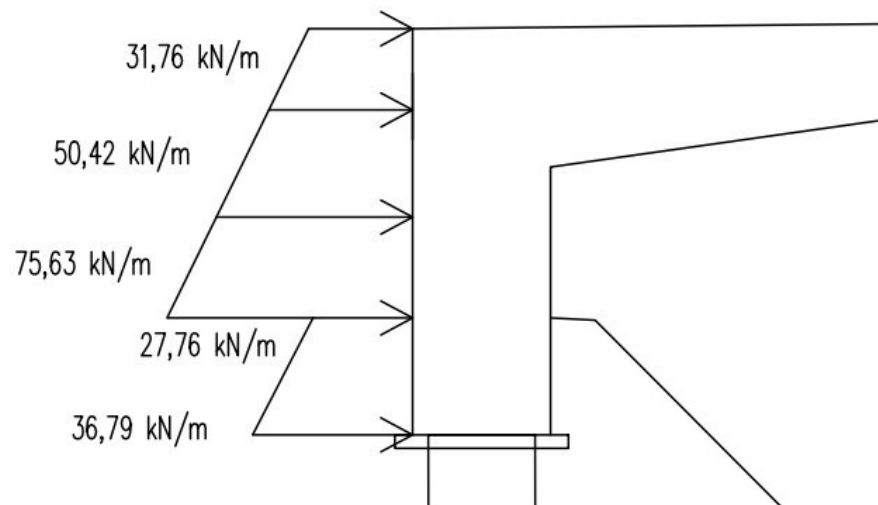
$$k^* = k_0 + \left(\frac{d \cdot t_m}{0,03 H}\right)^{0,6} k_p$$

$$k^* = 0,38 + \left(\frac{0,015}{0,03 \cdot 5,30}\right)^{0,6} \cdot 4,20$$

$$k^* = 1,40 \text{ [-]}$$

Tabulka 9: Výpočet působící modifikované síly na opěru

Hloubka [m]	objem. tíha [kN/m ³]	Napětí [kPa]	Koef. klidového zem. tlaku [-]	Koef. modifikovaného zem. tlaku [-]	Zatěžovací šířka [m]	Vodorovná síla [kN/m]
0,00	21,00	0,00	-	1,40	0,86	0,00
1,26	21,00	26,46	-	1,40	0,86	31,76
2,00	21,00	42,00	-	1,40	0,86	50,42
3,00	21,00	63,00	-	1,40	0,86	75,63
4,00	21,00	84,00	0,38	-	0,86	27,76
5,30	21,00	111,30	0,38	-	0,86	36,79



Obrázek 21: Znázornění působení modifikovaného zemního tlaku

5.2.2 Proměnné zatížení

A. Zatížení teplotou:

Zatížení teplotou se uvažuje jako charakteristická hodnota zatížení a klasifikuje se jako proměnné a nepřímé zatížení. Stanovuje se dle ČSN EN 1991 – 1 – 5 Obecná zatížení – zatížení teplotou [31].

Navrhovaná nosná konstrukce integrovaného mostu dle ČSN EN 1991 – 1 – 5 spadá do typu 3, tj. betonová nosná konstrukce se štěrkovým lože [31].

Výchozí teplota mostu v čase realizace je $T_0 = 10^\circ\text{C}$ [31].

T_{max} = maximální teplota vzduchu ve stínu [$^\circ\text{C}$]

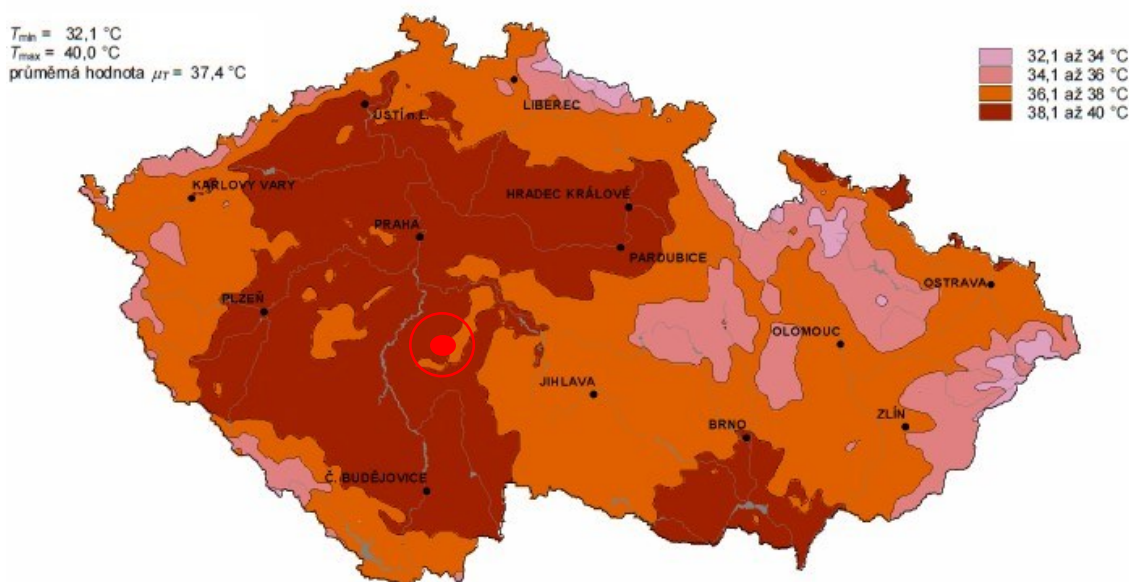
T_{min} = minimální teplota vzduchu ve stínu [$^\circ\text{C}$]

$T_{e,max}$ = maximální rovnoměrná složka teplota mostu [$^\circ\text{C}$]

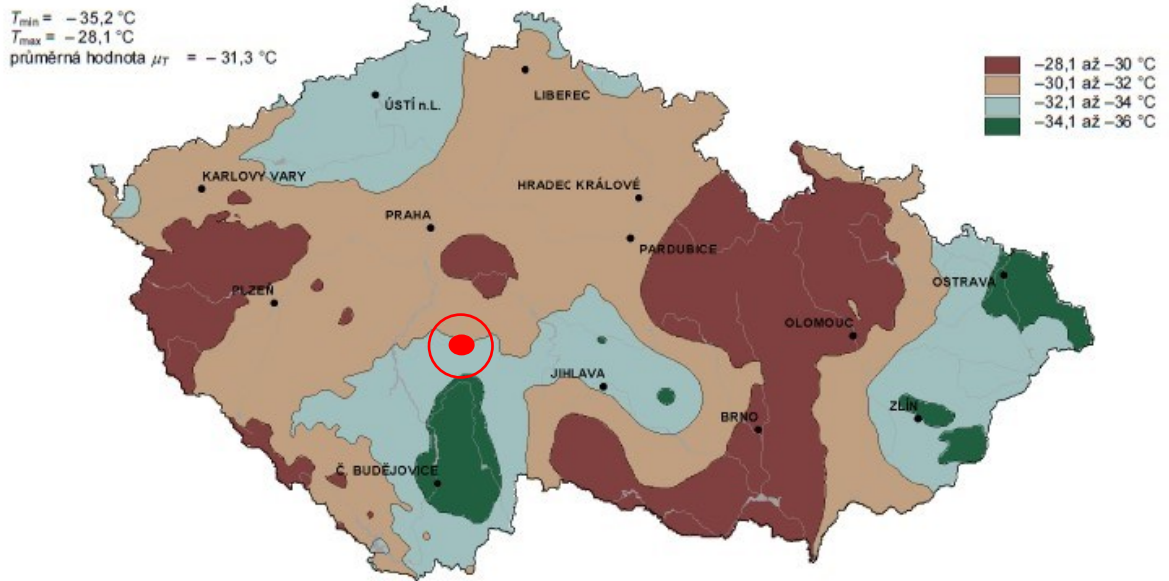
$T_{e,min}$ = minimální rovnoměrná složka teplota mostu [$^\circ\text{C}$]

$\Delta T_{N,CON}$ = maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu zkrácení [$^\circ\text{C}$]

$\Delta T_{N,EXP}$ = maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu při výpočtu prodloužení [$^\circ\text{C}$]



Obrázek 22: Mapa s maximálními teplotami vzduchu ve stínu [31]



Obrázek 23: Mapa s minimálními teplotami vzduchu ve stínu [31]

$$T_{max} = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min} = -34\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + 1,5^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 40 + 1,5 = 41,5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 41,5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -34 + 8 = -26^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = -26^{\circ}\text{C}$$

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

$$\Delta T_{N,CON} = 10 - (-26) = 36^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,CON} = -36\text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

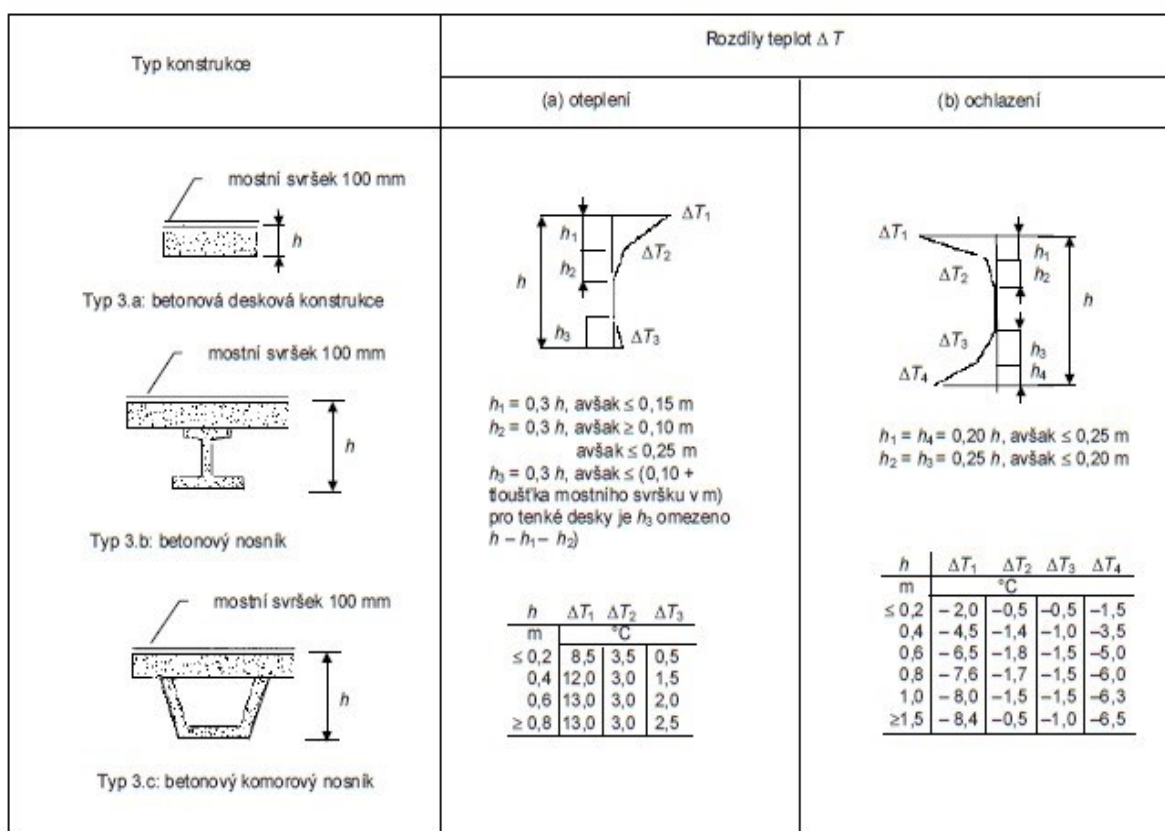
$$\Delta T_{N,EXP} = 41,5 - 10 = 31,5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,EXP} = 31,5\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Tabulka 10: Hodnoty rovnoměrných složek teploty

Rovnoměrná složka teploty					
T_{max} [°C]	T_{min} [°C]	$T_{e,max}$ [°C]	$T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{N,EXP}$ [°C]	$\Delta T_{N,CON}$ [°C]
40,00	-34,00	41,50	-26,00	31,50	-36,00

Dle ČSN EN 1991 – 1 – 5 se na území České republiky používá postup, který uvažuje svislé složky teploty s nelineárními účinky a to dle Obrázek 24.



Obrázek 24: Rozdíly teplot pro betonové konstrukce typu 3.a [31]

Tloušťka mostního svršku pro železniční mosty je určena na maximální hodnotu 200 mm.

Tabulka 11: Hodnoty pro oteplení pro jednotlivé průřezy

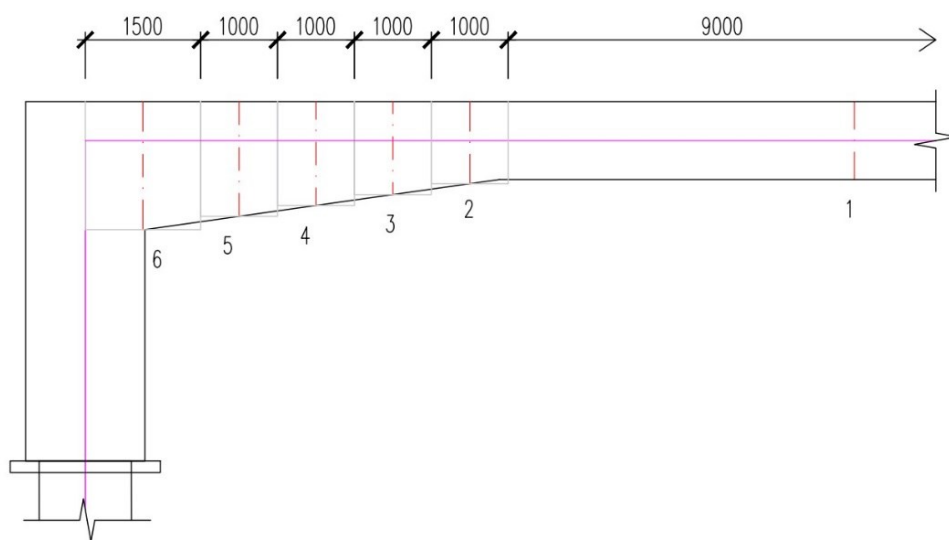
Bod	1	2	3	4	5	6
Výška průřezu [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
h_1 [m]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
h_2 [m]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
h_3 [m]	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

- [°C]	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
ΔT_2 [°C]	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
ΔT_3 [°C]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50

Tabulka 12: Hodnoty pro ochlazení pro jednotlivé průřezy

Bod	1	2	3	4	5	6
Výška průřezu [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
$h_1 = h_4$ [m]	0,20	0,21	0,23	0,25	0,25	0,25
$h_2 = h_3$ [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
ΔT_1 [°C]	-8,00	-8,00	-8,00	-8,00	-8,00	-8,40
ΔT_2 [°C]	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,00
ΔT_3 [°C]	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,50	-1,00
ΔT_4 [°C]	-6,30	-6,30	-6,30	-6,30	-6,30	-6,50

Výšky průřezu jsou označeny body 1 – 6. Tyto výšky jsou odečteny z AutoCadu 18 a odpovídají výškám z výpočtového modelu ve Scia Engineer 22.0.



Obrázek 25: Průřezy na mostovce

Výpočtový software Scia Engineer 22.0 defaultně neumožňuje aplikovat nelineární účinky změn teplot.

Nerovnoměrná složka zatížení teplotou způsobuje nerovnoměrné přetvoření po výšce průřezu a natočení konstrukce. Pomocí grafického vykreslení nelineárního průběhu teplot po výšce jednotlivých průřezu (bod 1 až 6) se stanoví celková normálová složka síly vyvolávající deformaci a celkový ohybový moment vyvolávající pootočení mostovky. Tato síla a moment se dále vydělí počtem prutů z výpočtového modelu Scia Engineer a výsledná síla a moment se

aplikují na začátek a konec příčle. Tím vyvolají deformaci mostovky představující deformaci vzniklou od působení nerovnoměrného zatížení teplotou (oteplení a ochlazení).

$$N_{EXP/CON} = \sum E_{cm} \cdot \alpha_{bet} \cdot b_i \cdot A_i \text{ [kN]}$$

$N_{EXP/CON}$ = normálová složka síly [kN]

E_{cm} = modul pružnosti betonu C30/37 [GPa]

$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$

$\alpha_{bet} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

b_i = šířka průřezu [m]

$b_i = 0,86 \text{ m}$

A_i = plocha odečtena z AutoCadu 18

$$M_{EXP/CON} = \sum E_{cm} \cdot \alpha_{bet} \cdot b_i \cdot A_i \cdot z_{ti} \text{ [kNm]}$$

$M_{EXP/CON}$ = Ohybový moment [kNm]

z_{ti} = vzdálenost těžiště plochy A_i k těžišťové ose průřezu [m]

Ručním výpočtem, respektive pomocí excelu bude spočítána deformace mostovky a její pootočení a hodnoty se porovnájí s výsledky z výpočtového softwaru Scia Engineer 22.0. Tím se ověří správnost zadaných hodnot a aplikace zatěžovacího stavu.

$$\varepsilon = \frac{N_{EXP/CON}}{E_{cm} \cdot A_{celkem}} \text{ [-]}$$

ε = přetvoření od oteplení/ochlazení [-]

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L \text{ [mm]}$$

ΔL = poměrná deformace [mm]

L = délka průřezu [m]

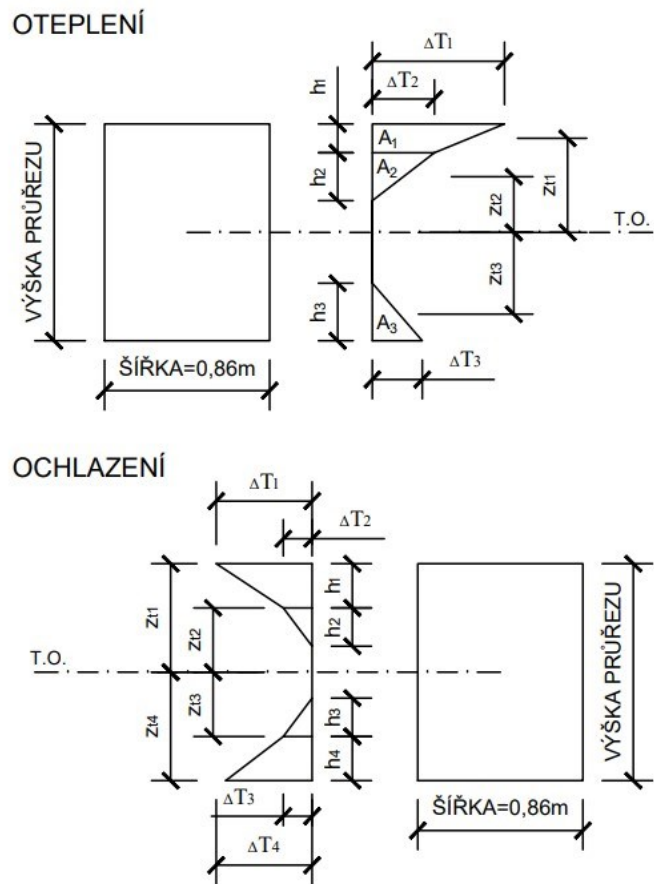
$$\Psi = \frac{M_{EXP/CON}}{E_{cm} \cdot I_i} \text{ [rad]}$$

Ψ = pootočení nosníku [rad]

I_i = moment setrvačnosti [m^4]

$I_i = \frac{1}{12} \cdot b_i \cdot h_i^3 \text{ [m}^4\text{]}$

h_i = výška průřezu [m]



Obrázek 26: Schéma nelineárního průběhu teploty po výšce průřezu

Tabulka 13: Hodnoty pro nerovnoměrné složky oteplení

Bod	1	2	3	4	5	6
b_i [m]	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
h_i [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
$h_i \cdot b_i$ [m ²]	0,87	0,90	0,97	1,09	1,21	1,33
L [m]	9,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50
A_1 [m ²]	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
A_2 [m ²]	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
A_3 [m ²]	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
$A_{celk} \cdot b_i$ [m ³]	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68	1,68

$\alpha_{bet} [K^{-1}]$	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
E_{cm} kN/m ²	33000000	33000000	33000000	33000000	33000000	33000000
N_{EXP} [kN]	553,41	553,41	553,41	553,41	553,41	553,41
z_{t1} [m]	0,45	0,47	0,51	0,58	0,65	0,72
z_{t2} [m]	0,27	0,29	0,33	0,4	0,47	0,54
z_{t3} [m]	-0,41	-0,42	-0,47	-0,53	-0,61	-0,67
M_{EXP} [kNm]	-138,35	-146,23	-158,79	-183,69	-206,46	-231,37
ε [-]	1,93069E-05	1,85714E-05	1,72566E-05	1,53543E-05	1,38298E-05	0,00001118
ΔL [mm]	0,174	0,019	0,017	0,015	0,014	0,017
I_i [m ⁴]	0,074	0,083	0,103	0,147	0,201	0,267
Ψ [rad]	-0,0000567	-0,0000534	-0,0000465	-0,0000379	-0,0000311	-0,0000262

Průměrná hodnota N_{EXP} je 553,41 kN a průměrná hodnota M_{EXP} je -166,48 kNm. Průměrné hodnoty zohledňují rozdílné délky průřezů. Celkové poměrné prodloužení činí 0,337 mm.

Dále je uvažována pouze hodnota poměrné deformace v bodě číslo 1, která je rovna hodnotě $\varepsilon = 1,93069E-05$. Na základě součinitele teplotní roztažnosti materiálu je spočítána teplota, která je zadána do Scia Engineer a je rovna hodnotě $\Delta T = 1,93^\circ C$.

$$\varepsilon = \alpha_{bet} \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha_{bet}}$$

Tabulka 14: Hodnoty pro nerovnoměrné složky ochlazení

Bod	1	2	3	4	5	6
b_i [m]	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
h_i [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
$h_i \cdot b_i$ [m ²]	0,87	0,90	0,97	1,09	1,21	1,33
L [m]	9,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50
A_1 [m ²]	0,95	1,00	1,09	1,19	1,19	1,18
A_2 [m ²]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10

A_3 [m ²]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10
A_4 [m ²]	0,78	0,82	0,90	0,98	0,98	0,94
$A_{celk} \cdot b_i$ [m ³]	1,75	1,82	1,97	2,12	2,12	1,99
α_{bet} [K ⁻¹]	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001	0,00001
E_{cm} [kN/m ²]	33000000	33000000	33000000	33000000	33000000	33000000
N_{CON} [kN]	576,11	600,66	649,76	698,86	698,86	656,29
z_{t1} [m]	0,42	0,44	0,48	0,54	0,61	0,69
z_{t2} [m]	0,24	0,25	0,27	0,32	0,39	0,46
z_{t3} [m]	-0,24	-0,25	-0,27	-0,32	-0,39	-0,46
z_{t4} [m]	-0,43	-0,44	-0,47	-0,54	-0,61	-0,68
M_{CON} [kNm]	-18,05	-22,29	-29,18	-32,57	-36,79	-49,17
ε [-]	2,0099E-05	2,01571E-05	2,02611E-05	1,93898E-05	1,74645E-05	1,49194E-05
ΔL [mm]	0,181	0,020	0,020	0,019	0,017	0,022
I_i [m ⁴]	0,074	0,083	0,103	0,147	0,201	0,267
Ψ [rad]	-0,0000074	-0,0000081	-0,0000085	-0,0000067	-0,0000055	-0,00000558

Průměrná hodnota N_{CON} je 622,51 kN a průměrná hodnota M_{CON} je -27,58 kNm. Průměrné hodnoty zohledňují rozdílné délky průřezů. Celkové poměrné zkrácení činí 0,380 mm.

Dále je uvažována pouze hodnota poměrné deformace v bodě číslo 1, která je rovna hodnotě $\varepsilon = 2,0099E-05$. Na základě součinitele teplotní roztažnosti materiálu je spočítána teplota, která je zadána do Scia Engineer a je rovna hodnotě $T=2,10^\circ\text{C}$.

Současné působení rovnoměrných a nerovnoměrných složek teploty lze uvažovat dle kombinací zatížení, kde je potřebné aplikovat redukční součinitele dle ČSN EN 1991 – 1 – 5, 6.1.5 [31].

ω_N = redukční součinitel rovnoměrné složky teploty pro kombinaci s rozdílovou složkou teploty [-]

$$\omega_N = 0,35 [-]$$

ω_M = redukční součinitel rozdílové složky teploty pro kombinaci s rovnoměrnou složkou teploty [-]

$$\omega_M = 0,75 [-]$$

$$T_{M,HEAT} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,EXP}$$

$$T_{M,COOL} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,CON}$$

$$\omega_M \cdot T_{M,HEAT} + \Delta T_{N,EXP}$$

$$\omega_M \cdot T_{M,COOL} + \Delta T_{N,CON}$$

B. Zatížení dopravou:

Dle ČSN EN 1991 – 2, ed. 2 [28].

Svislé zatížení od železniční dopravy:

Svislé zatížení je dle kap. 6.3.1 definováno pomocí zatěžovacích modelů. Pro normální železniční dopravu a trať 2. třídy je zvolen zatěžovací model LM71. Model SW/0 pro spojitě mosty není uvažován. Zatěžovací model SW/2 reprezentující těžká zatížení, HSLM pro mosty s traťovou rychlostí přes 200 km/h a model nezatíženého vlaku není v rámci této diplomové práce uvažován.

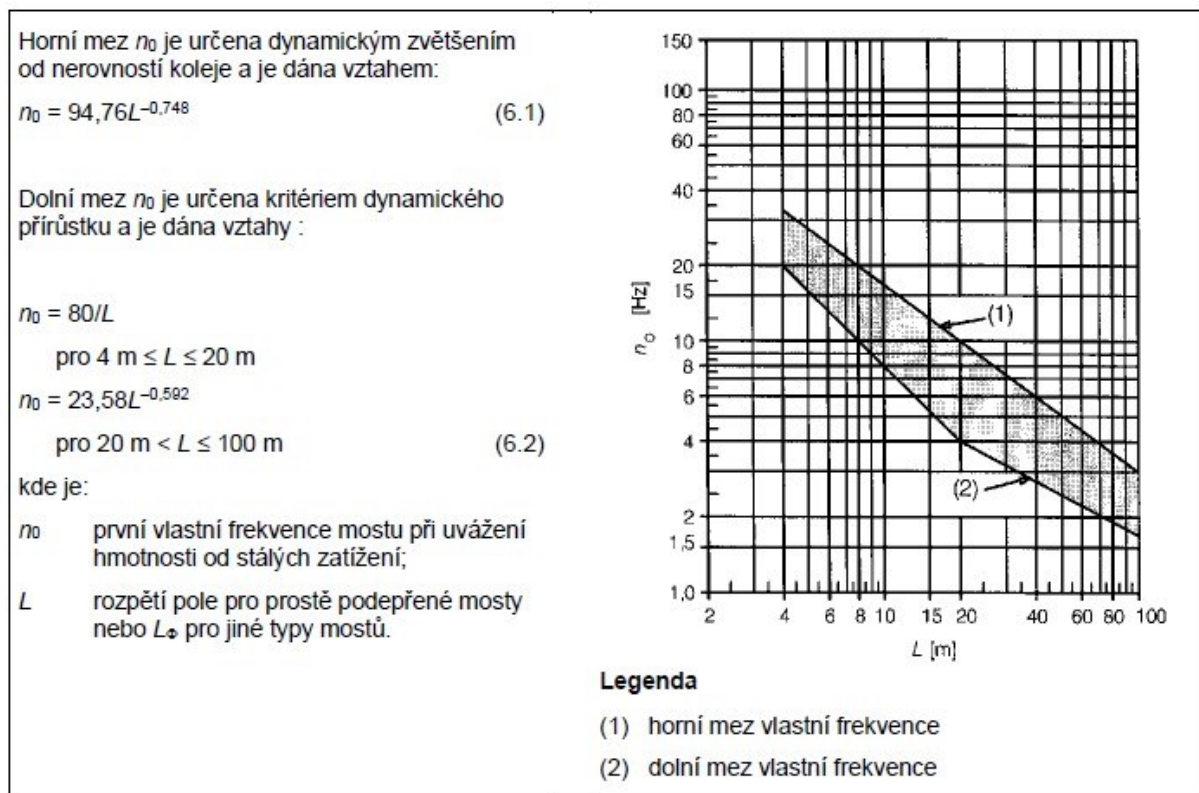
Pro zadání zatěžovacího modelu LM71 do Scia Engineer 22.0 je nutné stanovit dynamický součinitel a klasifikační součinitel α . Dále je nutné stanovit, zda je potřeba provést dynamickou analýzu, anebo bude vyhovovat statická analýza s použitým dynamickým součinitelem.

Klasifikační součinitel [28]:

Pro kategorii železničních tratí 2. třídy je klasifikační součinitel roven hodnotě 1,21 [-].

$$\alpha = 1,21 [-]$$

Pokud první vlastní frekvence integrovaného ŽB mostu je v rozmezí horní a dolní meze (viz diagram níže) a maximální rychlost tratí v daném místě je do 200 km/h, není potřebné provádět dynamickou analýzu.



Obrázek 27: Meze vlastních frekvencí mostu [28]

$$L = L_\Phi \text{ [m]}$$

L_Φ = náhradní délka [m], Pro jednopolevý rám uvažuje jako spojitý nosník o třech polích.

$$L_\Phi = k \cdot L_m \text{ [m]}$$

$$k = 1,3 \text{ pro 3 pole (jednopolevý rám)}$$

$$L_m = \frac{1}{n} \cdot L_1 \cdot L_2 \cdot L_3$$

$$L_m = \frac{1}{3} \cdot 11,155 \cdot 20 \cdot 16,155$$

$$L_m = 20,50 \text{ m}$$

$$L_\Phi = 1,3 \cdot 20,50 = 26,65 \text{ m}$$

$$n_{0,dolní} = 23,58 \cdot L_\Phi^{-0,592} \text{ [Hz]}$$

$$n_{0,dolní} = 23,58 \cdot 26,65^{-0,592} = 3,38 \text{ Hz}$$

$$n_{0,horní} = 94,76 \cdot L_{\Phi}^{-0,748} \text{ [Hz]}$$

$$n_{0,horní} = 94,76 \cdot 26,65^{-0,748} = 8,13 \text{ Hz}$$

$$n_{0,mostu} = 5,24 \text{ Hz (odečteno ze Scia Engineer 22.0)}$$

$$n_{0,dolní} \leq n_{0,mostu} \leq n_{0,horní}$$

$$3,38 \leq 5,24 \leq 8,13$$

Není nutné provádět dynamickou analýzu.

Dynamický součinitel:

Součinitel zvětšující účinky kmitání v konstrukci se stanovuje dle kap. 6.4.5.2. Uvažuje se standartně udržovaná kolej.

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,73 \text{ [-]}$$

$$\Phi_3 = \text{dynamický součinitel [-]}$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_{\Phi}-0,2}} + 0,73$$

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{26,65}-0,2} + 0,73$$

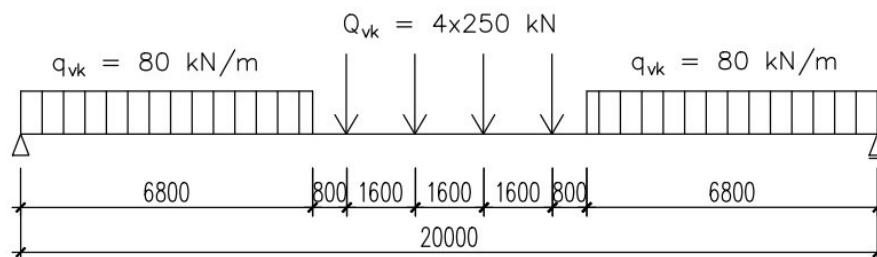
$$\Phi_3 = 1,17 \text{ [-]}$$

$$1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

$$1,00 \leq 1,17 \leq 2,00$$

$$\Phi_3 = 1,17 \text{ [-]}$$

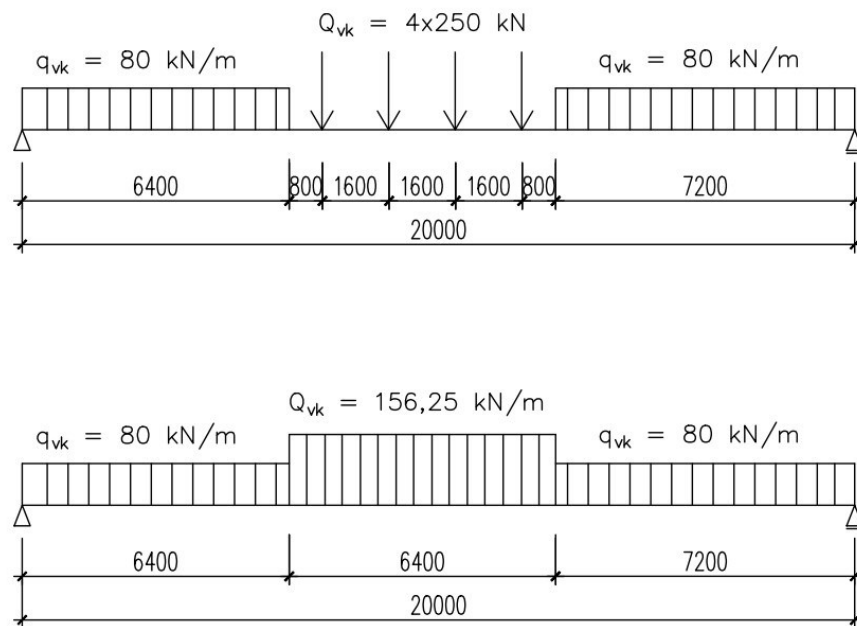
Schéma zatěžovacího modelu dle normy je zobrazeno na následujícím obrázku.



Obrázek 28: Zatěžovací model LM 71

Na základě jednoduchého ověření uvažuji přepočtení jednotkových sil zatěžovacího modelu LM71 na náhradní spojitě zatížení. Ve Scia Engineer 22.0 byl vymodelován prostý nosník

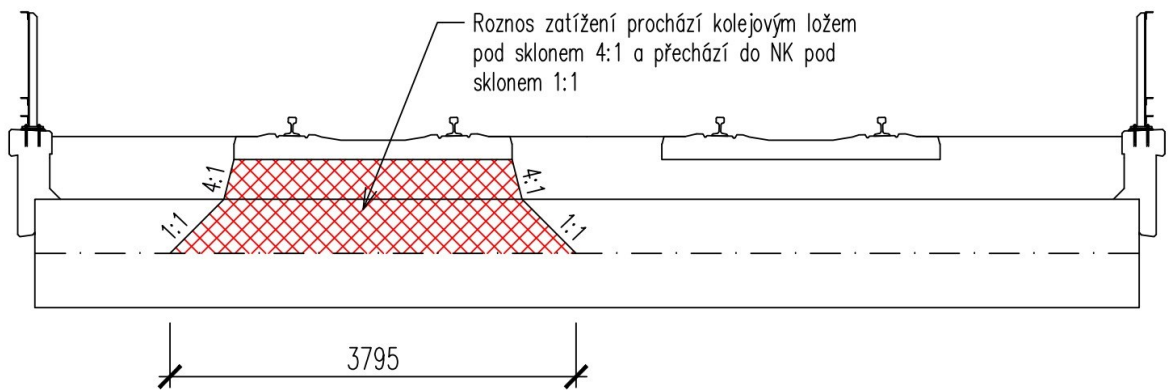
s průřezem stejným jako integrovaný most a rozpětím 20 metrů, který byl zatížen dvěma zatěžovacími stavy vyvolující maximální ohybový moment nosníku. Jeden stav uvažoval LM71 s nepřečtenými jednotkovými silami a druhý s přečteným na podélné spojité zatížení. Dále byl zjištěn vzniklý maximální ohybový moment pro oba stavy. Poté byl spočítán rozdíl hodnot a odchylka.



Obrázek 29: Porovnání zatěžovacích stavů LM71

Maximální ohybový moment nosníku pro LM71 bez přepočtu činí 6072,70 kNm a pro LM71 s přepočtem je 6022,70 kNm. Rozdíl tedy činí hodnotu 50 kNm a odchylka je 0,82 %. Jedná se zanedbatelný rozdíl a dále uvažuji se zatěžovacím stavem s přečtenými jednotkovými silami na podélné spojité zatížení.

Příčný roznos zatížení od dopravy se uvažuje dle následujícího obrázku. Excentricita svislých zatížení je rámci diplomové práce zanedbána.

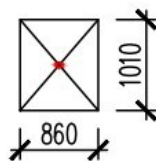


Obrázek 30: Příčný roznos zatížení

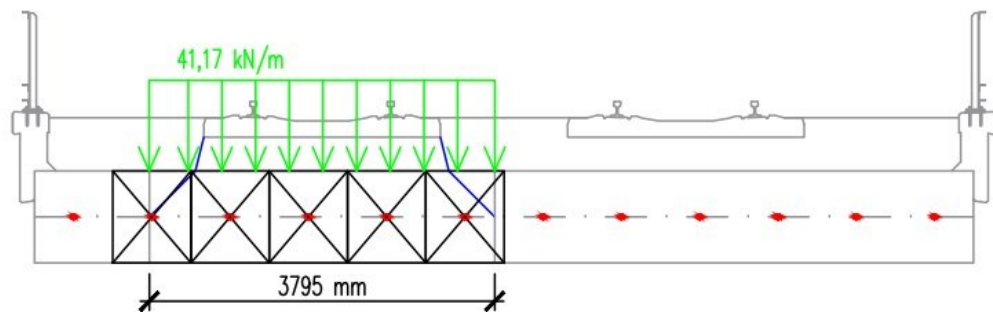
b_r = příčná zatěžovací šířka [m]

$b_r = 3,795$ m

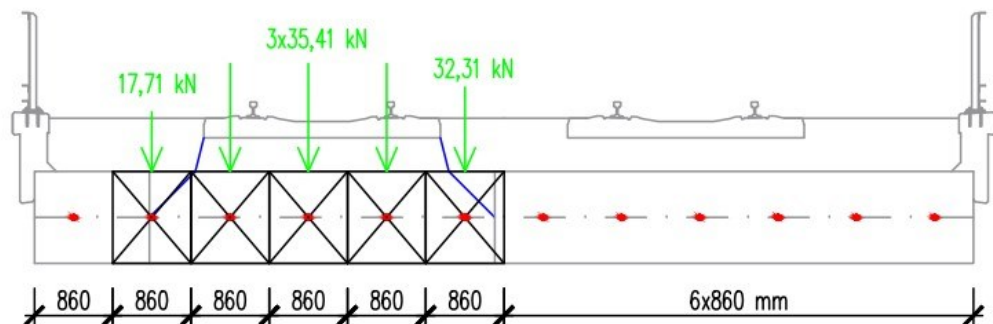
ZATĚŽOVACÍ OBDÉLNÍK – STŘED ZNAČÍ
 PODÉLNÝ PRUT V MODELU SCIA ENGINEER:



PŘÍČNÉ ZATÍŽENÍ:
 ZATĚŽOVACÍ ŠÍŘKA POD PRAŽCEM JE 3,795 METRŮ.
 $156,25/3,795 = 41,17$ kN/m

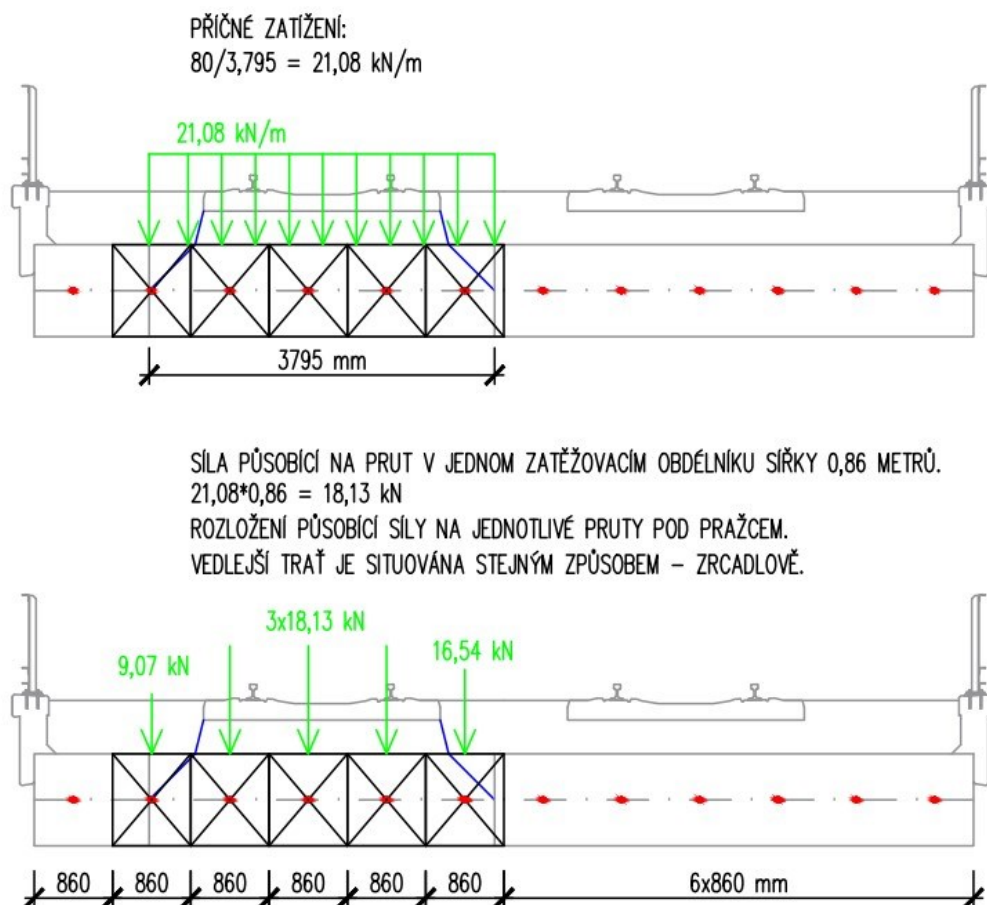


SÍLA PŮSOBÍCÍ NA PRUT V JEDNOM ZATĚŽOVACÍM OBDÉLNÍKU ŠÍŘKY 0,86 METRŮ.
 $41,17 \cdot 0,86 = 35,41$ kN
 ROZLOŽENÍ PŮSOBÍCÍ SILY NA JEDNOTLIVÉ PRUTY POD PRAŽCEM.
 VEDLEJŠÍ TRÁŤ JE SITUOVÁNA STEJNÝM ZPŮSOBEM – ZRCADLOVĚ.



Obrázek 31: Rozložení příčného zatížení LM71 - $Q_{vk} = 156,25 \text{ kN}$

Dle výše uvedeného obrázku je provedeno přerozdělení zbylého příčného zatížení. Tím je myšleno spojitě zatížení $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$.



Obrázek 32: Rozložení příčného zatížení LM71 - $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$

Vodorovná zatížení od železniční dopravy:

- Odstředivé síly – dle ČSN EN 1991 – 2, kap. 6.5.2 se jedná o charakteristickou hodnotu síly působící ve směrovém oblouku koleje [28]. Na uvažovaném mostě jsou obě tratě navrženy v přímé, tudíž lze toto vodorovné zatížení od železniční dopravy zanedbat.
- Zatížení od rozjezdu a brždění – charakteristické hodnoty rozjezdových a brzdových sil působící v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje se počítají dle ČSN EN 1991 – 2, kap. 6.5.3 [28].

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} \cdot \alpha \text{ [kN]} \leq 1000 \text{ [kN]}$$

$$Q_{lak} = \text{Rozjezdová síla [kN/m]}$$

$$L_{a,b} = \text{délka vlaku [m]}$$

$$Q_{lak} = 33 \cdot 20 \cdot 1,21 = 798,60 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = 798,60 \text{ kN} \leq 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \cdot \alpha \text{ [kN]} \leq 6000 \text{ [kN]}$$

$$Q_{lbk} = \text{Brzdná síla [kN/m]}$$

$$Q_{lbk} = 20 \cdot 20 \cdot 1,21 = 484 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 484 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN}$$

Charakteristické hodnoty se nesmí násobit dynamickým součinitelem, ale násobí se klasifikačním součinitelem α . Na mostě, na kterém se vyskytují dvě a více tratí se uvažuje, že na jedné trati jsou aplikovány rozjezdové síly a na druhé trati síly brzdné [28].

$$q_{lak50\%} = 19,97 \text{ kN/m} - \text{pro jednu kolejnici (rozjezdová síla)}$$

$$q_{lbk50\%} = 24,20 \text{ kN/m} - \text{pro jednu kolejnici (brzdná síla)}$$

Tabulka 15: Současně působící zatížení brzdných a rozjezdových sil [28]

Případ zatížení ^{c)}	Zatížení v koleji		
	1	2	ostatní
Případ 1	1,0 × brzdné síly	1,0 × rozjezdové síly	0,0
Případ 2 ^{a) b)}	1,0 × rozjezdové síly	0,5 × rozjezdové síly	0,0
Případ 3 ^{a) b)}	1,0 × brzdné síly	0,5 × brzdné síly	0,0

a) neplatí v úsecích, kde lze předpokládat časté brzdění a rozjíždění vlaků (např. dopravný)
b) platí pro spodní stavbu společnou pro více mostních konstrukcí
c) použije se nejnepříznivější případ zatížení

Tabulka 15 představuje kombinace zatížení brzdných a rozjezdových sil u mostů s dvěma a více kolejemi se stejným směrem dopravy [28]. Integrovaný most převádí dvojkolejnou trať umožňující protisměrný provoz. Dle Tabulka 15 uvažují pouze Případ 1. Tabulka 15

Mostní svršek je tvořen bezстыkovou kolejí, která přechází nepřerušeně přes most. Tím pádem se část zatížení od rozjezdu a brždění přenáší kolejnicemi do tělesa železničního spodku za opěrou a dochází k vzájemným posunům v koleji a v nosné konstrukci mostu [28], [32]. Konstrukce, u kterých dochází k malým dilatačním posunům, jako je například uvažovaný integrovaný most, lze zanedbat stanovení kombinované odezvy mostní konstrukce a koleje [32].

- c. Boční ráz – dle ČSN EN 1991 – 2, 6.5.2 se jedná o osamělou sílu $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ působící na přímou kolej v úrovni temene kolejnic kolmo na osu koleje [28]. Charakteristické hodnoty se nesmí násobit dynamickým součinitelem, ale násobí se klasifikačním součinitelem $\alpha \geq 1,00$.

$$Q_{sk} = 100 \cdot \alpha \text{ [kN]}$$

$$Q_{sk} = \text{boční ráz [kN]}$$

$$Q_{sk} = 100 \cdot 1,21 = 121 \text{ kN}$$

$$\mathbf{Q_{sk} = 121 \text{ kN}}$$

Svislé a vodorovné zatížení od železniční dopravy se má uvažovat dle Obrázek 33 jako sestavy zatížení.

Počet kolejí na konstrukci			Sestavy zatížení			Svislé síly			Vodorovné síly			Poznámka
			odkazy EN 1991-2			6.3.2/ 6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
1	2	≥ 3	počet zatížených kolejí	sestava zatížení ⁽⁸⁾	zatížená kolej	LM71 ⁽¹⁾ SW/0 ^{(1),(2)} HSLM ^{(6),(7)}	SW/2 ^{(1),(3)}	nezatížený vlak	rozjezd, brzdění ⁽¹⁾	odstředivá síla ⁽¹⁾	boční ráz ⁽¹⁾	
			1	gr11	T ₁	1			1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
			1	gr 12	T ₁	1			0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou
			1	gr 13	T ₁	1 ⁽⁴⁾			1	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
			1	gr 14	T ₁	1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾	1	1	max. boční
			1	gr 15	T ₁			1		1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	boční stabilita s „nezatíženým vlakem“
			1	gr 16	T ₁		1		1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou
			1	gr 17	T ₁		1		0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou
			2	gr 21	T ₁ T ₂	1 1			1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	max. svislá 1 s max. podélnou
			2	gr 22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	max. svislá 2 s max. příčnou
			2	gr 23	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			1 1	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	max. podélná
			2	gr 24	T ₁ T ₂	1 ⁽⁴⁾ 1 ⁽⁴⁾			0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 1	1 1	max. boční
			2	gr 26	T ₁ T ₂	1 1	1		1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. podélnou
			2	gr 27	T ₁ T ₂	1 1	1		0,5 ⁽⁵⁾ 0,5 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	1 ⁽⁵⁾ 1 ⁽⁵⁾	SW/2 s max. příčnou
			≥ 3	gr 31	T _i	0,75			0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	0,75 ⁽⁵⁾	přídavný zatěžovací případ

Obrázek 33: Sestavy zatížení železniční dopravou [28]

Poznámka:

(4) Při příznivém účinku se může součinitel redukovat na 0,5, nemůže být nula.

(5) V příznivých případech se tyto nedominantní hodnoty musí uvažovat rovné nule.

C. Zemní tlak s přitížením od dopravy:

Zasyp za opěrou je dle předpisu SŽ S4 [30] definován jako štěrkodrt' frakce 0/32 mm (materiál stejný jako v případě vodorovného zatížení bez přitížení od dopravy v průběhu výstavby.

$$\sigma_{LM71} = k_0 \cdot q_{vk,lm71} \text{ [kN/m]}$$

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(38^\circ) = 0,38 \text{ [-]}$$

$$k_0 = 0,38 \text{ [-]}$$

$$q_{vk,lm71} = \text{svislé zatížení od LM71 bez dynamického součinitele [kN/m]}$$

$$q_{vk,lm71} = \frac{156,25}{3,795} \cdot \alpha \text{ [kN/m]}$$

$$q_{vk,lm71} = \frac{156,25}{3,795} \cdot 1,21 = 49,82 \text{ kN/m}$$

$$q_{vk,lm71} = 49,82 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{LM71} = k_0 \cdot q_{vk,lm71}$$

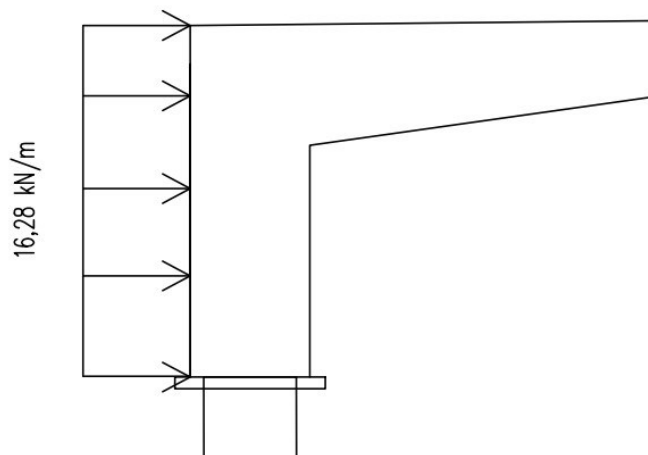
$$\sigma_{LM71} = 0,38 \cdot 49,82 = 18,93 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{LM71} = 18,93 \text{ kN/m}$$

Vodorovné zatížení zemním tlakem na šířku jednoho metru. Toto zatížení je potřeba modifikovat na výpočtový model ve Scia Engineer 22.0, kde jednotlivé pruty jsou od sebe vzdáleny 0,86 metrů.

$$\sigma_{LM71;0,86} = 18,93 \cdot 0,86 = 16,28 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{LM71;0,86} = 16,28 \text{ kN/m}$$



Obrázek 34: Znáornění působení zemního tlaku s přitížením od dopravy

D. Zatížení větrem:

Zatížení větrem se stanovuje dle ČSN EN 1991 – 1 – 4. Podle normy se stanovuje bodová síla F_w [kN], která je způsobená od větru. Tato síla způsobuje vodorovný ohyb a svislé přitížení konstrukce [34].

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c \cdot A_{ref} \text{ [kN]}$$

ρ = kubická hmotnost vzduchu

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$$

v_b = základní rychlost větru stanovená podle větrové oblasti [m/s]

c_{vitr} = součinitel zatížení větrem [-]

A_{ref} = referenční plocha, na kterou působí síla větru [m^2]

Integrovaná ŽB konstrukce mostu na základě své tuhosti neumožňuje významný vodorovný ohyb příčle a tím nedochází k výstižnému přetížení. V rámci této diplomové práce není tento zatěžovací stav uvažován. V případě požadavku provedení protihlukové stěny (PHS) by posouzení větrem bylo nezbytné.

E. Dotvarování a smršťování

Dotvarování a smršťování betonu v této diplomové práci jsou uvažovány jako dva zatěžovací stavy, které působí proměnně v čase. Záleží zde na vlhkosti okolního prostředí, rozměrech konstrukce, a především na složení betonové směsi a zralosti betonu. Reologie betonu se stanovuje dle ČSN EN 1992 – 1 – 1, Příloha B [19].

Proměnnost pevnostních a deformačních vlastností betonu v čase je stanovena dle kap. 3.1.2 a 3.1.3 [19]. Jednotlivé časové fáze výstavby jsou zobrazeny v následující tabulce.

Tabulka 16: Fáze výstavby

Fáze	Den		Poznámka
F1 - piloty	0 – 14	14 dní	Provedení pilot
F2 - stojky	14 – 28	14 dní	Provedení stojek a odbednění
F3 – příčel s křídly	28 – 42	14 dní	Betonáž příčle s křídly
F4 – odbednění příčle	42 – 56	14 dní	Odbednění a uvedení do provozu
F5 – konec životnosti	56 – 36500	36444 dní	Životnost konstrukce 100 let

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \text{ [MPa]}$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}}$$

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \cdot E_{cm} \text{ [GPa]}$$

$\beta_{cc}(t)$ = součinitel závisící na stáří betonu [-]

s = koeficient závisící na druhu cementu [-]; pro CEM 42,5 (třída N) je $s = 0,25$ [-]

$s = 0,25$ [-]

t = stáří betonu ve dnech

Tabulka 17: Pevnostní a deformační charakteristiky betonu [19]

	14 dní	≥ 28 dní
$f_{ck}(t)$ [MPa]	26,26	30,00
$f_{cm}(t)$ [MPa]	34,26	38,00
$f_{ctm}(t)$ [MPa]	2,61	2,90
$E_{cm}(t)$ [GPa]	31,99	33,00

Dotvarování betonu:

Dle ČSN EN 1992 – 1 – 1, Přílohy B jsou definovány základní vztahy pro stanovení součinitele dotvarování [19].

$$\varphi(t, t_o) = \varphi_o \cdot \beta_c(t, t_o) [-]$$

$$\varphi(t, t_o) = \text{součinitel dotvarování} [-]$$

$$\varphi_o = \text{základní součinitel dotvarování} [-]$$

$$\beta_c(t, t_o) = \text{součinitel časového průběhu dotvarování po zatížení} [-]$$

$$\varphi_o = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) [-]$$

$$\varphi_{RH} = \text{součinitel, vystihující vliv relativní vlhkosti} [-]$$

$$\beta(f_{cm}) = \text{součinitel, vystihující vliv pevnosti betonu} [-]$$

$$\beta(t_o) = \text{součinitel, vystihující vliv stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení} [-]$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} [-]$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_o}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 [-]$$

$$RH = \text{relativní vlhkost okolního prostředí} [\%]$$

$$h_o = \text{náhradní rozměr prvku} [\text{mm}]$$

$\alpha_{1,2,3}$ = součinitele vlivu pevnosti [-]

$$h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u} \text{ [mm]}$$

A_c = plocha průřezu [mm²]

u = obvod prvku vystavený okolnímu prostředí [mm]

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{(0,1+t_o^{0,20})} \text{ [-]}$$

t_o = stáří betonu v okamžiku vnesení zatížení [dny]

$$\beta_c(t, t_o) = \left[\frac{(t-t_o)}{(\beta_H+t-t_o)} \right]^{0,3} \text{ [-]}$$

t = stáří betonu v uvažovaném okamžiku [dny]

β_H = součinitel závislý na relativní vlhkosti a na náhradním rozměru prvku [-]

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_o + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ [-]}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Tabulka 18: Výpočet součinitele dotvarování - konec životnosti

Vnesení zatížení (odbednění) – konec životnosti						
h_i [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
RH [%]	80	80	80	80	80	80
α_1	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
α_2	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
α_3	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
A_c [m ²]	10,42	10,84	11,66	13,11	14,55	16,00
u [m]	22,66	22,74	22,90	23,18	23,46	23,74
h_o [mm]	919,96	953,03	1018,48	1130,84	1240,51	1347,60

φ_{RH}	1,175	1,172	1,168	1,162	1,157	1,152
$\beta(f_{cm})$	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73
t_o [dny]	14	14	14	14	14	14
t [dny]	36458	36458	36458	36458	36458	36458
$\beta_{as}(t_o)$	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
β_H	1439,57	1439,57	1439,57	1439,57	1439,57	1439,57
$\beta_c(t, t_o)$	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
φ_o	1,78	1,78	1,77	1,76	1,76	1,75
$\varphi(t, t_o)$	1,76	1,76	1,75	1,74	1,74	1,73

Dále tato diplomová práce uvažuje se součinitelem dotvarování 1,76 [-].

Smršťování betonu:

Celkové smršťování ε_{cs} se uvažuje jako součet smršťování vysycháním ε_{cd} a autogenního smršťování ε_{ca} [19].

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} [-]$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{as}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd.o} [-]$$

$\varepsilon_{cd.o}$ = základní poměrné přetvoření [-]

k_h = součinitel závisící na náhradní tloušťce h_o [-]

Tabulka 19: Hodnoty k_h [19]

h_o (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{as}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_o^3}} [-]$$

t = stáří betonu v uvažovaném okamžiku [dny]

t_s = stáří betonu na začátku smršťování vysycháním (na konci ošetřování) [dny]

$$\varepsilon_{cd.o} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$\alpha_{ds1,2}$ = součinitel, který závisí na druhu cementu [-]; Třída N

$$\alpha_{ds1} = 4 \text{ [-]}$$

$$\alpha_{ds2} = 0,12 \text{ [-]}$$

$$f_{cmo} = 10 \text{ [MPa] dle Přílohy B.2 [19]}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_o} \right)^3 \right] \text{ [-]}$$

$$RH_o = 100 \% \text{ dle Přílohy B.2}$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \text{ [-]}$$

$$\beta_{as}(t) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ [-]}$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})}$$

Tabulka 20: Výpočet smršťování betonu – stav pro uvedení do provozu

Stav 1 - uvedení do provozu						
h_i [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
A_c [m ²]	0,87	0,90	0,97	1,09	1,21	1,33
u [m]	3,74	3,82	3,98	4,26	4,54	4,82
h_o [mm]	464,49	472,77	488,34	512,77	534,19	553,11
β_{RH}	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
$\varepsilon_{cd.o}$	0,0002686	0,0002686	0,0002686	0,0002686	0,0002686	0,0002686
t [dny]	28	28	28	28	28	28
t_s [dny]	7	7	7	7	7	7
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04
k_h	0,75	0,75	0,75	0,70	0,70	0,70
$\varepsilon_{cd}(t)$	9,3813E-06	9,1479E-06	8,7341E-06	8,1441E-06	7,6791E-06	7,3035E-06
$\varepsilon_{ca}(t)$	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005
$\beta_{as}(t)$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65

$\varepsilon_{ca}(\infty)$	3,2648E-05	3,2648E-05	3,2648E-05	3,2648E-05	3,2648E-05	3,2648E-05
ε_{cs}	4,2029E-05	4,1796E-05	4,1382E-05	4,0792E-05	4,0327E-05	3,9951E-05
ΔL [mm]	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80
ΔT [°C]	4,20	4,18	4,14	4,08	4,03	4,00

Do modelu konstrukce ve výpočtovém softwaru budou dosazeny hodnoty z průřezu výšky 1,01 metru. Tento průřez má převládající podélnou délku, která činí 9,00 metrů a pro dosažení relevantní deformace mostu je nevhodnější. Do Scia Engineeru bude na každý podélný prut v mostovce dosazena hodnota 4,20 °C, která odpovídá poměrné deformaci 0,84 mm na celou konstrukci.

$$\varepsilon = \alpha_{bet} \cdot \Delta T [-]$$

$$\Delta T = \frac{\varepsilon}{\alpha_{bet}} [^{\circ}\text{C}]$$

Tabulka 21: Výpočet smršťování betonu – stav pro konec životnosti

Stav 2 – konec životnosti						
h_i [m]	1,01	1,05	1,13	1,27	1,41	1,55
A_c [m ²]	0,87	0,90	0,97	1,09	1,21	1,33
u [m]	3,74	3,82	3,98	4,26	4,54	4,82
h_o [mm]	464,49	472,77	488,34	512,77	534,19	553,11
β_{RH}	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
$\varepsilon_{cd.o}$	0,000269	0,000269	0,000269	0,000269	0,000269	0,000269
t [dny]	36472	36472	36472	36472	36472	36472
t_s [dny]	7	7	7	7	7	7
$\beta_{ds}(t, t_s)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
k_h	0,75	0,75	0,75	0,70	0,70	0,70
$\varepsilon_{cd}(t)$	0,0002017	0,0002017	0,0002017	0,0001883	0,0001883	0,0001883
$\varepsilon_{ca}(t)$	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005
$\beta_{as}(t)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005	0,00005
ε_{cs}	0,0002517	0,0002517	0,0002517	0,0002383	0,0002383	0,0002383

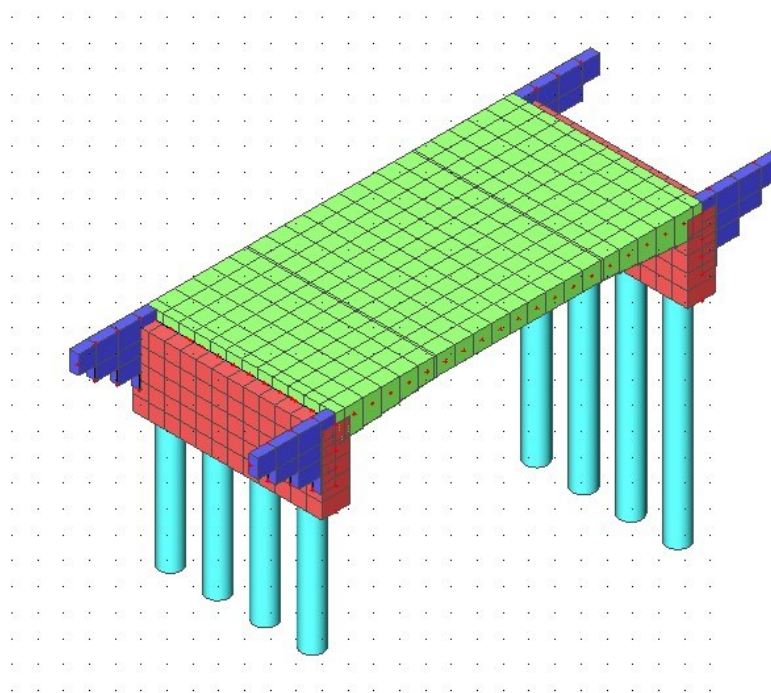
ΔL [mm]	5,03	5,03	5,03	4,77	4,77	4,77
ΔT [°C]	25,17	25,17	25,17	23,83	23,83	23,83

Do modelu konstrukce ve výpočtovém softwaru budou dosazeny hodnoty z průřezu výšky 1,01 metru. Tento průřez má převládající podélnou délku, která činí 9,00 metrů a pro dosažení relevantní deformace mostu je nevhodnější. Do Scia Engineeru bude na každý podélný prut v mostovce dosazena hodnota 25,17 °C, která odpovídá poměrné deformaci 5,03 mm na celou konstrukci.

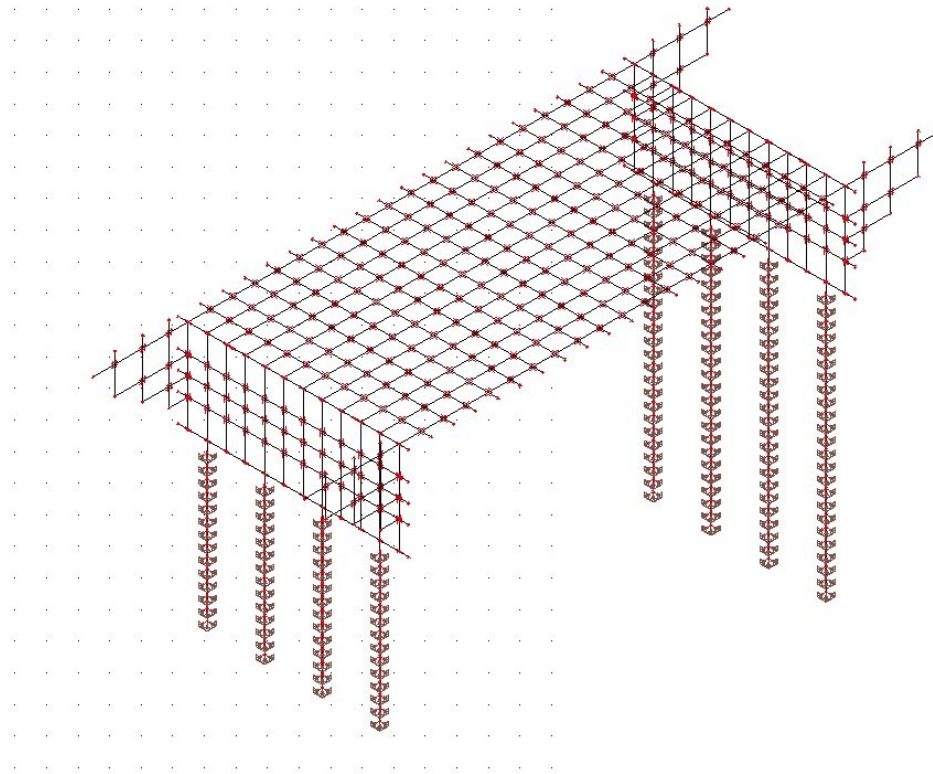
5.3 MODEL KONSTRUKCE

Model integrovaného mostu je vymodelován ve výpočtovém softwaru Scia Engineer 22.0. Tento model je vytvořen jako rošt z 1D dílců (sloup, nosník, prut). Průřezy stojek a příčle mostu jsou rozděleny na jednotlivé části průřezu, kdy těžiště jednotlivých průřezů představují osu 1D dílců. Tímto byly vymodelovány podélné prutové modely s určitým příčným odsazením. Tyto podélné modely byly příčně propojeny nehmotnými pruty, tak aby bylo docíleno vytvoření sítě propojených prutů.

Roštový model umožňuje roznos zatížení i příčným směrem, například oproti prutovému modelu. Nevýhodou oproti 2D modelu je, že vnitřní síly se vztahují pouze k vytvořenému roštu.



Obrázek 35: Model konstrukce mostu - 3D zobrazení



Obrázek 36: Model konstrukce mostu – roštové zobrazení

5.3.1 Stanovení horizontální tuhosti pilot

Pro model konstrukce integrovaného mostu bylo pro vytvoření reálného chování pilot v zemině nutné stanovit horizontální tuhosti pilot. Tuhosti jsou stanoveny dle ČSN EN 73 1004 [34].

V normě je definováno, že záleží, zda se jedná o zeminy jemnozrnné, poloskalní nebo hrubozrnné. Pro jemnozrnné a poloskalní zeminy předpokládáme konstantní průběh napětí. Pro hrubozrnné zeminy uvažujeme lineární růst modulu vodorovné stlačitelnosti [34].

- Jemnozrnné a poloskalní zeminy:

$$k_{hz} = \frac{E_{def}}{d} [kNm^{-3}]$$

$$k_{hz} = \text{modul horizontální stlačitelnosti } [kNm^{-3}]$$

$$E_{def} = \text{modul přetvárnosti zeminy [MPa]}$$

$$d = \text{průměr piloty [m] (maximální hodnota se dosazuje } d = 1,0 \text{ m)}$$

- Hrubozrnné zeminy:

$$k_{hz} = n_h \cdot \frac{z}{d} [kNm^{-3}]$$

$$n_h = \text{konstanta dle následující tabulky:}$$

Tabulka 22: Hodnoty konstant pro hrubozrnné zeminy [ČSN 731004]

Zemina	n_h [MNm ⁻³]		
Relativní ulehlost I_D	0,33	0,50	0,90
Suchý písek a štěrk	1,5	7,0	18,0
Vlhký písek a štěrk	2,5	4,5	11,0

Tabulka 23: Tuhosti piloty délky 7,0 m

Typ	z [m]	n_h [kPa]	E_{def} [kPa]	$k_{hz}=n_h \cdot z/d$ [kN/m ³]	$k_{hz}=E_{def}/d$ [kN/m ³]	Délka [m]	Pružina [kN/m]
B	0	0	-	0	-	0,25	0
	0,5	12500	-	6250	-	0,5	3125
	1	12500	-	12500	-	0,5	6250
	1,5	12500	-	18750	-	0,5	9375
	2	12500	-	25000	-	0,5	12500
Q5f	2,5	9750	-	24375	-	0,5	12187,5
	3	9750	-	29250	-	0,5	14625
M1	3,5	12625	-	44187,5	-	0,5	22093,75
	4	12625	-	50500	-	0,5	25250
	4,5	12625	-	56812,5	-	0,5	28406,25
	5	12625	-	63125	-	0,5	31562,5
	5,5	12625	-	69437,5	-	0,5	34718,75
	6	12625	-	75750	-	0,5	37875
M2	6,5	-	45000	-	45000	0,5	22500
	7	-	45000	-	45000	0,25	11250

Tabulka 24: Tuhosti piloty délky 12,0 m

Typ	z [m]	n_h [kPa]	E_{def} [kPa]	$k_{hz}=n_h \cdot z/d$ [kN/m ³]	$k_{hz}=E_{def}/d$ [kN/m ³]	Délka [m]	Pružina [kN/m]
B	0	0	-	0	-	0,25	0
	0,5	12500	-	6250	-	0,5	3125
	1	12500	-	12500	-	0,5	6250

	1,5	12500	-	18750	-	0,5	9375
	2	12500	-	25000	-	0,5	12500
	2,5	12500	-	31250	-	0,5	15625
Q2f	3	-	500	-	500	0,5	250
	3,5	-	500	-	500	0,5	250
	4	-	500	-	500	0,5	250
Q7f	4,5	7750	-	34875	-	0,5	17437,5
	5	7750	-	38750	-	0,5	19375
	5,5	7750	-	42625	-	0,5	21312,5
M1	6	12625	-	75750	-	0,5	37875
	6,5	12625	-	82062,5	-	0,5	41031,25
	7	12625	-	88375	-	0,5	44187,5
	7,5	12625	-	94687,5	-	0,5	47343,75
	8	12625	-	101000	-	0,5	50500
	8,5	12625	-	107312,5	-	0,5	53656,25
	9	12625	-	113625	-	0,5	56812,5
	9,5	12625	-	119937,5	-	0,5	59968,75
	10	12625	-	126250	-	0,5	63125
	10,5	12625	-	132562,5	-	0,5	66281,25
	11	12625	-	138875	-	0,5	69437,5
M2	11,5	-	45000	-	45000	0,5	22500
	12	-	45000	-	45000	0,25	11250

5.4 REAKCE A VNITŘNÍ SÍLY

Vykreslení jednotlivých zatěžovacích stavů působících na konstrukci mostu je obsažené v příloze P.2.

Vykreslení vnitřních sil konstrukce od působících zatěžovacích stavů je zobrazeno též v samostatné příloze (viz příloha P.3).

5.5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Dle ČSN EN 1990 ed.2 se jedná o soubor návrhových hodnot použitých pro ověření spolehlivosti konstrukce z pohledu určitých mezních stavů [10].

Základní kombinace zatížení pro **mezní stavy únosnosti** (ztráta statické rovnováhy, deformace konstrukce nebo pilot) se určí jako méně příznivá z:

(6.10a)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \Psi_{0,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

(6.10b)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{K,j} + \gamma_P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Pro **mezní stav použitelnosti** (svislé a vodorovné deformace, průhyb, vznik trhlin) se uvažují kombinace:

a. Charakteristická kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

b. Častá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

c. Kvazistálá kombinace zatížení

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

$\gamma_{G,j}$ = dílčí součinitel stálého zatížení

Dle Tabulky A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) [10]

$\gamma_{G,j} = 1,35$ [-] pro nepříznivá zatížení

$\gamma_{G,j} = 1,00$ [-] pro příznivá zatížení

$G_{K,j}$ = charakteristická hodnota stálého zatížení

γ_P = dílčí součinitel od předpětí

P = hodnota zatížení od předpětí

$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$ = dílčí součinitel proměnného zatížení

Dle Tabulky A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) [10]

$\gamma_Q = 1,45$ [-] pro nepříznivá zatížení od železniční dopravy (0 pro příznivá)

$\gamma_Q = 1,50$ [-] pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení

$\Psi_{0,1}, \Psi_{0,i}$ = součinitel pro kombinační hodnotu proměnného zatížení

$Q_{K,1}$ = charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení

$Q_{K,i}$ = charakteristická hodnota vedlejšího proměnného zatížení

ξ = redukční součinitel

Dle Tabulky A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) [10]

$\xi = 0,85$ [-]

$\Psi_{1,1}$ = součinitel pro častou hodnotu proměnného zatížení

$\Psi_{2,i}$ = součinitel pro kvazistálou hodnotu proměnného zatížení

Tabulka 25: Hodnoty součinitelů pro železniční mosty [10]

Zatížení		ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{4)}$	
Jednotlivé složky zatížení dopravou ⁵⁾	LM 71	0,80	1)	0	
	SW/0	0,80	1)	0	
	SW/2	0	1,00	0	
	Nezatížený vlak	1,00	–	–	
	HSLM	1,00	1,00	0	
	Rozjezdové a brzděné síly Odstředivé síly Síly interakce způsobené deformací od svislého zatížení	U jednotlivých složek zatížení dopravou v návrhových situacích, kde se zatížení dopravou uvažuje jako jedno vícesměrné hlavní zatížení a nikoli jako sestava zatížení, se mají použít stejné hodnoty součinitelů ψ jako u vedlejších svislých zatížení			
	Boční ráz	1,00	0,80	0	
	Zatížení na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0	
	Skutečné vlaky	1,00	1,00	0	
	Vodorovný zemní tlak způsobený přitížením od zatížení dopravou Aerodynamické účinky	0,80	1)	0	
Nejúčinnější zatížení dopravou (sestavy zatížení)	gr11 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné	0,80	0,8	0
	gr12 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné			
	gr13 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné			
	gr14 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné			
	gr15 (nezatížený vlak)	Příčná stabilita s „nezatíženým“ vlakem			
	gr16 (SW/2)	SW/2 a max. podélné			
	gr17 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné			
	gr21 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 1 a max. podélné			
	gr22 (LM71 + SW/0)	Max. svislé 2 a max. příčné			
	gr23 (brzdění/rozjezd)	Max. podélné	0,80	0,70	0
	gr24 (odstředivé/boční ráz)	Max. příčné			
	gr26 (SW/2)	SW/2 a max. podélné			
	gr27 (SW/2)	SW/2 a maximální příčné			
gr31 (LM71 + SW/0)	Doplňkové zatěžovací stavy	0,80	0,80	0	
Ostatní provozní zatížení	Aerodynamické účinky	0,80	0,50	0	
	Obecná zatížení pro údržbu na neveřejných lávkách	0,80	0,50	0	
Zatížení větrem ²⁾	F_{wk}	0,75	0,50	0	
	F_w^{**}	1,00	0	0	
Zatížení teplotou ³⁾	T_k	0,60	0,60	0,50	
Zatížení sněhem	$Q_{s,n,k}$ (během provádění)	0,80	–	0	
Staveništní zatížení	Q_b	1,0	–	1,0	

1) 0,8 pro zatížení pouze 1 koleje;
0,7 pro současně zatížené 2 koleje;
0,6 pro 3 a více současně zatížených kolejí.

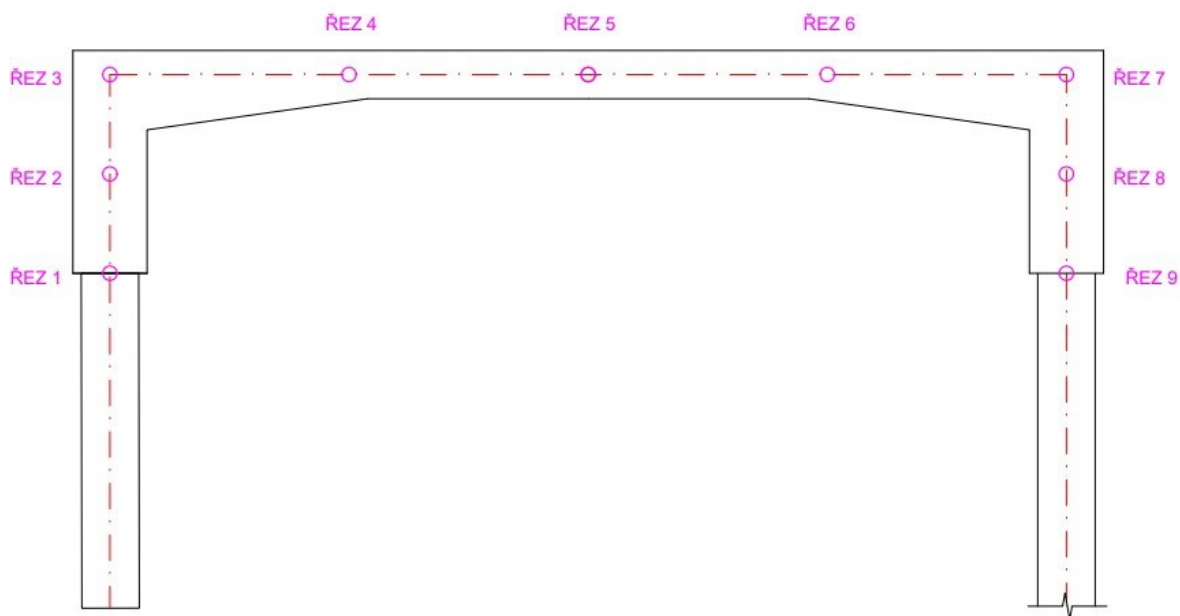
2) Pokud zatížení větrem působí současně se zatížením dopravou, nemá se zatížení větrem $\psi_0 F_{wk}$ uvažovat větší než F_w^{**} (viz EN 1991-1-4). Viz A2.2.4(4).

3) Viz EN 1991-1-5.

4) Pokud se v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřují přetvoření, součinitel ψ_2 pro zatížení kolejovou dopravou se má uvažovat hodnotou 1,00. Pro seizmické návrhové situace viz tabulka A2.5.

5) Minimální hodnota současně příznivě působícího svislého zatížení s jednotlivými složkami zatížení železniční dopravou (např. odstředivými, rozjezdovými nebo brzdovými) je 0,5 LM71, atd.

Na následujícím obrázku jsou vyznačeny řezy, ve kterých budou odečteny hodnoty vnitřních sil.



Obrázek 37: Vyznačení řezů na rámu pro odečítání vnitřních sil

Kombinace zatížení jsou vytvořeny ve výpočtovém softwaru Scia Engineer 22.0. Scia vychází ze zatěžovacích stavů, které jsou definovány v předchozí kapitole 5.2. Vykreslení vnitřních sil jednotlivých kombinací je v příloze P.3.

Tabulka 26: Hodnoty vnitřních sil z kombinací MSÚ

	Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]		Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
	1	-986,66	21,11	-893,51		9	-1035,18	-6,84	555,34
	1	-1416,47	-64,22	-853,56		9	-1357,73	-73,86	962,08
	1	-2240,31	180,71	-1700,33		9	-2582,37	187,3	4036,13
	1	-2373,3	116,38	-2414,58		9	-1168,21	-36,85	542,84
	1	-1111,94	12,73	-396,01		9	-2766,98	183,17	4743,62
	1	-2481,43	170,99	-1867,65		9	-2889,45	121,99	4727,72
	2	-485,6	-136,88	-646,11		8	-532,01	43,63	741,01
	2	-1271,91	-344,37	-1112,83		8	-532,03	-15,52	832,83
	2	-1486,31	96,56	-1486,69		8	-2173,98	415,77	4279,26
	2	-1888,19	12,48	-1920,09		8	-532,09	136,71	548,67
	2	-498,03	-152,22	-460,74		8	-2173,93	299	4497,05
	2	-1945,73	-100,38	-1608,88		8	-2203,51	352,8	4138,41
<i>stojka</i>	3	-837,93	-650,14	-2224,75		7	-279,42	155,02	978,47
<i>stojka</i>	3	-524,24	-66,43	-1033,32		7	-279,43	81,13	934,93
<i>stojka</i>	3	-1040,17	-635,06	-2631,23		7	-1608,87	981,76	5936,06
<i>stojka</i>	3	-264,53	-82	-852,24					
<i>stojka</i>	3	-1466,48	-417,43	-2267,15					
<i>příčel</i>	3	-28,46	322,61	-859,16		7	-27,95	-333,48	-941,38
<i>příčel</i>	3	-116,37	288,55	-829,58		7	-806,91	-1484,56	-5674,24
<i>příčel</i>	3	-402,11	1354,76	-2186,97		7	-249,51	-299,3	-952,58
<i>příčel</i>	3	-609,68	932,91	-2494,82		7	-115,67	-299,38	-913,05
<i>příčel</i>	3	-623,89	738,62	-2080,62		7	-990,93	-1484,55	-5720,42
	4	48,28	178,57	408,38		6	20,81	-196,2	374,53
	4	41,04	151,79	347,12		6	-670,4	-838,64	-278
	4	-574,66	485,69	1835,35		6	-225,47	-166,57	200,23
	4	-418,17	230,59	64,81		6	-803,44	-761,95	-452,99
	4	-431,01	412,19	2193,75		6	-108,88	-339,3	430,41
	4	-658,01	396,33	674,62		6	-897,88	-831,95	-189,18
	5	-29,78	-4,87	766,99					
	5	-429,74	-232,39	2449,11					
	5	-372,47	-2,43	470,18					
	5	-566,16	-220,79	2641,5					
	5	-748,79	-220,63	2549,44					

Tabulka 27: Hodnoty vnitřních sil z charakteristické kombinace

	Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
	1	-869,17	11,60	-785,15	9	-903,66	-6,31	483,81
	1	-1027,73	-30,99	-813,00	9	-1009,45	-34,67	1079,67
	1	-1733,83	121,69	-1273,61	9	-1970,46	126,81	2906,47
	1	-1844,67	78,52	-1863,86	9	-906,39	-32,50	480,21
	1	-869,63	11,74	-354,72	9	-2119,26	123,56	3497,26
	1	-1892,23	79,13	-1462,17	9	-2122,72	100,41	3494,01
	2	-473,83	-8,87	-665,13	8	-498,59	46,66	662,55
	2	-1155,85	58,32	-1179,96	8	-498,61	-4,88	742,57
	2	-1440,73	0,87	-1502,36	8	-498,67	127,78	494,93
	2	-474,39	-140,77	-421,60	8	-1640,03	211,10	3295,39
	2	-798,61	-195,98	-677,12	8	-1640,08	312,86	3105,59
	2	-1480,50	-98,08	-1248,78				
<i>stojka</i>	3	-577,72	-399,49	-1476,30	7	-273,01	146,08	893,27
<i>stojka</i>	3	-440,83	-71,79	-911,35	7	-273,02	81,69	855,32
<i>stojka</i>	3	-943,42	-382,21	-1907,09	7	-1196,74	738,79	4348,98
<i>stojka</i>	3	-261,72	-82,53	-786,46				
<i>stojka</i>	3	-1097,06	-349,83	-1805,37				
<i>příčel</i>	3	-106,03	271,10	-765,57	7	-585,82	-1105,51	-4145,87
<i>příčel</i>	3	-340,24	1014,64	-1735,83	7	-222,07	-279,59	-869,50
<i>příčel</i>	3	-363,90	864,07	-1830,25	7	-105,43	-279,66	-835,05
<i>příčel</i>	3	-385,85	512,39	-1387,92	7	-746,19	-1105,50	-4186,11
	4	-102,84	151,98	180,19	6	-106,28	-156,44	145,77
	4	-140,17	143,24	296,64	6	-492,82	-616,64	-140,24
	4	-460,11	371,51	1309,48	6	-348,13	-151,91	161,72
	4	-314,72	152,18	81,14	6	-612,86	-557,60	-284,78
	4	-326,57	321,09	1568,30	6	-256,22	-283,38	307,71
	4	-497,44	362,78	1425,93	6	-681,87	-612,15	-99,36
	5	-114,41	-2,48	533,90				
	5	-407,60	-160,85	1843,82				
	5	-326,38	-2,30	428,02				
	5	-420,15	-153,06	1965,57				
	5	-579,31	-152,92	1885,34				

Tabulka 28: Hodnoty vnitřních sil z časté kombinace

	Průřez N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Průřez N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]		
	1	-874,24	7,90	-788,67	9	-904,50	-6,50	483,73
	1	-1023,59	-27,59	-540,20	9	-1009,83	-30,49	1080,19
	1	-1493,69	90,31	-1415,27	9	-1693,43	94,30	2313,02
	1	-1621,87	54,60	-1626,03	9	-906,78	-28,32	480,73
	1	-874,70	8,05	-358,24	9	-1828,49	91,46	2874,50
	1	-1655,27	55,06	-1247,11	9	-1831,37	72,16	2871,79
	2	-495,74	-13,27	-676,02	8	-517,57	51,35	671,65
	2	-994,25	38,02	-1053,71	8	-517,59	-0,19	751,68
	2	-1249,85	-10,50	-1335,61	8	-517,64	132,47	504,04
	2	-496,30	-145,18	-432,50	8	-1400,34	165,75	2691,39
	2	-779,44	-192,13	-667,58	8	-1400,39	267,51	2501,59
	2	-1277,82	-110,12	-1102,10				
<i>stojka</i>	3	-550,26	-391,84	-1426,45	7	-289,02	152,05	915,28
<i>stojka</i>	3	-421,93	-79,95	-910,12	7	-289,03	87,65	877,33
<i>stojka</i>	3	-806,21	-363,60	-1720,05	7	-1003,70	627,76	3556,05
<i>stojka</i>	3	-278,64	-88,54	-810,21				
<i>stojka</i>	3	-925,35	-338,66	-1646,79				
<i>příčel</i>	3	-108,54	281,76	-788,70	7	-470,90	-925,19	-3376,88
<i>příčel</i>	3	-331,25	853,55	-1577,14	7	-224,58	-289,77	-890,85
<i>příčel</i>	3	-349,19	736,80	-1644,87	7	-107,95	-289,84	-856,40
<i>příčel</i>	3	-380,51	490,65	-1339,22	7	-631,26	-925,18	-3417,12
	4	-105,75	151,30	189,24	6	-108,61	-156,10	155,02
	4	-136,85	144,02	286,29	6	-399,90	-503,68	-50,98
	4	-416,10	320,52	1021,08	6	-345,46	-152,30	151,15
	4	-317,62	151,50	90,20	6	-524,59	-453,52	-186,48
	4	-279,88	284,01	1240,32	6	-224,62	-253,18	295,14
	4	-447,21	313,24	1118,13	6	-583,95	-499,92	-29,92
	5	-115,38	-2,58	543,81				
	5	-339,24	-119,74	1557,14				
	5	-327,36	-2,40	437,93				
	5	-348,02	-114,29	1642,36				
	5	-507,18	-114,15	1562,13				

Tabulka 29: Hodnoty vnitřních sil z kvazistálé kombinace

	Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]		Průřez	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
	1	-1023,30	-27,76	-809,92		9	-904,50	-6,50	483,73
	1	-1023,14	-27,73	-970,62		9	-910,37	10,82	485,62
	1	-969,01	11,09	-345,11		9	-1018,05	-32,11	473,07
	1	-874,24	7,90	-788,67		9	-1013,43	8,65	1085,09
	1	-1070,42	10,07	-494,04		9	-1121,11	-34,28	1072,53
	2	-779,44	-192,13	-667,58		8	-517,57	51,35	671,65
	2	-778,88	-60,22	-911,11		8	-774,30	180,70	729,92
	2	-736,88	-146,29	-414,24		8	-517,59	-0,19	751,68
	2	-495,74	-13,27	-676,02		8	-768,46	133,24	489,35
	2	-814,62	-151,92	-547,16		8	-774,24	48,04	977,56
	2					8	-847,23	137,50	629,84
<i>stojka</i>	3	-278,64	-88,54	-810,21		7	-289,02	152,05	915,28
<i>stojka</i>	3	-366,56	-84,37	-784,34		7	-379,87	83,76	855,33
<i>stojka</i>	3	-499,65	-382,25	-1310,15		7	-501,80	380,89	1364,02
<i>příčel</i>	3	-24,80	281,14	-748,72		7	-153,78	-444,89	-1226,91
<i>příčel</i>	3	-367,93	440,98	-1225,38		7	-224,58	-289,77	-890,85
						7	-24,36	-290,61	-820,37
						7	-367,35	-444,87	-1279,52
	4	35,76	132,28	302,50		6	15,41	-145,33	277,43
	4	-341,19	179,33	131,34		6	-132,16	-185,44	191,38
	4	-317,62	151,50	90,20		6	-320,51	-155,94	52,08
	4	12,20	160,10	343,65		6	-8,14	-174,67	313,79
	4	-372,29	172,05	228,39		6	-196,49	-145,16	174,49
	5	-25,95	-4,24	668,40		6	-369,01	-181,64	187,51
	5	-49,15	-5,08	775,77					
	5	-327,36	-2,40	437,93					
	5	-360,99	-4,30	651,49					

6. STATICKÉ POSOUZENÍ INTEGROVANÉHO MOSTU

Statické posouzení železničního integrovaného mostu je provedeno dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed. 2 [19] a na základě vyhodnoceného kombinačního zatížení dle ČSN EN 1990 ed. 2 [10].

Původně byla uvažována třída betonu C30/37, ale při provedení posouzení konstrukce na mezní stav použitelnosti bylo zjištěno, že rámový roh konstrukce nevyhovuje na napětí v betonu. V průřezu 7 (rámový roh) vzniká napětí v betonu (na základě charakteristické kombinace zatížení), které převyšuje hodnotu $0,60f_{ck}$ (pro C30/37 je $0,60f_{ck} = 18$ MPa). Proto bylo nutné navrhnout vhodné opatření, které umožnilo vyhovět MSP.

Návrh opatření pro rámový roh lze vyřešit stanovením masivnějšího průřezu, kdy by vyhovovalo namísto tl. 1550 mm zvolit 1650 mm, ale to by vedlo k radikální změně celého výpočtu a geometrii konstrukce. Dalším opatřením je dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed. 2, 8.9 [19] uvažovat svazky prutů. Princip spočívá v tom, že se svazek prutů (2-3 KS) nahradí náhradním průměrem $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2} \leq 55$ mm. Pro uvažovaný průřez 7 by bylo možné navrhnout dva pruty nad sebou o průměru $\varnothing = 32$ mm ($\varnothing_n = 45,26 \leq 55$ mm). Dalším a zvoleným opatřením je, že byla zvýšena uvažovaná třída betonu z C30/37 na C40/50. Tím byla hodnota $0,60f_{ck}$ zvýšena na 24 MPa průřez tak vyhoví.

Pevnostní a deformační charakteristiky betonu třídy C40/50 dle ČSN EN 1992-1-1

f_{ck}	40,00	MPa	ε_{c1}	2,30	‰
$f_{ck\ cube}$	50,00	MPa	ε_{cu1}	3,50	‰
f_{cm}	48,00	MPa	ε_{c2}	2,00	‰
f_{ctm}	3,50	MPa	ε_{cu2}	3,50	‰
$f_{ctk0,05}$	2,50	MPa	n	2,00	[-]
$f_{ctk0,95}$	4,60	MPa	ε_{c3}	1,75	‰
E_{cm}	35,00	GPa	ε_{cu3}	3,50	‰

Betonářská výztuž dle ČSN EN 10080

Značka	B500B	
$R_s = f_{yk}$	500,00	MPa
E_s	200,00	GPa

Stupeň vlivu prostředí rámové konstrukce dle ČSN EN 1992-1-1

koroze vyvolaná karbonatací	XC2	(mokrý, občas suchý)
koroze vyvolána chloridy	XD1	(středně vlhké)
působení mrazu a rozmrazování	XF2	(středně nasycen vodou s rozmrazovacími prostředky)

Stanovení ryci vrstvy betonu dle ČSN EN 1992-1-1

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta_{Cdev} \quad [mm]$$

$$\Delta_{Cdev} \quad 10,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.3$$

$$C_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min, dur} + \Delta_{cdur,Y} - \Delta_{cdur,st} - \Delta_{cdur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

$$c_{min,b} \quad 32,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.2 \ (3)$$

$$c_{min, dur} \quad 45,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.2 \ (5)$$

$$\Delta_{cdur,Y} \quad 0,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.2 \ (6)$$

$$\Delta_{cdur,st} \quad 0,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.2 \ (7)$$

$$\Delta_{cdur,add} \quad 0,00 \quad mm \quad viz \ 4.4.1.2 \ (8)$$

$$C_{min} = \max \{32; 45; 10 \text{ mm}\}$$

$$C_{min} \quad 45,00 \quad mm$$

$$C_{nom} \quad 55,00 \quad mm$$

Návrhové tlakové a tahové pevnosti dle ČSN EN 1992-1-1

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / Y_c$	[MPa]		
α_{cc}	0,90	[-]	viz ČSN EN 1992-2 NA
Y_c	1,50	[-]	viz 2.4.2.4
f_{cd}	24,00	MPa	
$f_{yd} = f_{yk} / Y_s$	[MPa]		
Y_s	1,15	[-]	viz 2.4.2.4
f_{yd}	434,78	MPa	
$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	[‰]		
ε_{yd}	2,17	‰	
$\xi_{lim} = 700 / (700 + f_{yd})$	[‰]		
ξ_{lim}	0,62	‰	
$\sigma_s = \sigma_{s1} = \sigma_{s2} = E_s \cdot \varepsilon_{c2}$	[MPa]		

ε_{c2}	<	ε_{yd}	[‰]
2,00	<	2,17	‰

σ_s	<	f_{yd}	[MPa]
400	<	434,78	MPa

6.1 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

Mezním stavem únosnosti bude ověřeno, že navržená konstrukce během své životnosti bude schopna plnit svoji funkci a nedojde tak ke ztrátě stability, zřícení konstrukce nebo porušení únavou.

Betonové mosty se na únavu posuzují dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed. 2, 6.8 [19], kdy se odolnost konstrukce na únavu ověřuje zvlášť pro beton a výztuž. Toto posouzení není součástí diplomové práce. V této práci není dále uvažováno posouzení na kroucení, které se stanovuje podle kap. 6.3.

Pro posouzení byl v excelu vytvořený matematicky provázaný výpočet, kterým byly ověřeny všechny uvažované průřezy 1 – 9.

Do excelu byly zadány hodnoty z kombinační tabulky MSU, respektive jejich maximální návrhové hodnoty pro ohybový moment, posouvající sílu a normálovou sílu (dle řádků kombinačních tabulek). Výsledně je v této práci zobrazeno posouzení pouze jednoho průřezu pro danou oblast, tj. pro příčel (průřez 5), rámový roh (průřez 7) a stojku (průřez 8).

Posuzovaný průřez číslo**5**

Šířka (b) 860,00 mm

Výška (h) 1010,00 mm

Výztuž při dolním okraji S_1 :

počet	9	KS
\varnothing_{S1}	32,00	mm
počet	9	KS
\varnothing_{S2}	32,00	mm
$\varnothing_{\text{třmínku}}$	10,00	mm

Výztuž při horním okraji S_2 :

Příčná výztuž:

$$A_{S1} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S1} \quad 7238,23 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S2} \quad 7238,23 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = C_{\text{nom}} + \varnothing_{\text{třmínků}} + \varnothing_{S1} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_1 \quad 81,00 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 \text{ [mm]}$$

$$d \quad 929,00 \text{ mm}$$

$$d_2 = C_{\text{nom}} + \varnothing_{\text{třmínků}} + \varnothing_{S2} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_2 \quad 81,00 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 \text{ [mm]}$$

$$d' \quad 929,00 \text{ mm}$$

$$x = A_{S1} \cdot f_{yd} / (0.8 \cdot b \cdot f_{cd}) \text{ [mm]}$$

$$x \quad 190,59 \text{ mm}$$

$$z_{S1} = 1/2h - d_1 \quad \text{[mm]}$$

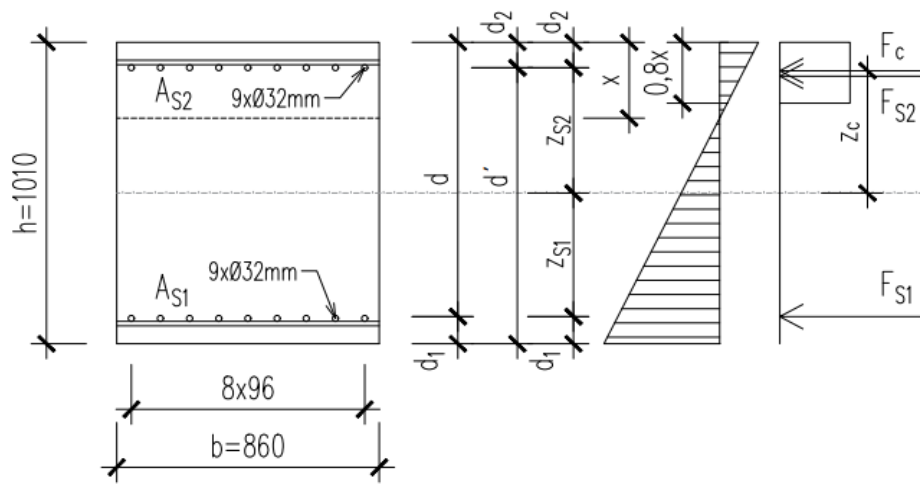
$$z_{S1} \quad 424,00 \text{ mm}$$

$$z_{S2} = 1/2h - d_2 \quad \text{[mm]}$$

$$z_{S2} \quad 424,00 \text{ mm}$$

$$z_c = 1/2h - (0.8 \cdot x / 2) \text{ [mm]}$$

$$z_c \quad 428,76 \text{ mm}$$



Obrázek 38: Schématické znázornění pro průřez 5

Posouzení ŽB průřezu namáhaného ohybovým moment a normálovou silou (M+N)

Pomocí interakčního diagramu, který grafickým způsobem znázorňuje únosnost průřezu.

$$N_{Rd,0} = -b \cdot h \cdot f_{cd} + (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,0} = -26636,98 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,0} = (A_{S1} \cdot z_{S1} - A_{S2} \cdot z_{S2}) \cdot \sigma_s \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,0} = 0,00 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,1} = -0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot F_{S2} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,1} = -18486,70 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,1} = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4d) / 2 + F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,1} = 3380,66 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,2} = -0,8 \cdot (d \cdot \text{ecu}^3 / (\text{ecu}^3 + \text{eyd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta F_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,2} = -9462,39 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,2} = 0,8 \cdot (d \cdot \text{ecu}^3 / (\text{ecu}^3 + \text{eyd})) \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 0,5(h - 0,8 \cdot d \cdot \text{ecu}^3 / (\text{ecu}^3 + \text{eyd})) + F_{S1} \cdot z_{S1} + F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,2} = 5278,20 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,3} = 0,00 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,3} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,8x) / 2 + F_{S1} \cdot z_{S1} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,3} = 2683,69 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,4} = A_{S1} \cdot f_{yd} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,4} = 3147,06 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,4} = A_{S1} \cdot f_{yd} \cdot z_{S1} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,4} = 1334,35 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,5} = F_{S1} + F_{S2} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,5} = 6294,11 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,5} = F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,5} = 0,00 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,4}' = A_{S2} \cdot f_{yd} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,4}' = 3147,06 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,4}' = -A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,4}' = -1334,35 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,3}' = 0,00 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,3}' = -0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c - A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,3}' = -2683,69 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,2}' = -0,8 \cdot (d' \cdot \varepsilon_{cu3} / (\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta_{F3} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,2}' = -9726,99 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,2}' = -0,8 \cdot \xi_{lim} \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4 \xi_{lim} \cdot d') / 2 - F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,2}' = -5278,20 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,1}' = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} - F_{S2} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,1}' = -18486,70 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,1}' = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} \cdot (1/2 h - 0,4 d') - F_{S1} \cdot z_{S1} \quad [\text{kNm}]$$

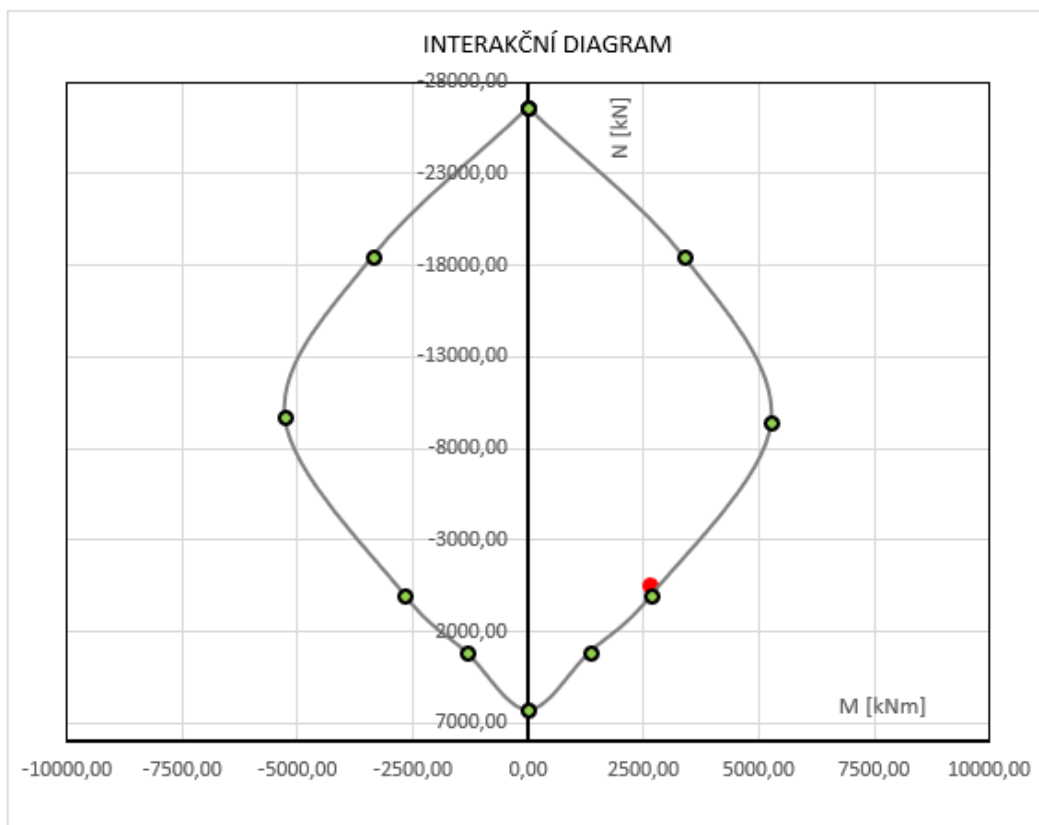
$$M_{Rd,1}' = -3380,66 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,0}' = -0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} - (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,0}' = -22467,70 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,0}' = 0,00 \quad \text{kNm}$$

Návrhová ohybový moment:	M_{Ed}	2641,50 kNm
Návrhová normálová síla:	N_{Ed}	-566,16 kN
Návrhová smyková síla:	V_{Ed}	-220,79 kN



Průřez **VYHOVÍ**.

Posouzení ŽB průřezu namáhaného smykovou silou

Prvotně je uvažován návrh nevyžadující smykovou výztuž.

$$V_{Rdc} = [C_{Rdc} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad [\text{kN}]$$

$C_{Rdc} = 0.18/Y_c$		[-]					
C_{Rdc}	0,12	[-]					
$k = 1 + (200/d)^{0.5}$		[-]	<table border="1"><tr><td>k</td><td><</td><td>2,00</td></tr></table>	k	<	2,00	[-]
k	<	2,00					
k	1,46	[-]	<table border="1"><tr><td>1,46</td><td><</td><td>2,00</td></tr></table>	1,46	<	2,00	[-]
1,46	<	2,00					
k_1	0,15	[-]	viz 6.22				
$\rho_1 = A_{s1} / b_w d$		[-]					
ρ_1	0,01	[-]					
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$		[MPa]	<table border="1"><tr><td>σ_{cp}</td><td><</td><td>0,2f_{cd}</td></tr></table>	σ_{cp}	<	0,2f _{cd}	[MPa]
σ_{cp}	<	0,2f _{cd}					
σ_{cp}	0,65	[MPa]	<table border="1"><tr><td>0,65</td><td><</td><td>4,8</td></tr></table>	0,65	<	4,8	MPa
0,65	<	4,8					
V_{Rdc}	542,58	kN					

V_{Ed}	<	V_{Rdc}	[kN]
220,79	<	542,58	kN

Průřez **VYHOVÍ**.

Není nutné navrhovat smykovou výztuž. Únosnost betonu ve smyku je dostatečná. Smyková výztuž se navrhuje pouze z konstrukčních důvodů.

Návrhová hodnota smykové únosnosti prvku se uvažuje jako menší hodnota ze:

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s.z.f_{yd}.cot\Phi \quad [kN]$$

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw}.b_w.z.v_1.f_{cd}/(cot\Phi+tan\Phi) \quad [kN]$$

v_1	0,60	[-]	<i>viz 6.23</i>
$z=0,9.d$	836,10	mm	
α_{cw}	1,00	[-]	
průměr \varnothing_{sw}	10,00	mm	
$A_{sw} = n \cdot (\pi d^2/4)$		$[mm^2]$	
A_{sw}	157,08	mm^2	
max. osová vzdálenost (s)	347,53696	mm	voleno: 300,00 mm
střížnost (n)	2	[-]	
$cot\Phi$	1,50	(34°)	<i>viz NA.2.47 článek 6.2.3</i>
$V_{Rd,s} = A_{sw}/s.z.f_{yd}.cot\Phi$		$[kN]$	
$V_{Rd,s}$	285,51	kN	
$V_{rd,max} = \alpha_{cw}.b_w.z.v_1.f_{cd}/(cot\Phi+tan\Phi)$		$[kN]$	
$V_{rd,max}$	5177,13	kN	
$V_{rd,s/max}$	285,51	kN	

$$v = 0,6 (1-f_{ck}/250) \quad [-]$$

$$v \quad 0,50 \quad [-]$$

$$V_{Ed} \leq 0,5.b_w.d.v.f_{cd} \quad [kN]$$

Ověření konstrukce na smyk:

V_{Ed}	<	$0,5.b_w.d.v.f_{cd}$	[kN]
220,79	<	4831,99	kN

Posouzení:

V_{Ed}	<	$V_{rd,s/max}$	[kN]
220,79	<	285,51	kN

Průřez **VYHOVÍ**.

Posuzovaný průřez číslo

Šířka (b) 860,00 mm

Výška (h) 1550,00 mm

Výztuž při dolním okraji S_1 :Výztuž při horním okraji S_2 :

Příčná výztuž:

počet	9	KS
\varnothing_{S1}	32,00	mm
počet	9	KS
\varnothing_{S2}	32,00	mm
$\varnothing_{\text{třmínku}}$	10,00	mm

$$A_{S1} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S1} \quad 7238,23 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S2} \quad 7238,23 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = C_{\text{nom}} + \varnothing_{\text{třmínků}} + \varnothing_{S1} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_1 \quad 81,00 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 \text{ [mm]}$$

$$d \quad 1469,00 \text{ mm}$$

$$d_2 = C_{\text{nom}} + \varnothing_{\text{třmínků}} + \varnothing_{S2} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_2 \quad 81,00 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 \text{ [mm]}$$

$$d' \quad 1469,00 \text{ mm}$$

$$x = A_{S1} \cdot f_{yd} / (0.8 \cdot b \cdot f_{cd}) \text{ [mm]}$$

$$x \quad 190,59 \text{ mm}$$

$$z_{S1} = 1/2h - d_1 \quad \text{[mm]}$$

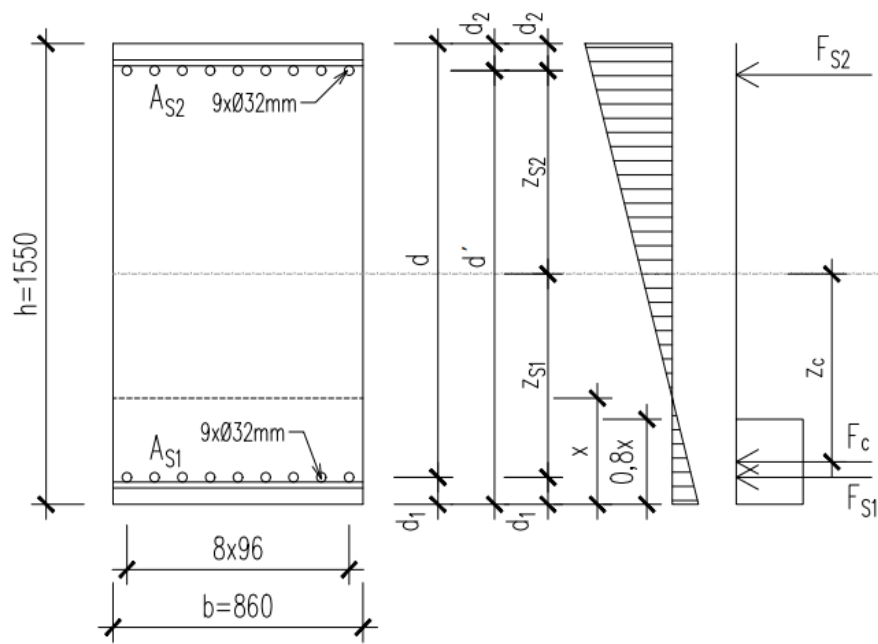
$$z_{S1} \quad 694,00 \text{ mm}$$

$$z_{S2} = 1/2h - d_2 \quad \text{[mm]}$$

$$z_{S2} \quad 694,00 \text{ mm}$$

$$z_c = 1/2h - (0.8 \cdot x / 2) \text{ [mm]}$$

$$z_c \quad 698,76 \text{ mm}$$



Obrázek 39: Schématické znázornění pro průřez 8

Posouzení ŽB průřezu namáhaného ohybovým moment a normálovou silou (M+N)

Pomocí interakčního diagramu, který grafickým způsobem znázorňuje únosnost průřezu.

$$\begin{aligned} N_{Rd,0} &= -b \cdot h \cdot f_{cd} + (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s && [\text{kN}] \\ N_{Rd,0} &= -37782,58 && \text{kN} \\ M_{Rd,0} &= (A_{S1} \cdot z_{S1} - A_{S2} \cdot z_{S2}) \cdot \sigma_s && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,0} &= 0,00 && \text{kNm} \\ N_{Rd,1} &= -0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot F_{S2} && [\text{kN}] \\ N_{Rd,1} &= -27403,18 && \text{kN} \\ M_{Rd,1} &= 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4d) / 2 + F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,1} &= 6729,66 && \text{kNm} \\ N_{Rd,2} &= -0,8 \cdot (d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta F_s && [\text{kN}] \\ N_{Rd,2} &= -14962,59 && \text{kN} \\ M_{Rd,2} &= 0,8 \cdot (d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 0,5(h - 0,8 \cdot d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) + F_{S1} \cdot z_{S1} + F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,2} &= 10540,69 && \text{kNm} \\ N_{Rd,3} &= 0,00 && \text{kN} \\ M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,8x) / 2 + F_{S1} \cdot z_{S1} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,3} &= 4383,10 && \text{kNm} \\ N_{Rd,4} &= A_{S1} \cdot f_{yd} && [\text{kN}] \\ N_{Rd,4} &= 3147,06 && \text{kN} \\ M_{Rd,4} &= A_{S1} \cdot f_{yd} \cdot z_{S1} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,4} &= 2184,06 && \text{kNm} \\ N_{Rd,5} &= F_{S1} + F_{S2} && [\text{kN}] \\ N_{Rd,5} &= 6294,11 && \text{kN} \\ M_{Rd,5} &= F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,5} &= 0,00 && \text{kNm} \\ N_{Rd,4}' &= A_{S2} \cdot f_{yd} && [\text{kN}] \\ N_{Rd,4}' &= 3147,06 && \text{kN} \\ M_{Rd,4}' &= -A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,4}' &= -2184,06 && \text{kNm} \\ N_{Rd,3}' &= 0,00 && \text{kN} \\ M_{Rd,3}' &= -0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c - A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\ M_{Rd,3}' &= -4383,10 && \text{kNm} \end{aligned}$$

$$N_{Rd,2} = -0,8 \cdot (d' \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta F_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,2} = -12683,46 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,2} = -0,8 \cdot \xi_{lim} \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} (h - 0,4 \xi_{lim} \cdot d') / 2 - F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,2} = -10540,69 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,1} = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} - F_{S2} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,1} = -27403,18 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,1} = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} (1/2h - 0,4d') - F_{S1} \cdot z_{S1} \quad [\text{kNm}]$$

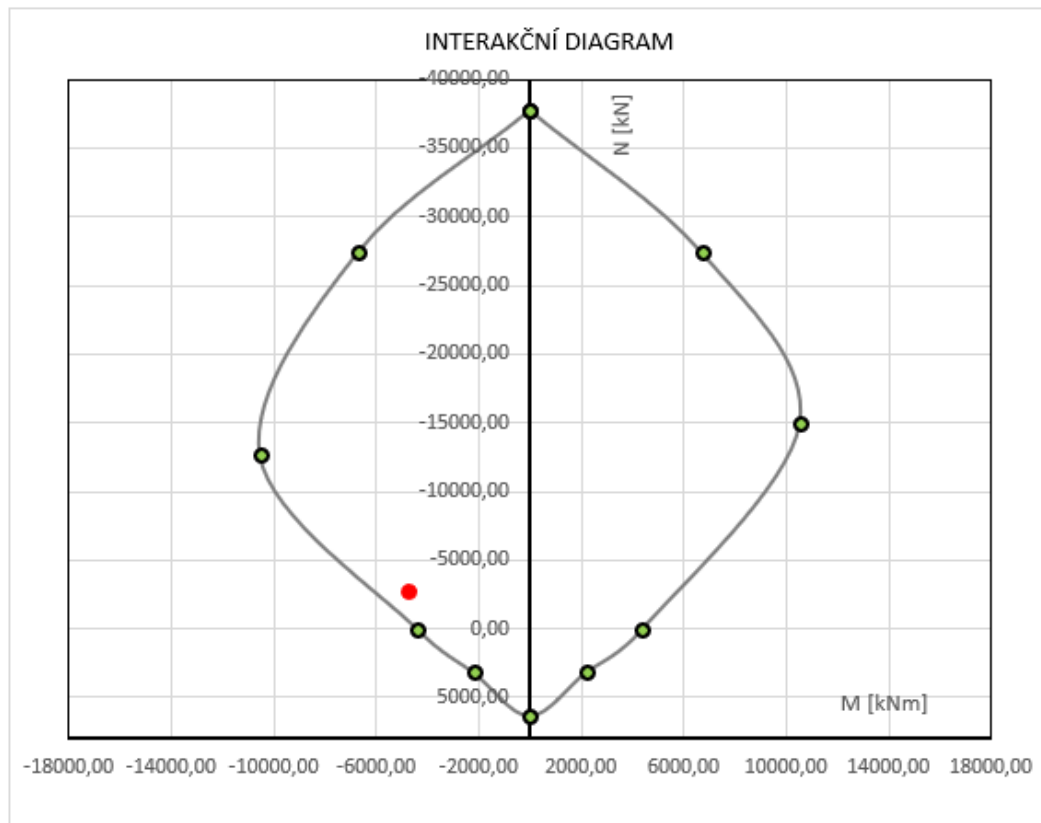
$$M_{Rd,1} = -6729,66 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,0} = -0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} - (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,0} = -31384,18 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,0} = 0,00 \quad \text{kNm}$$

Návrhová ohybový moment: $M_{ed} = -4743,62 \text{ kNm}$
 Návrhová normálová síla: $N_{ed} = -2766,98 \text{ kN}$
 Návrhová smykková síla: $V_{ed} = 183,17 \text{ kN}$



Posouzení ŽB průřezu namáhaného smykovou silou

Prvotně je uvažován návrh nevyžadující smykovou výztuž.

$V_{Rdc} = [C_{Rdc} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ct})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$		[kN]
$C_{Rdc} = 0.18/Y_c$		[-]
C_{Rdc}	0,12	[-]
$k = 1 + (200/d)^{0.5}$		[-]
k	1,37	[-]
k_1	0,15	[-] viz 6.22
$\rho_1 = A_{s1} / b_w d$		[-]
ρ_1	0,01	[-]
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$		[MPa]
σ_{cp}	2,08	[MPa]
V_{Rdc}	982,87	kN

k	<	2,00	[-]
1,37	<	2,00	[-]

σ_{cp}	<	$0,2f_{cd}$	[MPa]
2,08	<	4,8	MPa

V_{Ed}	<	V_{Rdc}	[kN]
183,17	<	982,87	kN

Průřez VYHOVÍ.

Není nutné navrhnout smykovou výztuž. Únosnost betonu ve smyku je dostatečná. Smyková výztuž se navrhuje pouze z konstrukčních důvodů.

Návrhová hodnota smykové únosnosti prvku se uvažuje jako menší hodnota ze:

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\Phi \quad [\text{kN}]$$

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\Phi + \tan\Phi) \quad [\text{kN}]$$

$$v_1 = 0,60 \quad [-] \quad \text{viz } 6.23$$

$$z = 0,9 \cdot d = 1322,10 \quad \text{mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad [-]$$

$$\text{průměr } \varnothing_{sw} = 10,00 \quad \text{mm}$$

$$A_{sw} = n \cdot (\pi d^2 / 4) \quad [\text{mm}^2]$$

$$A_{sw} = 157,08 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{max. osová vzdálenost (s)} = 549,54983 \quad \text{mm} \quad \text{voleno: } 500,00 \quad \text{mm}$$

$$\text{střížnost (n)} = 2 \quad [-]$$

$$\cot\Phi = 1,50 \quad (34^\circ) \quad \text{viz NA.2.47 článek 6.2.3}$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot\Phi \quad [\text{kN}]$$

$$V_{Rd,s} = 270,88 \quad \text{kN}$$

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\Phi + \tan\Phi) \quad [\text{kN}]$$

$$V_{rd,max} = 8186,44 \quad \text{kN}$$

$$V_{rd,s/max} = 270,88 \quad \text{kN}$$

$$v = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad [-]$$

$$v = 0,50 \quad [-]$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \quad [\text{kN}]$$

Ověření konstrukce na smyk:

V_{Ed}	<	$0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}$	[kN]
183,17	<	7640,68	kN

Posouzení:

V_{Ed}	<	$V_{rd,s/max}$	[kN]
183,17	<	270,88	kN

Průřez **VYHOVÍ**.

Posuzovaný průřez číslo

7

Šířka (b) 860,00 mm

Výška (h) 1550,00 mm

Výztuž při dolním okraji S_1 :

počet	9	KS	
\varnothing_{S1}	32,00	mm	
počet	9	KS	
\varnothing_{S2}	32,00	mm	
2.řada	počet	9	KS
výztuže	\varnothing_{S22}	25,00	mm
$\varnothing_{\text{římíku}}$	10,00	mm	

Výztuž při horním okraji S_2 :

Příčná výztuž:

$$A_{S1} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S1} \quad 7238,23 \text{ mm}^2$$

$$A_{S2} = \pi d^2 / 4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{S2} \quad 11656,09 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = C_{nom} + \varnothing_{\text{římíku}} + \varnothing_{S1} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_1 \quad 81,00 \text{ mm}$$

$$d = h - d_1 \text{ [mm]}$$

$$d \quad 1469,00 \text{ mm}$$

$$d_2 = C_{nom} + \varnothing_{\text{římíku}} + \varnothing_{S2} / 2 \quad \text{[mm]}$$

$$d_2 \quad 118,50 \text{ mm}$$

$$d' = h - d_2 \text{ [mm]}$$

$$d' \quad 1431,50 \text{ mm}$$

$$x = A_{S1} \cdot f_{yd} / (0.8 \cdot b \cdot f_{cd}) \text{ [mm]}$$

$$x \quad 306,92 \text{ mm}$$

$$z_{S1} = 1/2h - d_1 \quad \text{[mm]}$$

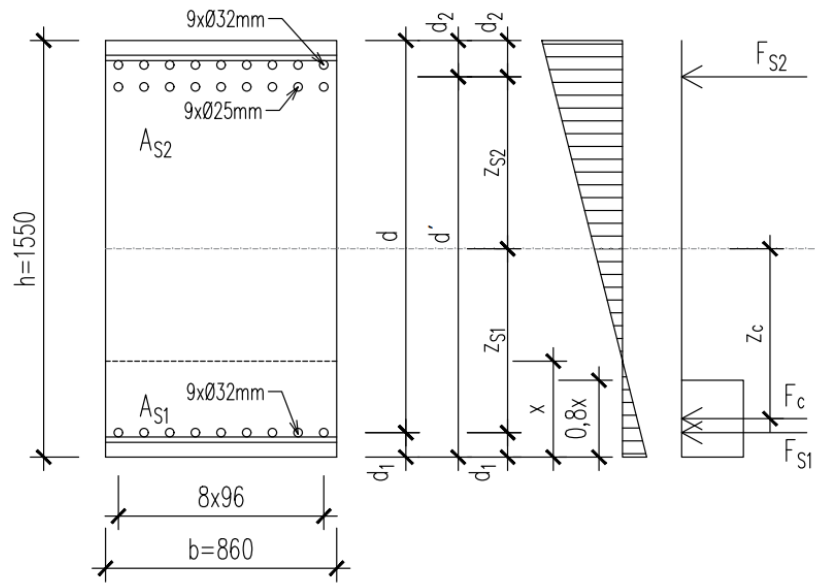
$$z_{S1} \quad 694,00 \text{ mm}$$

$$z_{S2} = 1/2h - d_2 \quad \text{[mm]}$$

$$z_{S2} \quad 656,50 \text{ mm}$$

$$z_c = 1/2h - (0.8 \cdot x / 2) \text{ [mm]}$$

$$z_c \quad 652,23 \text{ mm}$$



Obrázek 40: Schématické znázornění pro průřez 7

Posouzení ŽB průřezu namáhaného ohybovým moment a normálovou silou (M+N)

Pomocí interakčního diagramu, který grafickým způsobem znázorňuje únosnost průřezu.

$$\begin{aligned}N_{Rd,0} &= -b \cdot h \cdot f_{cd} + (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s && [\text{kN}] \\N_{Rd,0} &= -39549,73 && \text{kN} \\M_{Rd,0} &= (A_{S1} \cdot z_{S1} - A_{S2} \cdot z_{S2}) \cdot \sigma_s && [\text{kNm}] \\M_{Rd,0} &= 1051,56 && \text{kNm} \\N_{Rd,1} &= -0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot F_{S2} && [\text{kN}] \\N_{Rd,1} &= -29324,00 && \text{kN} \\M_{Rd,1} &= 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4d) / 2 + F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,1} &= 7872,65 && \text{kNm} \\N_{Rd,2} &= -0,8(d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta F_s && [\text{kN}] \\N_{Rd,2} &= -16883,40 && \text{kN} \\M_{Rd,2} &= 0,8 \cdot (d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 0,5(h - 0,8 \cdot d \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) + F_{S1} \cdot z_{S1} + F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,2} &= 11683,69 && \text{kNm} \\N_{Rd,3} &= 0,00 && \text{kN} \\M_{Rd,3} &= 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,8x) / 2 + F_{S1} \cdot z_{S1} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,3} &= 5489,48 && \text{kNm} \\N_{Rd,4} &= A_{S1} \cdot f_{yd} && [\text{kN}] \\N_{Rd,4} &= 3147,06 && \text{kN} \\M_{Rd,4} &= A_{S1} \cdot f_{yd} \cdot z_{S1} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,4} &= 2184,06 && \text{kNm} \\N_{Rd,5} &= F_{S1} + F_{S2} && [\text{kN}] \\N_{Rd,5} &= 8214,92 && \text{kN} \\M_{Rd,5} &= F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,5} &= -1143,00 && \text{kNm} \\N_{Rd,4}' &= A_{S2} \cdot f_{yd} && [\text{kN}] \\N_{Rd,4}' &= 5067,87 && \text{kN} \\M_{Rd,4}' &= -A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,4}' &= -3327,05 && \text{kNm} \\N_{Rd,3}' &= 0,00 && \text{kN} \\M_{Rd,3}' &= -0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot z_c - A_{S2} \cdot f_{yd} \cdot z_{S2} && [\text{kNm}] \\M_{Rd,3}' &= -6632,48 && \text{kNm}\end{aligned}$$

$$N_{Rd,2}' = -0,8 \cdot (d' \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})) \cdot b \cdot f_{cd} + \Delta F_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,2}' = -14760,65 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,2}' = -0,8 \cdot \xi_{lim} \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} \cdot (h - 0,4 \xi_{lim} \cdot d') / 2 - F_{S1} \cdot z_{S1} - F_{S2} \cdot z_{S2} \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{Rd,2}' = -11661,03 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,1}' = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} - F_{S2} \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,1}' = -28704,80 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,1}' = -0,8 \cdot b \cdot d' \cdot f_{cd} \cdot (1/2 h - 0,4 d') - F_{S1} \cdot z_{S1} \quad [\text{kNm}]$$

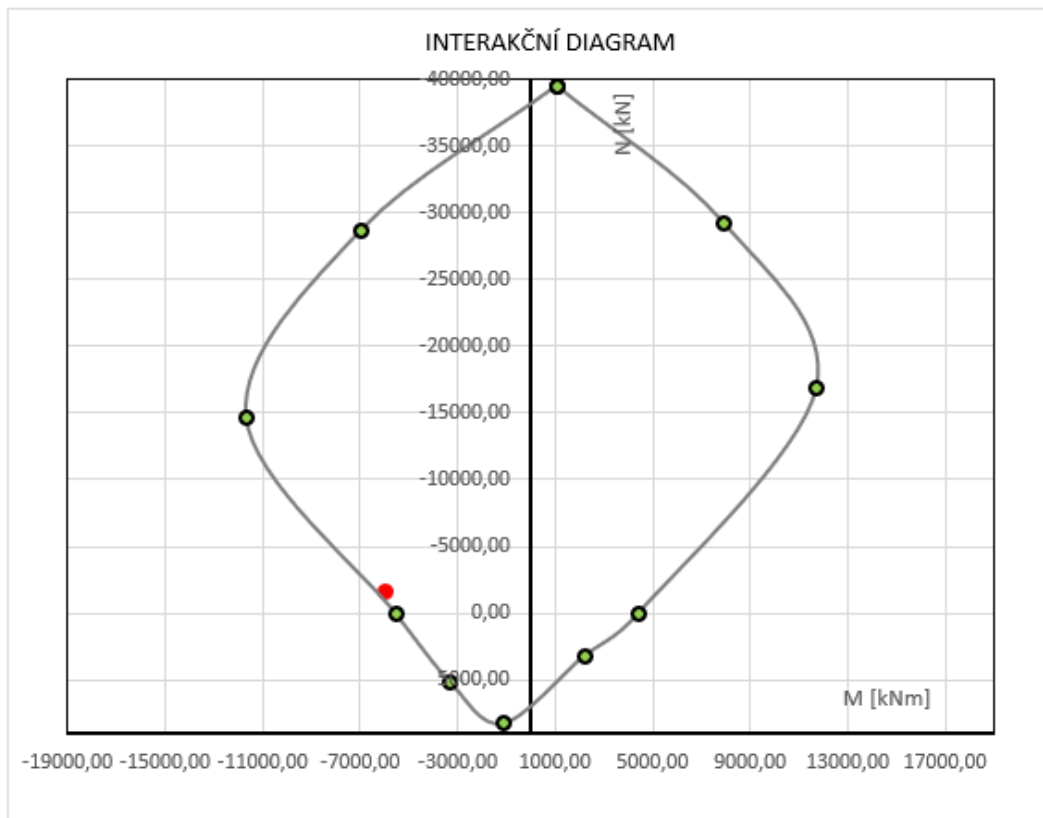
$$M_{Rd,1}' = -6968,17 \quad \text{kNm}$$

$$N_{Rd,0}' = -0,8 \cdot b \cdot h \cdot f_{cd} - (A_{S1} + A_{S2}) \cdot \sigma_s \quad [\text{kN}]$$

$$N_{Rd,0}' = -33151,33 \quad \text{kN}$$

$$M_{Rd,0}' = 0,00 \quad \text{kNm}$$

Návrhová ohybový moment:	M_{Ed}	-5936,06 kNm
Návrhová normálová síla:	N_{Ed}	-1608,87 kN
Návrhová smyková síla:	V_{Ed}	981,76 kN



Posouzení ŽB průřezu namáhaného smykovou silou

Prvotně je uvažován návrh nevyžadující smykovou výztuž.

$V_{R,dc} = [C_{R,dc} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$		[kN]
$C_{R,dc} = 0.18/Y_c$		[-]
$C_{R,dc}$	0,12	[-]
$k = 1 + (200/d)^{0.5}$		[-]
k	1,37	[-]
k_1	0,15	[-] viz 6.22
$\rho_l = A_{S1} / b_w d$		[-]
ρ_l	0,01	[-]
$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$		[MPa]
σ_{cp}	1,21	[MPa]
$V_{R,dc}$	818,23	kN

k	<	2,00	[-]
1,37	<	2,00	[-]

σ_{cp}	<	$0,2f_{ctd}$	[MPa]
1,21	<	4,8	MPa

V_{Ed}	<	$V_{R,dc}$	[kN]
981,76	<	818,23	kN

Průřez **NEVYHOVÍ**.

Je nutné navrhnout smykovou výztuž. Únosnost betonu ve smyku není dostatečná.

Návrhová hodnota smykové únosnosti prvku se uvažuje jako menší hodnota ze:

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s.z.f_{yd}.cot\Phi \quad [kN]$$

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw}.b_w.z.v_1.f_{cd}/(cot\Phi+tan\Phi) \quad [kN]$$

$$v_1 = 0,60 \quad [-] \quad \text{viz 6.23}$$

$$z = 0,9.d = 1322,10 \quad \text{mm}$$

$$\alpha_{cw} = 1,00 \quad [-]$$

$$\text{průměr } \varnothing_{sw} = 10,00 \quad \text{mm}$$

$$A_{sw} = n \cdot (\pi d^2/4) \quad [mm^2]$$

$$A_{sw} = 471,24 \quad mm^2$$

$$\text{max. osová vzdálenost (s)} = 549,54983 \text{ mm} \quad \text{voleno: } 300,00 \text{ mm}$$

$$\text{střížnost (n)} = 6 \quad [-]$$

$$cot\Phi = 1,50 \quad (34^\circ) \quad \text{viz NA.2.47 článek 6.2.3}$$

$$V_{Rd,s} = A_{sw}/s.z.f_{yd}.cot\Phi \quad [kN]$$

$$V_{Rd,s} = 1354,40 \quad kN$$

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw}.b_w.z.v_1.f_{cd}/(cot\Phi+tan\Phi) \quad [kN]$$

$$V_{rd,max} = 8186,44 \quad kN$$

$$V_{rd,s'/max} = 1354,40 \quad kN$$

$$v = 0,6 (1-f_{ck}/250) \quad [-]$$

$$v = 0,50 \quad [-]$$

$$V_{Ed} \leq 0,5.b_w.d.v.f_{cd} \quad [kN]$$

Ověření konstrukce na smyk:

V_{Ed}	<	$0,5.b_w.d.v.f_{cd}$	[kN]
981,76	<	7445,63	kN

Posouzení:

V_{Ed}	<	$V_{rd,s'/max}$	[kN]
981,76	<	1354,40	kN

Průřez **VYHOVÍ**.

6.2 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

Mezní stavy použitelnosti slouží k ověření konstrukce za běžných provozních podmínek, tj. uvažuje se pružné působení konstrukce a charakteristické hodnoty zatížení i vlastnosti materiálů (bez součinitelů zvyšující zatížení a snižující únosnost).

Dle ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed. 2 jsou posuzovány mezní stavy pro [19]:

- Omezení napětí (viz 7.2)

Principem omezení napětí je omezit působení tlakového napětí tak, aby se zabránilo vzniku podélných trhlin, mikrotrhlin, anebo velkému dotvarování.

Podélné trhliny mohou vznikat, pokud napětí z hodnot **charakteristické kombinace** zatížení překročí mezní (kritickou) hodnotu. Doporučuje se omezit tlaková napětí na hodnotu $k_1 f_{ck}$, kdy hodnota $k_1 = 0,60$ (viz 7.2 a NA.2.68) [19].

$$\sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$$

V případě, kdy je napětí v betonu při **kvazistálé kombinaci** zatížení menší (nebo rovno) než $k_2 f_{ck}$, lze uvažovat **lineární dotvarování**. V opačném případě se má uvažovat nelineární dotvarování. Hodnota $k_2 = 0,45$ (viz 7.2 a NA.2.69) [19].

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$$

Aby nedošlo ke vzniku nepružných poměrných **přetvoření, trhlin a deformací** při **charakteristické kombinaci zatížení**, nesmí tahové napětí v betonářské výztuži překročit $k_3 f_{yk}$, kdy hodnota $k_3 = 0,80$ (viz 7.2 a NA.2.70) [19].

$$\sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk}$$

- Omezení trhlin (viz 7.3),
- Omezení průhybu (viz 7.4).

Omezení napětí dle ČSN EN 1992-1-1 Průřez 5**Stav 1 - průřez bez trhlin**

Předpokládá se, že kombinace největšího tahového napětí v průřezu nepřekročí efektivní pevnost betonu v tahu.

$$A_i = A_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \quad [\text{mm}^2] \quad (\text{plocha ideálního průřezu})$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \quad [-] \quad (\text{účinný poměr modulů pružnosti})$$

$$\alpha_c = h / 2 \quad [\text{mm}]$$

$$x_i = [A_c \cdot \alpha_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} \cdot d + A_{S2} \cdot d_2)] / A_i \quad [\text{mm}] \quad (\text{těžišťová osa ideálního průřezu})$$

$$I_c = 1/12 \cdot b h^3 \quad [\text{m}^4]$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot (x_i - \alpha_c)^2 + \alpha_e \cdot [A_{S1} \cdot (d - x_i)^2 + A_{S2} \cdot (x_i - d_2)^2] \quad [\text{m}^4] \quad (\text{moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu})$$

α_c	505,00	mm	0,51	m
A_c	868600,00	mm ²	0,87	m ²
α_e	5,71	[-]		
A_i	951322,62	mm ²	0,95	m ²
x_i	505,00	mm	0,51	m
I_c	0,0738	m ⁴		
I_i	0,0887	m ⁴		

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{efektivní hodnota pevnosti betonu v tahu})$$

$$M_{cR} = f_{ct,eff} \cdot [I_i / (h - x_i)] \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{cR} \quad 614,82 \quad \text{kNm} \quad (\text{moment únosnosti průřezu})$$

$$M_{ek,char} \quad 1965,57 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota charakteristického zatížení})$$

$$M_{ek,kvaz} \quad 775,77 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota kvazistálého zatížení})$$

M_{cR}	≤	$M_{ek,kvaz}$
614,82	≤	775,77

(únosnot je menší než zatížení)

M_{cR}	≤	$M_{ek,char}$
614,82	≤	1965,57

Dojde ke vzniku trhlin. Uvažuje se průřez s trhlinami.

Stav 2 - průřez s trhlinami**Průřez 5**

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e}{b} (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b A_{s1} d + A_{s2} d_2}{\alpha_e (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right] \quad [\text{mm}]$$

$$I_{ir} = 1/3 b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_e \cdot [A_{s1} (d - x_{ir})^2 + A_{s2} (x_{ir} - d_2)^2] \quad [\text{m}^4]$$

$$x_{ir} \quad 230,01 \quad \text{mm}$$

$$I_{ir} \quad 0,0246 \quad \text{m}^4$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_c = M_{sk} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,60f_{ck}$	[MPa]
18,37	\leq	24,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

$$\sigma_c = M_{sk} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,45f_{ck}$	[MPa]
7,25	\leq	18,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na kvazistálé zatížení vyhovuje)

Tahové napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot M_{sk} / I_{ir} \cdot (d - x_{ir}) \quad [\text{MPa}]$$

σ_s	\leq	$0,80f_{yk}$	[MPa]
318,95	\leq	400,00	MPa

VYHOVÍ (tahové napětí ve výztuži pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

Omezení trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 Průřez 5

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce.

Vypočtená šířka trhliny w_k má být omezena na hodnotu w_{max} .

w_{max}	0,30	mm	viz Tabulka 7.1N	(maximální šířka trhliny pro kvazistálé zat.)
$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		[mm]		(šířka trhlin)
$S_{r,max} = k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_{si} / \rho_{p,eff}$		[mm]		(maximální vzdálenost trhlin v prvku)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1/E_s \cdot [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})]$		[-]		(rozdíl poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$				
k_1	0,80	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_2	0,50	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_3	3,40	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_4	0,425	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_t	0,40	[-]	viz 7.3.4 (2)	(součinitel pro dlouhodobé zatížení)
$\rho_{p,eff} = A_{si}/A_{c,eff}$		[-]		(účinný stupeň výztužení)
$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$		[mm ²]		(účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž)
$h_{c,eff} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$		[mm]		
$h_{c,eff}$	202,50	mm		
$A_{c,eff}$	174150	mm ²		
$\rho_{p,eff}$	0,04	[-]		
$S_{r,max}$	187,13	mm		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,0014	[-]		
w_k	0,26	mm		

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	\geq	$0,6\sigma_s/E_s$	[-]
0,0014	\geq	0,0010	

VYHOVÍ

w_k	\leq	w_{max}	[mm]
0,26	\leq	0,30	mm

VYHOVÍ (vypočtená šířka trhliny je menší)

Omezení průhybu dle ČSN EN 1992-1-1**Průřez 5**

$\varphi(t,t_0)$	1,76	[-]	(Součinitel dotvarování)
$E_{c,eff} = E_{cm}/[1+\varphi(t,t_0)]$		[GPa]	(Účinný modul pružnosti betonu)
$\alpha_s = E_s/E_{c,eff}$		[-]	
$C_i = E_{c,eff} \cdot I_i$		[kNm ²]	(ohybová tuhost průřezu bez trhliny)
$C_{ii} = E_{c,eff} \cdot I_{ir}$		[kNm ²]	(Ohybová tuhost průřezu s trhlinou)
$\xi = 1 - \beta \cdot (M_{cr}/M_{Ek})^2$		[-]	(součinitel vlivu porušení trhlínami)
$(1/r) = M_{Ek} \cdot ((1-\xi)/C_i) + (\xi/C_{ii})$		[m ⁻¹]	(výsledná křivost od kvazistálého zatížení)
$u_{k,vaz} = 1/16 \cdot (1/r) \cdot L^2$		[mm]	(průhyb od kvazistálého zatížení pro podepření "vetknutí-vetknutí")
$u_{k,lim} = L/600$		[mm]	(svislé maximální přetvoření nosné konstrukce dle ČSN EN 1990)
β	0,50	[-]	
$E_{c,eff}$	12,68	GPa	
α_s	15,77	[-]	
C_i	1124942,87	kNm ²	
C_{ii}	312150,72	kNm ²	
ξ	0,69	[-]	
$(1/r)$	0,0013	m ⁻¹	
$u_{k,vaz}$	32,23	mm	
$w_{k,lim}$	33,33	mm	

$u_{k,vaz}$	\leq	$w_{k,lim}$
32,23	\leq	33,33

VYHOVÍ

Omezení napětí dle ČSN EN 1992-1-1 Průřez 8**Stav 1 - průřez bez trhlin**

Předpokládá se, že kombinace největšího tahového napětí v průřezu nepřekročí efektivní pevnost betonu v tahu.

$$A_i = A_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \quad [\text{mm}^2] \quad (\text{plocha ideálního průřezu})$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \quad [-] \quad (\text{účinný poměr modulů pružnosti})$$

$$\alpha_c = h / 2 \quad [\text{mm}]$$

$$x_i = [A_c \cdot \alpha_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} \cdot d + A_{S2} \cdot d_2)] / A_i \quad [\text{mm}] \quad (\text{těžišťová osa ideálního průřezu})$$

$$I_c = 1/12 \cdot b h^3 \quad [\text{m}^4]$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot (x_i - \alpha_c)^2 + \alpha_e \cdot [A_{S1} \cdot (d - x_i)^2 + A_{S2} \cdot (x_i - d_2)^2] \quad [\text{m}^4] \quad (\text{moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu})$$

α_c	775,00	mm	0,78	m
A_c	1333000,00	mm ²	1,33	m ²
α_e	5,71	[-]		
A_i	1415722,62	mm ²	1,42	m ²
x_i	775,00	mm	0,78	m
I_c	0,2669	m ⁴		
I_i	0,3067	m ⁴		

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{efektivní hodnota pevnosti betonu v tahu})$$

$$M_{cR} = f_{ct,eff} \cdot [I_i / (h - x_i)] \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{cR} = 1385,19 \quad \text{kNm} \quad (\text{moment únosnosti průřezu})$$

$$M_{ek,char} = 3295,39 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota charakteristického zatížení})$$

$$M_{ek,kvaz} = 977,56 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota kvazistálého zatížení})$$

M_{cR}	\leq	$M_{ek,kvaz}$
1385,19	\leq	977,56

M_{cR}	\leq	$M_{ek,char}$	<i>(únosnot je menší než zatížení)</i>
1385,19	\leq	3295,39	

Dojde ke vzniku trhlin. Uvažuje se průřez s trhlinami.

Stav 2 - průřez s trhlinami Průřez 8

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e}{b} (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b A_{s2} d' + A_{s1} d_1}{\alpha_e (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right] \quad [\text{mm}]$$

$$I_{ir} = 1/3b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_e \cdot [A_{s1}(d-x_{ir})^2 + A_{s2}(x_{ir}-d_2)^2] \quad [\text{m}^4]$$

$$x_{ir} \quad 301,74 \quad \text{mm}$$

$$I_{ir} \quad 0,0662 \quad \text{m}^4$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_c = M_{sk} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,60f_{ck}$	[MPa]
15,01	\leq	24,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

$$\sigma_c = M_{sk} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,45f_{ck}$	[MPa]
4,45	\leq	18,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na kvazistálé zatížení vyhovuje)

Tahové napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot M_{sk} / I_{ir} \cdot (d - x_{ir}) \quad [\text{MPa}]$$

σ_s	\leq	$0,80f_{yk}$	[MPa]
331,80	\leq	400,00	MPa

VYHOVÍ (tahové napětí ve výztuži pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

Omezení trhlin dle ČSN EN 1992-1-1

Průřez 8

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce.

Vypočtená šířka trhliny w_k má být omezena na hodnotu w_{max} .

w_{max}	0,30	mm	viz Tabulka 7.1N	(maximální šířka trhliny pro kvazistálé zat.)
$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		[mm]		(šířka trhlin)
$S_{r,max} = k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_{si} / \rho_{p,eff}$		[mm]		(maximální vzdálenost trhlin v prvku)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1/E_s \cdot [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_s \cdot \rho_{p,eff})]$		[-]		(rozdíl poměrných protažení betonu a výztuže v okolí trhliny)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$				
k_1	0,80	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_2	0,50	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_3	3,40	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_4	0,425	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_t	0,40	[-]	viz 7.3.4 (2)	(součinitel pro dlouhodobé zatížení)
$\rho_{p,eff} = A_{si}/A_{c,eff}$		[-]		(účinný stupeň výztužení)
$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$		[mm ²]		(účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž)
$h_{c,eff} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$		[mm]		
$h_{c,eff}$	202,50	mm		
$A_{c,eff}$	174150	mm ²		
$\rho_{p,eff}$	0,04	[-]		
$S_{r,max}$	187,13	mm		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,0015	[-]		
w_k	0,27	mm		

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	\geq	0,6 σ_s/E_s	[-]
0,0015	\geq	0,0010	

VYHOVÍ

w_k	\leq	w_{max}	[mm]
0,27	\leq	0,30	mm

VYHOVÍ (vypočtená šířka trhliny je menší)

Omezení napětí dle ČSN EN 1992-1-1 Průřez 7

Stav 1 - průřez bez trhlin

Předpokládá se, že kombinace největšího tahového napětí v průřezu nepřekročí efektivní pevnost betonu v tahu.

$$A_i = A_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \quad [\text{mm}^2] \quad (\text{plocha ideálního průřezu})$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \quad [-] \quad (\text{účinný poměr modulů pružnosti})$$

$$\alpha_c = h / 2 \quad [\text{mm}]$$

$$x_i = [A_c \cdot \alpha_c + \alpha_e \cdot (A_{S1} \cdot d + A_{S2} \cdot d_2)] / A_i \quad [\text{mm}] \quad (\text{těžišťová osa ideálního průřezu})$$

$$I_c = 1/12 \cdot b h^3 \quad [\text{m}^4]$$

$$I_i = I_c + A_c \cdot (x_i - \alpha_c)^2 + \alpha_e \cdot [A_{S1} \cdot (d - x_i)^2 + A_{S2} \cdot (x_i - d_2)^2] \quad [\text{m}^4] \quad (\text{moment setrvačnosti ideálního průřezu k těžišti ideálního průřezu})$$

α_c	775,00	mm	0,78	m
A_c	1333000,00	mm ²	1,33	m ²
α_e	5,71	[-]		
A_i	1440967,56	mm ²	1,44	m ²
x_i	764,57	mm	0,76	m
I_c	0,2669	m ⁴		
I_i	0,3153	m ⁴		

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{efektivní hodnota pevnosti betonu v tahu})$$

$$M_{cR} = f_{ct,eff} \cdot [I_i / (h - x_i)] \quad [\text{kNm}]$$

$$M_{cR} = 1405,25 \quad \text{kNm} \quad (\text{moment únosnosti průřezu})$$

$$M_{ek,char} = 4186,11 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota charakteristického zatížení})$$

$$M_{ek,kvaz} = 1364,02 \quad \text{kNm} \quad (\text{hodnota kvazistálého zatížení})$$

M_{cR}	≤	$M_{ek,kvaz}$
1405,25	≤	1364,02

M_{cR}	≤	$M_{ek,char}$	(únosnot je menší než zatížení)
1405,25	≤	4186,11	

Dojde ke vzniku trhlin. Uvažuje se průřez s trhlinami.

Stav 2 - průřez s trhlinami**Průřez 7**

$$x_{ir} = \frac{\alpha_e}{b} (A_{s1} + A_{s2}) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b A_{s2} d' + A_{s1} d_1}{\alpha_e (A_{s1} + A_{s2})^2}} \right] \quad [\text{mm}]$$

$$I_{ir} = 1/3 b \cdot x_{ir}^3 + \alpha_e \cdot [A_{s1} (d - x_{ir})^2 + A_{s2} (x_{ir} - d_2)^2] \quad [\text{m}^4]$$

$$x_{ir} \quad 369,72 \quad \text{mm}$$

$$I_{ir} \quad 0,0687 \quad \text{m}^4$$

Napětí v betonu:

$$\sigma_c = M_{ek} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,60 f_{ck}$	[MPa]
22,54	\leq	24,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

$$\sigma_c = M_{ek} \cdot x_{ir} / I_{ir} \quad [\text{MPa}]$$

σ_c	\leq	$0,45 f_{ck}$	[MPa]
7,34	\leq	18,00	MPa

VYHOVÍ (napětí v betonu pro daný průřez na kvazistálé zatížení vyhovuje)

Tahové napětí v betonářské výztuži:

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot M_{ek} / I_{ir} \cdot (d - x_{ir}) \quad [\text{MPa}]$$

σ_s	\leq	$0,80 f_{yk}$	[MPa]
382,91	\leq	400,00	MPa

VYHOVÍ (tahové napětí ve výztuži pro daný průřez na charakteristické zatížení vyhovuje)

Omezení trhlin dle ČSN EN 1992-1-1 Průřez 7

Trhliny musí být omezeny tak, aby nedošlo k narušení řádné funkce nebo trvanlivosti konstrukce.

Vypočtená šířka trhliny w_k má být omezena na hodnotu w_{max} .

w_{max}	0,30	mm	viz Tabulka 7.1N	(maximální šířka trhliny pro kvazistálé zat.)
$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$		[mm]		(šířka trhlin)
$S_{r,max} = k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_{si} / \rho_{p,eff}$		[mm]		(maximální vzdálenost trhlin v prvku)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = 1/E_s \cdot [\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})]$		[-]		(rozdíel poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny)
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6\sigma_s/E_s$				
k_1	0,80	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_2	0,50	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_3	3,40	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_4	0,425	[-]	viz 7.3.4 (3)	
k_t	0,40	[-]	viz 7.3.4 (2)	(součinitel pro dlouhodobé zatížení)
$\rho_{p,eff} = A_{si}/A_{c,eff}$		[-]		(účinný stupeň výztužení)
$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$		[mm ²]		(účinná plocha taženého betonu obklopující výztuž)
$h_{c,eff} = \min\{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$		[mm]		
$h_{c,eff}$	202,50	mm		
$A_{c,eff}$	174150	mm ²		
$\rho_{p,eff}$	0,04	[-]		
$S_{r,max}$	187,13	mm		
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,0016	[-]		
w_k	0,30	mm		

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	\geq	$0,6\sigma_s/E_s$	[-]
0,0016	\geq	0,0011	

VYHOVÍ

w_k	\leq	w_{max}	[mm]
0,30	\leq	0,30	mm

VYHOVÍ (vypočtená šířka trhliny je rovna)

7. NÁVRH A POSOUZENÍ ZALOŽENÍ

Návrh a posouzení založení integrovaného mostu je provedeno na dle ČSN 73 1004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní modely [34].

Vztah pro výpočet návrhové únosnosti piloty:

$$R_{vd} = R_{bd} + R_{sd} \text{ [kN]}$$

$$R_{vd} = \text{svislá návrhová únosnost piloty [kN]}$$

$$R_{bd} = \text{návrhová únosnost paty piloty [kN]}$$

$$R_{sd} = \text{návrhová únosnost na plášti piloty [kN]}$$

Tato únosnost piloty musí být minimálně rovná svislé složce návrhového zatížení působícího v hlavě piloty V_d :

$$R_{vd} \geq V_d$$

7.1 Návrhová únosnost piloty délky 7,0 metrů

Navržená pilota délky 7,0 metrů je navržena geologickém složení, které se rozepsáno v následující tabulce.

Tabulka 30: Geologické poměry piloty - 7 m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Třída dle ČSN 731001	Objem. tíha [kN/m ³]	Soudržnost [kPa]	Úhel vnitřního tření [°]	Modul přetvárnosti [MPa]	Poissonovo číslo [-]
0,000	0,000	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,939	1,939	B	19,00	0,00	38,00	0,00	0,00
3,101	1,162	Q5f	18,50	5,00	27,00	10,00	0,35
6,000	2,899	M1	20,00	4,00	33,00	28,00	0,30
7,000	1,000	M2	21,50	29,00	26,00	45,00	0,32

Typ B je dle předpisu SŽ S4 [30] vhodný zásypový materiál pro železniční integrované mosty. Jedná se o šterkodrt' frakce 0/32 mm.

$$R_{bd7} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp} \text{ [kN]}$$

$$k_1 = \text{součinitel, vyjadřující zvětšení únosnosti vlivem délky piloty } L,$$

$$k_1 = 1,15 \text{ [-] pro } L > 6,0 \text{ m}$$

$$A_s = \text{plocha paty piloty [m}^2\text{]}$$

$$A_s = 1,13 \text{ m}^2$$

q_{dp} = návrhové napětí na patě piloty [kPa]

$$q_{dp} = 1,2 \cdot C_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{d}{2} \cdot N_\gamma \text{ [kPa]}$$

C_d = návrhová hodnota soudržnosti [kPa]

$$C_d = 29 \text{ kPa}$$

N_c, N_q, N_γ = součinitelé únosnosti na patě vrtané piloty [-]

φ_d = úhel vnitřního tření [°]

$$\varphi_d = 26^\circ$$

γ_i = objemová tíha [kN/m^3]

$$\gamma_1 = \frac{\sum(z_i \gamma_i)}{L} = \frac{\sum(1,939 \cdot 19 + 1,162 \cdot 18,50 + 2,899 \cdot 20 + 1,00 \cdot 21,50)}{7,00} = 19,69 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_2 = 21,50 \text{ kN/m}^3$$

d = průměr piloty [m]

$$d = 1,20 \text{ m}$$

Pro $\varphi_d > 0$ platí:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_d$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi_d)} \cdot \cot^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right)$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} 26^\circ)} \cdot \cot^2 (45 + 13)$$

$$N_q = 11,85 \text{ [-]}$$

$$N_c = (11,85 - 1) \cdot \cot 26^\circ$$

$$N_c = 22,25 \text{ [-]}$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi_d$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (11,85 - 1) \cdot \text{tg} 26^\circ$$

$$N_\gamma = 7,94 \text{ [-]}$$

$$q_{dp} = 1,2 \cdot C_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{d}{2} \cdot N_\gamma$$

$$q_{dp} = 1,2 \cdot 29 \cdot 22,25 + (1 + \sin 26^\circ) \cdot 19,69 \cdot 7 \cdot 11,85 + 0,7 \cdot 21,50 \cdot \frac{1,20}{2} \cdot 7,94$$

$$q_{dp} = 3195,27 \text{ kPa}$$

$$R_{bd7} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp}$$

$$R_{bd7} = 1,15 \cdot 1,13 \cdot 3195,27$$

$$R_{bd7} = 4152,25 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost v patě jedné piloty dlouhé 7,00 metrů je 4 152,25 kN.

$$R_{sd7} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \text{ [kN]}$$

$$q_{si} = \text{tření na plášti [kPa]}$$

$$d_i = 1,20 \text{ m}$$

$$h_i = \text{mocnosti geologických vrstev [m]}$$

$$q_{si} = \sigma_{xi} \cdot \tan\left(\frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}}\right) + \frac{C_d}{\gamma_{r2}} \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{xi} = \text{kontaktní napětí v i-té vrstvě [kPa]}$$

$$\varphi_d = \text{úhel vnitřního tření [°]}$$

$$C_d = \text{soudržnost [kPa]}$$

γ_{r1} = součinitel vyjadřující vliv technologie provádění pilot; pro betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodou: $\gamma_{r1} = 1,20$ [-]

γ_{r2} = součinitel podmínek působení základové půdy,

$$\gamma_{r2} = 1,30 \text{ [-] pro } z \leq 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,20 \text{ [-] pro } 1,00 < z \leq 2,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,10 \text{ [-] pro } 2,00 < z \leq 3,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,00 \text{ [-] pro } z > 3,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ri} \text{ [kPa]}$$

k_2 = součinitel bočního zemního tlaku na plášti piloty,

$$k_2 = 1,0 \text{ [-] pro } z < 10,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{ri} = \text{geostatické napětí v hloubce } z_i \text{ [kPa]}$$

$$\sigma_{ri} = \frac{h_i \cdot \gamma_i}{2} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 31: Geostatické napětí - 7 m

σ_{r1}	18,42 kPa
σ_{r2}	47,59 kPa
σ_{r3}	87,33 kPa
σ_{r4}	127,07 kPa

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ri} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 32: Kontaktní napětí - 7 m

σ_{x1}	18,42 kPa
σ_{x2}	47,59 kPa
σ_{x3}	87,33 kPa
σ_{x4}	127,07 kPa

$$q_{si} = \sigma_{xi} \cdot \tan\left(\frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}}\right) + \frac{c_d}{\gamma_{r2}} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 33: Tření na plášti - 7 m

q_{s1}	14,39 kPa
q_{s2}	28,42 kPa
q_{s3}	60,35 kPa
q_{s4}	84,28 kPa

$$R_{sd7} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$$

$$R_{sd7} = \pi \cdot 1,20 \cdot \sum 1,939 \cdot 14,39 + 1,162 \cdot 28,42 + 2,899 \cdot 60,35 + 1,00 \cdot 84,28$$

$$R_{sd7} = 1206,98 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost na plášti jedné piloty dlouhé 7,00 metrů je 1 206,98 kN.

Součet

$$R_{vd7} = R_{bd7} + R_{sd7} \text{ [kN]}$$

$$R_{vd7} = 4152,25 + 1206,98 = 5359,23 \text{ kN}$$

$$R_{vd7} = 5359,23 \text{ kN}$$

Svislá návrhová únosnost jedné piloty dlouhé 7,0 metrů je 5 359,23 kN.

7.2 Návrhová únosnost piloty délky 12,0 metrů

Navržená pilota délky 12,0 metrů je navržena geologickém složení, které se rozepsáno v následující tabulce.

Tabulka 34: Geologické poměry piloty - 12 m

Hloubka [m]	Mocnost [m]	Třída dle ČSN 731001	Objem. tíha [kN/m ³]	Soudržnost [kPa]	Úhel vnitřního tření [°]	Modul přetvárnosti [MPa]	Poissonovo číslo [-]
0,000	0,000	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,598	2,598	B	19,00	0,00	38,00	0,00	0,00
3,890	1,292	Q2f	18,00	14,00	25,00	5,00	0,35
5,260	1,370	Q7f	19,00	5,00	29,00	60,00	0,30
11,000	5,740	M1	20,00	4,00	33,00	28,00	0,30
12,000	1,000	M2	21,50	29,00	26,00	45,00	0,32

$$R_{bd12} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp} \text{ [kN]}$$

$$k_1 = 1,15 \text{ [-]}$$

$$A_s = 1,13 \text{ m}^2$$

$$q_{dp} = 1,2 \cdot C_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{d}{2} \cdot N_\gamma \text{ [kPa]}$$

$$C_d = 29 \text{ kPa}$$

$$\varphi_d = 26^\circ$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum(z_i \cdot \gamma_i)}{L} = \frac{\sum(2,598 \cdot 19 + 1,292 \cdot 18 + 1,370 \cdot 19 + 5,740 \cdot 20 + 1 \cdot 21,50)}{12,00} = 19,58 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_2 = 21,50 \text{ kN/m}^3$$

$$d = 1,20 \text{ m}$$

Pro $\varphi_d > 0$ platí:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi_d$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi_d)} \cdot \cot^2 \left(45 + \frac{\varphi_d}{2} \right)$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \text{tg} 26^\circ)} \cdot \cot^2 (45 + 13)$$

$$N_q = 11,85 [-]$$

$$N_c = (11,85 - 1) \cdot \cot 26^\circ$$

$$N_c = 22,25 [-]$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi_d$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (11,85 - 1) \cdot \tan 26^\circ$$

$$N_\gamma = 7,94 [-]$$

$$q_{dp} = 1,2 \cdot C_d \cdot N_c + (1 + \sin \varphi_d) \cdot \gamma_1 \cdot L \cdot N_q + 0,7 \cdot \gamma_2 \cdot \frac{d}{2} \cdot N_\gamma$$

$$q_{dp} = 1,2 \cdot 29 \cdot 22,25 + (1 + \sin 26^\circ) \cdot 19,58 \cdot 12 \cdot 11,85 + 0,7 \cdot 21,50 \cdot \frac{1,20}{2} \cdot 7,94$$

$$q_{dp} = 4850,82 \text{ kPa}$$

$$R_{bd12} = k_1 \cdot A_s \cdot q_{dp}$$

$$R_{bd12} = 1,15 \cdot 1,13 \cdot 4850,82$$

$$R_{bd12} = 6303,64 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost v patě jedné piloty dlouhé 12,00 metrů je 6 303,64 kN.

$$R_{sd12} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \text{ [kN]}$$

$$q_{si} = \sigma_{xi} \cdot \tan\left(\frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}}\right) + \frac{C_d}{\gamma_{r2}} \text{ [kPa]}$$

γ_{r1} = součinitel vyjadřující vliv technologie provádění pilot; pro betonáž piloty do vrtu zapaženého ocelovou pažnicí a pod vodou: $\gamma_{r1} = 1,20$

γ_{r2} = součinitel podmínek působení základové půdy,

$$\gamma_{r2} = 1,30 [-] \text{ pro } z \leq 1,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,20 [-] \text{ pro } 1,00 < z \leq 2,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,10 [-] \text{ pro } 2,00 < z \leq 3,00 \text{ m}$$

$$\gamma_{r2} = 1,00 [-] \text{ pro } z > 3,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ri} \text{ [kPa]}$$

$$k_2 = 1,2 [-] \text{ pro } z > 10,00 \text{ m}$$

$$\sigma_{ri} = \frac{h_i \cdot \gamma_i}{2} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 35: Geostatické napětí - 12 m

σ_{r1}	24,68 kPa
σ_{r2}	60,99 kPa
σ_{r3}	85,63 kPa
σ_{r4}	156,05 kPa
σ_{r5}	224,20 kPa

$$\sigma_{xi} = k_2 \cdot \sigma_{ri} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 36: Kontaktní napětí - 12 m

σ_{x1}	24,68 kPa
σ_{x2}	60,99 kPa
σ_{x3}	85,63 kPa
σ_{x4}	187,26 kPa
σ_{x5}	269,04 kPa

$$q_{si} = \sigma_{xi} \cdot \tan\left(\frac{\varphi_d}{\gamma_{r1}}\right) + \frac{c_d}{\gamma_{r2}} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 37: Tření na plášti - 12 m

q_{s1}	15,22 kPa
q_{s2}	34,88 kPa
q_{s3}	28,45 kPa
q_{s4}	100,81 kPa
q_{s5}	131,05 kPa

$$R_{sd12} = \sum \pi \cdot d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$$

$$R_{sd12} = \pi \cdot 1,2 \cdot \sum 2,598 \cdot 15,22 + 1,292 \cdot 34,88 + 1,370 \cdot 28,45 + 5,74 \cdot 100,81 + 1 \cdot 131,05$$

$$R_{sd12} = 3141,40 \text{ kN}$$

Návrhová únosnost na plášti jedné piloty dlouhé 12,00 metrů je 3 141,40 kN.

Součet

$$R_{vd12} = R_{bd12} + R_{sd12} \text{ [kN]}$$

$$R_{vd12} = 6303,64 + 3141,40 = 9445,04 \text{ kN}$$

$$\mathbf{R_{vd12} = 9445,04 \text{ kN}}$$

Svislá návrhová únosnost jedné piloty dlouhé 12,0 metrů je 9 945,04 kN.

7.3 Charakteristická únosnost piloty délky 7,0 metrů

Charakteristická únosnost na plášti piloty se stanovuje na základě následujícího vztahu:

$$R_{sk7} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \text{ [kN]}$$

m_p = dílčí součinitel vyjadřující vliv povrchu dříku piloty,

$m_p = 1,0$ [-] pro betonáž do suchého vrtu a pod vodou

$m_p = 0,9$ [-] pro betonáž pod pažící suspenzí

$m_p = 0,7$ [-] pro ochranu dříku pomocí PVC, PE

$m_p = 0,5$ [-] pro ochranu dříku pomocí fólie a pletiva

$m_p = 0,15$ [-] pro ochranu ponechanou ocelovou pažnicí

$$d_i = 1,20 \text{ m}^2$$

q_{si} = velikost mezního plášťového tření [kPa]

$$q_{si} = a - \frac{b}{\left(\frac{D_i}{d_i}\right)} \text{ [kPa]}$$

a, b = regresní parametry únosnosti. Stanovují se dle následující tabulky.

D_i = vzdálenost od hlavy piloty do poloviny i-té vrstvy [m]

Tabulka 38: Velikosti regresních parametrů [34]

Zemina Hornina		Regresní parametry únosnosti [kPa]			
		a	b	e	f
Poloskalní	R 3	246,02	225,95	2841,31	1 298,96
	R 4	169,98	139,45	1 616,22	1 155,34
	R 5	131,92	94,96	957,61	703,89
Hrubozrnné	$I_D = 0,5$	62,46	16,06	268,11	174,89
	$I_D = 0,7$	91,22	48,44	490,34	445,42
	$I_D = 0,9$	154,03	115,88	1596,70	1 399,88
Jemnozrnné	$I_c = 0,5$	46,39	20,81	197,74	150,22
	$I_c = 0,75$	71,85	64,70	592,67	617,24
	$I_c \geq 1,0$	97,31	108,59	987,60	1 084,26

Tabulka 39: Regresní parametry - 7 m

Třída zeminy/horniny		a [-]	b [-]
B	$I_D=50\%$	62,46	16,06
Q5f	$I_D=70\%$	91,22	48,44
M1	$I_D=98\%$	179,15	142,86
M2	R5	131,92	94,96

$$D_1 = \frac{h_1}{2} = \frac{1,939}{2} = 0,97 \text{ m}$$

$$D_2 = h_1 \frac{h_2}{2} = 1,939 + \frac{1,162}{2} = 2,52 \text{ m}$$

$$D_3 = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} = 1,939 + 1,162 + \frac{2,899}{2} = 4,55 \text{ m}$$

$$D_4 = h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} = 1,939 + 1,162 + 2,899 + \frac{1,00}{2} = 6,50 \text{ m}$$

Tabulka 40: Tření na plášti (charakteristické) - 7 m

q_{s1}	42,58 kPa
q_{s2}	68,15 kPa
q_{s3}	141,49 kPa
q_{s4}	114,39 kPa

$$R_{sk7} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$$

$$R_{sk7} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot \pi \cdot \sum 1,2 \cdot 1,939 \cdot 42,58 + 1,2 \cdot 1,162 \cdot 68,15 + 1,2 \cdot 2,899 \cdot 141,49 + 1,2 \cdot 1,00 \cdot 114,39$$

$$R_{sk7} = 1811,14 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost na plášti jedné piloty dlouhé 7,0 metrů je 1 811,14 kN.

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizaci plášťového tření:

$$R_{yk7} = \frac{R_{sk7}}{(1-\beta)}$$

β = součinitel přenosu zatížení [-]

$$\beta = \frac{q_b}{\left(q_b + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_i}\right)} [-]$$

q_b = velikost napětí na patě piloty při deformaci odpovídající plné mobilizaci plášťového tření [kPa]

q_s = průměrná velikost plášťového tření podél dřívku piloty [kPa]

$$q_b = e - \frac{f}{\left(\frac{L}{d_i}\right)} [\text{kPa}]$$

e, f = regresní parametry únosnosti [-]

$$e = 757,61 [-]$$

$$f = 703,89 [-]$$

$$q_b = e - \frac{f}{\left(\frac{L}{d_i}\right)}$$

$$q_b = 757,61 - \frac{703,89}{\left(\frac{7,00}{1,20}\right)}$$

$$q_b = 836,94 \text{ kPa}$$

$$q_s = \frac{(\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si})}{(\sum d_i \cdot h_i)}$$

$$q_s = \frac{(\sum 1,2 \cdot 1,939 \cdot 42,58 + 1,2 \cdot 1,162 \cdot 68,15 + 1,2 \cdot 2,899 \cdot 141,49 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot 114,39)}{(\sum 1,2 \cdot 1,939 + 1,2 \cdot 1,162 + 1,2 \cdot 2,899 + 1,2 \cdot 1,0)}$$

$$q_s = 98,04 \text{ kPa}$$

$$\beta = \frac{q_b}{\left(q_b + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_i}\right)}$$

$$\beta = \frac{836,94}{\left(836,94 + 4 \cdot 98,04 \cdot \frac{7}{1,2}\right)}$$

$$\beta = 0,27 [-]$$

$$R_{yk7} = \frac{R_{sk7}}{(1-\beta)}$$

$$R_{yk7} = \frac{1811,14}{(1-0,27)}$$

$$R_{yk7} = 2473,73 \text{ kN}$$

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizaci plášťového tření je 2 473,73 kN.

Odpovídající velikost sedání se stanovuje dle ČSN 73 1004 [34].

$$S_{y7} = I \cdot \frac{R_{yk7}}{d_i \cdot E_s} [\text{mm}]$$

I = příčinkový koeficient sedání piloty [-]

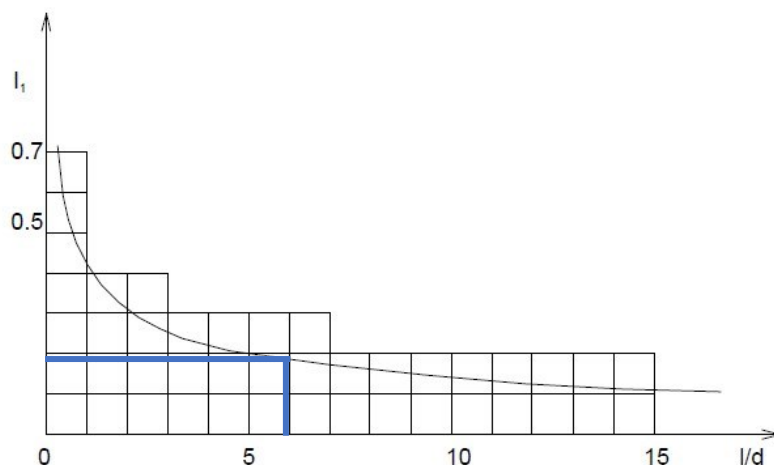
E_s = průměrný Youngův modul pružnosti [MPa]

$$I = I_1 \cdot R_k [-]$$

I_1 = základní příčinkový součinitel [-]. Stanovuje se dle následujícího obrázku.

$L/d = 7,0/1,2 = 5,83 [-]$ (štíhlostní poměr)

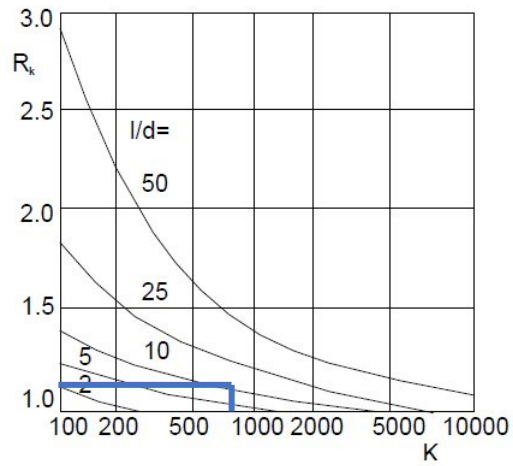
$$I_1 = 0,18 [-]$$



Obrázek 41: Příčinkový součinitel sedání – 7 m [34]

R_k = korekční součinitel [-]. Stanovuje se dle následujícího obrázku.

$$R_k = 1,0 [-]$$



Obrázek 42: Korekční součinitel – 7 m [34]

$$K = \frac{E_{cm}}{E_s} [-]$$

K = tuhost piloty [-]

E_{cm} = modul pružnosti betonu piloty C30/37 [MPa]

$E_{cm} = 34000$ MPa

$$E_s = \frac{(\sum E_{si} \cdot h_i)}{(\sum h_i)}$$

E_{si} = Youngův sečnový modul [MPa]. Dle následující tabulky:

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5	R 3	R 4	R 5
1,5	50,3	28,2	20,2	72,3	35,0	24,7	85,5	33,5	22,3
3	64,5	43,1	30,8	105,5	57,3	41,0	138,3	58,8	41,2
5	–	58,2	41,3	–	75,3	54,8	–	87,9	63,7
10	–	87,5	61,6	–	114,5	83,2	–	133,0	97,0

Tabulka M.2 –Youngovy sečnové moduly E_s [MPa] pro zeminy hrubozrné

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	b								
	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9	0,5	0,7	0,9
1,5	11,0	13,7	28,3	12,8	15,8	30,6	13,0	15,3	29,0
3	15,5	20,2	44,5	18,4	25,0	47,8	19,4	24,5	52,5
5	18,8	26,6	56,1	22,8	32,5	69,1	24,5	36,0	78,2
10	23,8	36,6	72,1	29,8	47,8	93,4	32,6	54,0	107,3

Tabulka M.3 –Youngovy sečnové moduly E_s [MPa] pro zeminy jemnozrné

h [m]	[d/m]								
	0,6			1,0			1,5		
	k								
	0,5	0,75	≥ 1,0	0,5	0,75	≥ 1,0	0,5	0,75	≥ 1,0
1,5	6,9	10,0	13,2	7,9	10,7	13,4	8,6	10,5	12,3
3	10,0	15,5	22,0	12,5	18,6	23,9	13,7	18,4	23,0
5	12,5	21,9	31,2	15,9	25,7	35,4	18,4	27,6	36,7
10	15,5	29,9	44,3	21,3	36,3	51,3	24,6	41,0	57,4

Obrázek 43: Youngovy sečnové moduly [34]

Tabulka 41: Youngův sečnový modul - 7 m

E_{s1}	12,73 MPa	h_1	1,939 m
E_{s2}	19,23 MPa	h_2	1,162 m
E_{s3}	62,67 MPa	h_3	2,899 m
E_{s4}	63,32 MPa	h_4	1,000 m

$$E_s = \frac{(\sum E_{si} \cdot h_i)}{(\sum h_i)}$$

$$E_s = \frac{(\sum 12,73 \cdot 1,939 + 19,23 \cdot 1,162 + 62,67 \cdot 2,899 + 63,32 \cdot 1,00)}{(\sum 1,939 + 1,162 + 2,899 + 1,00)}$$

$$E_s = 41,72 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{E_{cm}}{E_s}$$

$$K = \frac{340000}{41,72}$$

$$K = 814,99 [-]$$

$$I = I_1 \cdot R_k$$

$$I = 0,18 \cdot 1,00$$

$$I = 0,18 [-]$$

$$S_{y7} = I \cdot \frac{R_{yk7}}{d_i \cdot E_s}$$

$$S_{y7} = 0,18 \cdot \frac{2473,73}{1,2 \cdot 41,72}$$

$$S_{y7} = 8,89 \text{ mm}$$

Charakteristická hodnota mezní únosnosti piloty při limitním sedání je dána vztahem:

$$R_{pk7} = R_{sk7} + R_{bk7}$$

$$R_{sk7} = 1711,14 \text{ kN}$$

$$R_{bk7} = \text{Charakteristická únosnost paty piloty při limitním sedání 25 mm [kN]}$$

$$R_{bk7} = \beta \cdot R_{yk7} \cdot \frac{s_{25}}{S_{y7}} \text{ [kN]}$$

$$R_{bk7} = 0,28 \cdot 2473,73 \cdot \frac{25}{8,89}$$

$$R_{bk7} = 1862,39 \text{ kN}$$

$$R_{pk7} = 1711,14 + 1862,39 = 3573,53 \text{ kN}$$

$$R_{pk7} = 3573,53 \text{ kN}$$

7.4 Charakteristická únosnost piloty délky 12,0 metrů

$$R_{sk12} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si} \text{ [kN]}$$

$$m_p = 1,0 \text{ [-]} \text{ pro betonáž do suchého vrtu a pod vodou}$$

$$m_p = 0,9 \text{ [-]} \text{ pro betonáž pod pažící suspenzí}$$

$$m_p = 0,7 \text{ [-]} \text{ pro ochranu dřívku pomocí PVC, PE}$$

$$m_p = 0,5 \text{ [-]} \text{ pro ochranu dřívku pomocí fólie a pletiva}$$

$$m_p = 0,15 \text{ [-]} \text{ pro ochranu ponechanou ocelovou pažnicí}$$

$$d_i = 1,20 \text{ m}^2$$

$$q_{si} = a - \frac{b}{\left(\frac{D_i}{d_i}\right)} \text{ [kPa]}$$

Tabulka 42: Regresní parametry - 12 m

Třída zeminy/horniny		a [-]	b [-]
B	$I_D=50 \%$	62,46	16,06
Q2f	$I_C=75 \%$	71,85	64,70
Q7f	$I_D=70 \%$	91,22	48,44
M1	$I_D=98 \%$	179,15	142,86
M2	R5	131,92	94,96

$$D_1 = \frac{h_1}{2} = \frac{2,598}{2} = 1,30 \text{ m}$$

$$D_2 = h_1 + \frac{h_2}{2} = 2,598 + \frac{1,292}{2} = 3,24 \text{ m}$$

$$D_3 = h_1 + h_2 + \frac{h_3}{2} = 2,598 + 1,292 + \frac{1,370}{2} = 4,58 \text{ m}$$

$$D_4 = h_1 + h_2 + h_3 + \frac{h_4}{2} = 2,598 + 1,292 + 1,370 + \frac{5,740}{2} = 8,13 \text{ m}$$

$$D_5 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + \frac{h_5}{2} = 2,598 + 1,292 + 1,370 + 5,740 + \frac{1,000}{2} = 11,50 \text{ m}$$

Tabulka 43: Tření na plášti (charakteristické) - 12 m

q_{s1}	47,62 kPa
q_{s2}	47,92 kPa
q_{s3}	78,51 kPa
q_{s4}	158,07 kPa
q_{s5}	122,01 kPa

$$R_{sk12} = 0,7 \cdot m_p \cdot \pi \cdot \sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si}$$

$$R_{sk12} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot \pi \cdot \sum 1,2 \cdot 2,598 \cdot 47,62 + 1,2 \cdot 1,292 \cdot 47,92 + 1,2 \cdot 1,370 \cdot 78,51 + 1,2 \cdot 5,750 \cdot 158,07 + 1,2 \cdot 1,00 \cdot 122,01$$

$$R_{sk12} = 3490,06 \text{ kN}$$

Charakteristická únosnost na plášti jedné piloty dlouhé 12,0 metrů je 4 490,06 kN.

Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizaci plášťového tření:

$$R_{yk12} = \frac{R_{sk12}}{(1-\beta)} [\text{kN}]$$

$$\beta = \frac{q_b}{\left(q_b + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_i}\right)} [-]$$

$$q_b = e - \frac{f}{\left(\frac{L}{d_i}\right)} [\text{kPa}]$$

e, f = regresní parametry únosnosti [-]

$$e = 757,61 [-]$$

$$f = 703,89 [-]$$

$$q_b = e - \frac{f}{\left(\frac{L}{d_i}\right)}$$

$$q_b = 757,61 - \frac{703,89}{\left(\frac{12,00}{1,20}\right)}$$

$$q_b = 887,22 \text{ kPa}$$

$$q_s = \frac{(\sum d_i \cdot h_i \cdot q_{si})}{(\sum d_i \cdot h_i)}$$

$$q_s = \frac{(\sum 1,2 \cdot 2,598 \cdot 47,62 + 1,2 \cdot 1,292 \cdot 47,92 + 1,2 \cdot 1,370 \cdot 78,51 + 1,2 \cdot 5,740 \cdot 158,07 + 1,2 \cdot 1,00 \cdot 122,01)}{(\sum 1,2 \cdot 2,598 + 1,2 \cdot 1,292 + 1,2 \cdot 370 + 1,2 \cdot 5,740 + 1,2 \cdot 1,00)}$$

$$q_s = 110,21 \text{ kPa}$$

$$\beta = \frac{q_b}{(q_b + 4 \cdot q_s \cdot \frac{L}{d_i})}$$

$$\beta = \frac{887,22}{(887,22 + 4 \cdot 110,21 \cdot \frac{12}{1,2})}$$

$$\beta = 0,17 \text{ [-]}$$

$$R_{yk12} = \frac{R_{sk12}}{(1-\beta)}$$

$$R_{yk12} = \frac{3490,06}{(1-0,17)}$$

$$R_{yk12} = 4192,45 \text{ kN}$$

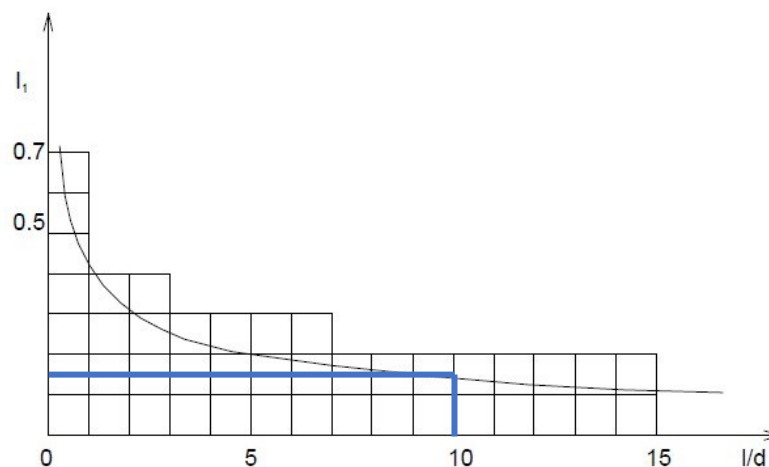
Zatížení v hlavě piloty na mezi mobilizaci plášťového tření je 4 192,45 kN.

$$S_{y12} = I \cdot \frac{R_{yk12}}{d_i \cdot E_s} \text{ [mm]}$$

$$I = I_1 \cdot R_k \text{ [-]}$$

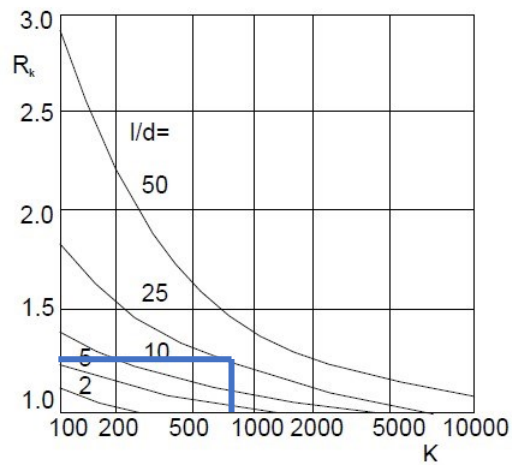
$$L/d = 12,0/1,2 = 10,00 \text{ [-]} \text{ (štíhlostní poměr)}$$

$$I_1 = 0,14 \text{ [-]}$$



Obrázek 44: Příčinkový součinitel sedání - 12 m [34]

$$R_k = 1,25 [-]$$



Obrázek 45: Korekční součinitel – 12 m [34]

$$K = \frac{E_{cm}}{E_s} [-]$$

$$E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$$

$$E_s = \frac{(\sum E_{si} \cdot h_i)}{(\sum h_i)}$$

Tabulka 44: Youngův sečnový modul - 12 m

E_{s1}	21,93 MPa	h_1	2,598 m
E_{s2}	10,70 MPa	h_2	1,292 m
E_{s3}	15,80 MPa	h_3	1,370 m
E_{s4}	69,10 MPa	h_3	5,740 m
E_{s5}	24,70 MPa	h_4	1,000 m

$$E_s = \frac{(\sum E_{si} \cdot h_i)}{(\sum h_i)}$$

$$E_s = \frac{(\sum 21,93 \cdot 2,598 + 10,70 \cdot 1,292 + 15,80 \cdot 1,370 + 69,10 \cdot 5,740 + 24,70 \cdot 1,00)}{(\sum 2,598 + 1,292 + 1,370 + 5,740 + 1,000)}$$

$$E_s = 42,81 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{E_{cm}}{E_s}$$

$$K = \frac{34000}{42,81}$$

$$K = 794,12 [-]$$

$$I = I_1 \cdot R_k$$

$$I = 0,14 \cdot 1,25$$

$$I = 0,18 [-]$$

$$S_{y12} = I \cdot \frac{R_{yk12}}{d_i \cdot E_s}$$

$$S_{y12} = 0,18 \cdot \frac{4192,45}{1,2 \cdot 42,81}$$

$$S_{y12} = 14,28 \text{ mm}$$

Charakteristická hodnota mezní únosnosti piloty při limitním sedání je dána vztahem:

$$R_{pk12} = R_{sk12} + R_{bk12}$$

$$R_{sk2} = 3490,06 \text{ kN}$$

$$R_{bk12} = \beta \cdot R_{yk12} \cdot \frac{s_{25}}{S_{y12}} \text{ [kN]}$$

$$R_{bk12} = 0,17 \cdot 4192,45 \cdot \frac{25}{14,28}$$

$$R_{bk12} = 1229,68 \text{ kN}$$

$$R_{pk12} = 3490,06 + 1229,68 = 3619,39 \text{ kN}$$

$$R_{pk12} = 4719,74 \text{ kN}$$

8. ZATÍŽITELNOST

Dle předpisu SŽ S5/1 [35] je zatížitelnost definována jako poměr svislého proměnného zatížení železniční dopravou potřebného k dosažení meze únosnosti k LM71.

Dle přesnosti a metodiky stanovení je zatížitelnost mostních objektů rozlišována na kategorie A,B,C,D. Kategorie A stanovuje zatížitelnost odhadem z procesu dohledací činnosti a je prováděna v případě menší významnosti mostní konstrukce a v časové tísní. Kategorie B je tzv. odvozená zatížitelnost stanovená porovnávacím přepočtem podle vztahu v kategorii C,D. A kategorie C, D říká, že zatížitelnost se stanovuje přepočtem mostního objektu dle platných norem, kdy normy platné v době návrhu mostního objektu se považují pouze za informativní podklad. Při analýze konstrukce se přihlíží na skutečný stav. Je nutné poruchy zahrnout do výpočtového modelu, tak aby mohlo dojít k redistribuci vnitřních sil vyvolané poruchou [35].

V kategorii C, D pro mezní stav únosnosti platí vztah, ve kterém je uvažované zatížení rozděleno na část vyvolanou svislými účinky od železniční dopravy LM71 a část vyvolanou ostatním zatížením současně působícím se svislým zatížením od dopravy.

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}$$

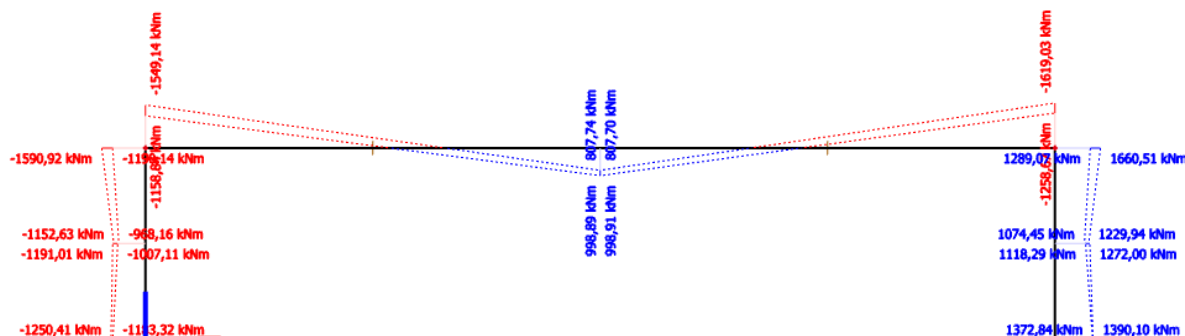
Z_{LM71} = bezrozměrná veličina zatížitelnosti

R_d = nárhová únosnot průřezu

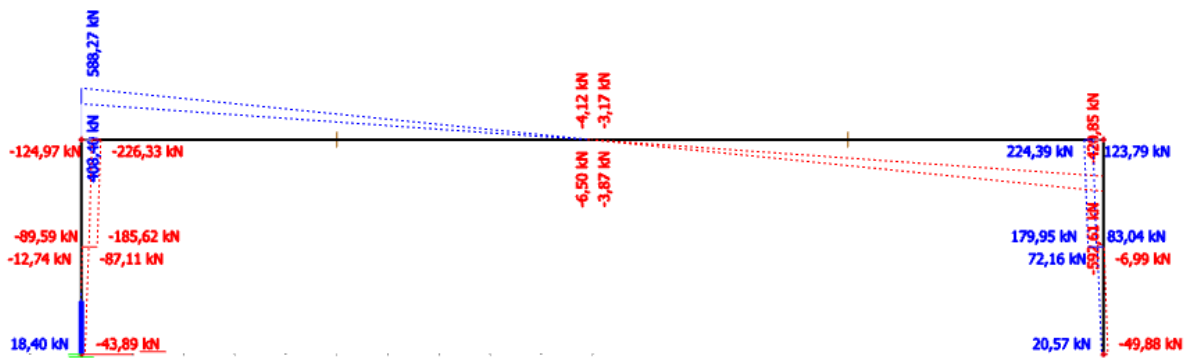
$E_{rs,Ed,i}$ = kombinační hodnota zatížení, která působí současně s pohyblivým zatížením

$E_{LM71,Ed}$ = kombinační hodnota svislého zatížení železniční dopravou LM71 vč. dynamických vlivů ($\alpha = 1,00$).

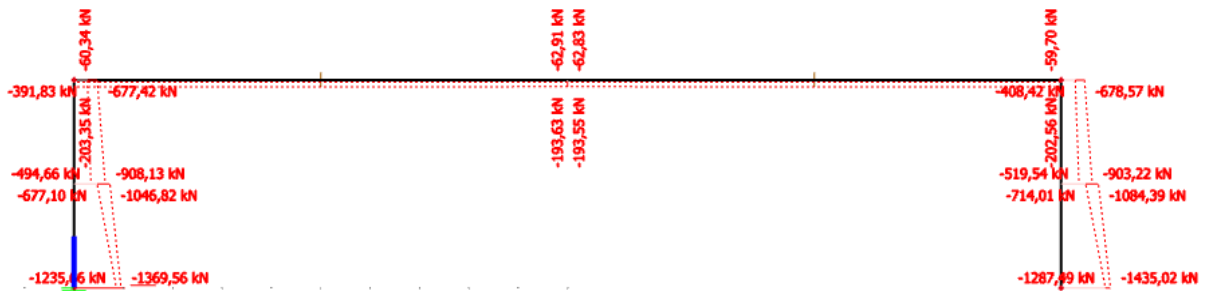
Ve výpočtovém softwaru Scia Engineer byly vytvořeny nové kombinace zatížení. Pro hodnotu $E_{rs,Ed,i}$ byla vytvořena kombinace 6.10b bez dopravy vyvolávající největší účinky zatížení. Níže jsou vykresleny.



Obrázek 46: Ohybový moment M – zatížení bez dopravy

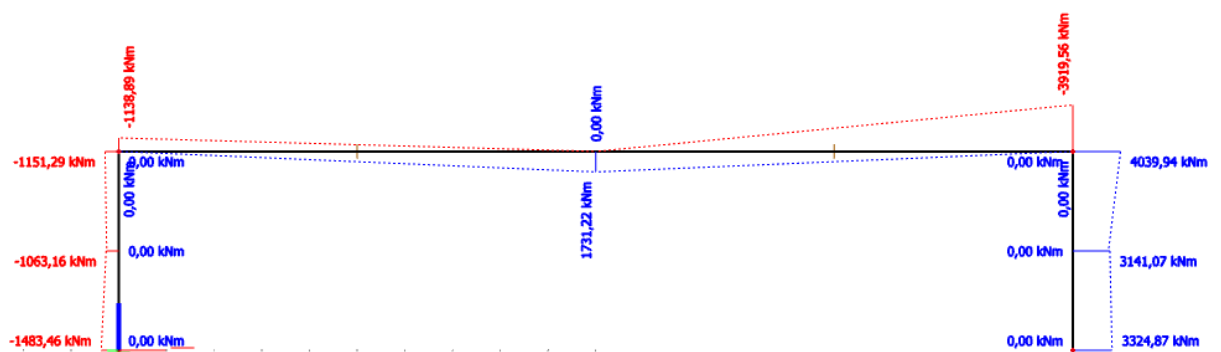


Obrázek 47: Posouvající síla V – zatížení bez dopravy

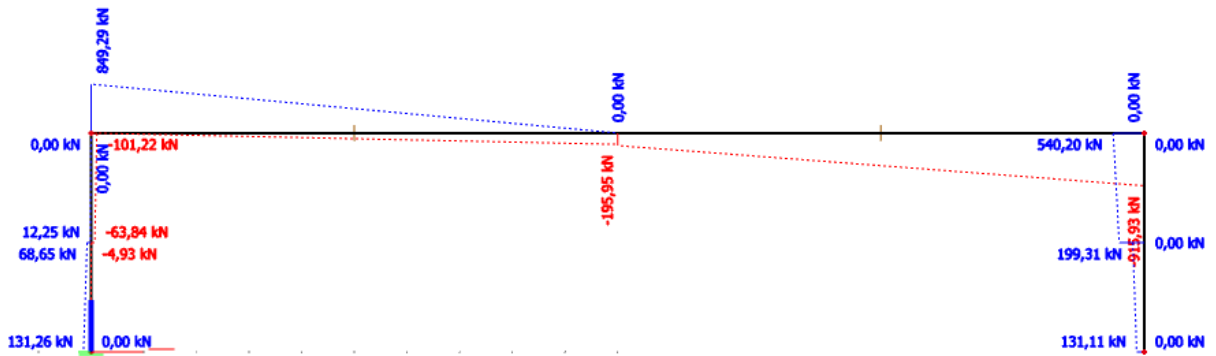


Obrázek 48: Normálová síla N - zatížení bez dopravy

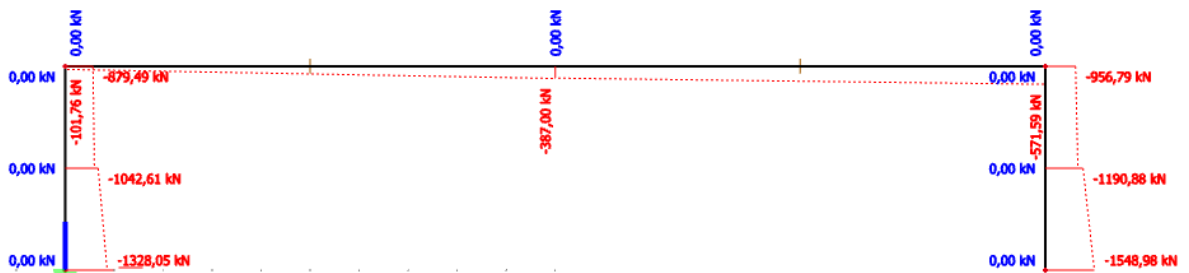
Pro hodnotu $E_{LM71,Ed}$ byla vytvořena kombinace obsahující pouze zatěžovací stavy od dopravy LM71.



Obrázek 49: Ohybový moment M - zatížení od dopravy



Obrázek 50: Posouvající síla V - zatížení od dopravy



Obrázek 51: Normálová síla N - zatížení od dopravy

6.10b bez dopravy

	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
průřez 5	-174,90	-3,17	807,70
průřez 5	-62,83	-3,40	993,00
průřez 5	-193,55	-3,87	998,91
průřez 7	-408,42	123,79	1289,07
průřez 7	-678,57	224,39	1660,51
průřez 8	-494,66	-89,59	-968,16
průřez 8	-908,13	-185,62	-1152,63

doprava

	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
průřez 5	-87	-184,63	1731,22
průřez 5	-354,53	-217,79	1555,7
průřez 5	-103,21	-26,47	435,69
průřez 7	-956,79	540,2	4039,94
průřez 7	-308,66	151,56	1138,46
průřez 8	-1549	129,16	3224,87
průřez 8	-521,5	65,41	1297,34

Návrhová únosnost R_d :

$$F_{si} = f_{yd} \cdot A_{si} \quad [\text{kN}]$$

$$F_c = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \quad [\text{kN}]$$

$$M_{rd} = F_{s1} \cdot z_1 + F_c \cdot (h/2 - 0,8 \cdot x/2) + F_{s2} \cdot z_2 \quad [\text{kNm}]$$

průřez 5	průřez 7	průřez 8
F_c 3147,06 kN	F_c 3147,056 kN	F_c 3147,056 kN
F_{s1} 3147,06 kN	F_{s1} 3147,056 kN	F_{s1} 3147,056 kN
F_{s2} 3147,06 kN	F_{s2} 5067,867 kN	F_{s2} 3147,056 kN
M_{rd} 3782,02 kNm	M_{rd} 6624,424 kNm	M_{rd} 4128,193 kNm

Zatížitelnost:

$$Z_{LM71,5} = 1,61 [-]$$

$$Z_{LM71,7} = 1,23 [-]$$

$$Z_{LM71,8} = 1,64 [-]$$

Výsledné hodnoty zatížitelnosti pro jednotlivé průřezy 5, 7, 8 v rámci MSÚ jsou vyšší jak hodnota 1,00 a tím zatížitelnost vyhovuje (průřezy jsou schopné přenést minimálně jednou zatížení od dopravy LM71). Zatížitelnost v rámci MSP není v této práci řešena.

Tabulka 45: Přehled o zatížitelnosti [35]

Přehled zatížitelnosti částí mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): DÚ: km:

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo, pod kolejí č.
(ve směru staničení)

C. Doplňující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C Výpočtový model: Rošt z 1D dílců

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přímá [m]	přímá [m]	přímá [m]
převýšení koleje	není [mm]	není [mm]	není [mm]
excentricita osy koleje	0 [m]	0 [m]	0 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = \dots\dots\dots^5)$, zbytková životnost: 100 let

Popis použitých úlev ⁶⁾:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

.....

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu / 5 / 2023

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

.....

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_q	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	5	MSU	Prostý ohyb									1,61		NE
2	7	MSU	Prostý ohyb									1,23		NE
3	8	MSU	Prostý ohyb									1,64		NE

Dne: / 5 / 2023, zatížitelnost určil: Bc. Karel Rafael

9. ZÁVĚR

Účelem diplomové práce bylo navrhnout železobetonovou integrovanou konstrukci umožňující přemostění dvojkolejně železniční tratě a posoudit, zda konstrukce vyhoví na oba mezní stavy (MSU, MSP).

Základní návrh konstrukce byl zvolen dle MVL 110, kde jsou definovány standardní typy nosných konstrukcí a jejich doporučené rozsahy možných rozpětí a tlouštěk. Z důvodu překonání stávající pozemní komunikace, vodoteče a dodržení vhodných sklonů terénu byla zvolena krajní hranice maximálního rozpětí – 20 metrů. Založení mostního objektu bylo navrženo pomocí velkopřůměrových pilot s odlišnou délkou pro levou a pravou stojku. Důvodem bylo založit konstrukci do stejného geotechnického typu. Nesymetricky založená konstrukce z hlediska vykreslení vnitřních od vlastní tíhy nevykazuje znepokojivé výsledky. Například ohybový moment v rámovém rohu na straně s kratšími pilotami (7,00 m) je roven hodnotě -646,86 kNm a v rohu na straně s delšími pilotami (12,00 m) je roven -691,26 kNm. To činí rozdíl 44,4 kNm, tj. 6,64 %. Pro posouvající sílu činí rozdíl 1,85 % a pro normálovou sílu je to 0,32 %. Ani zatěžovací stavy od působící teploty nevyvodily příliš rozdílné hodnoty vnitřních sil. V příloze P.3 je vidět, že nesymetrické průběhy vnitřních sil se začaly vytvářet až od zatížení od dopravy. Významná složka zatížení od dopravy nebyla do výpočtového modelu vkládána jako pohyblivé zatížení, ale byly vytvořeny statické zatěžovací stavy. V příloze P.2 je viditelné, že většina zatěžovacích stavů od dopravy je uvažována, že vychází převážně z jednoho směru, tj. viditelné na stavu gr11_1, gr21_1 a gr22_1 a tím mohlo dojít k vytvoření nesymetrického vykreslení průběhu vnitřních sil pro kombinace zatížení MSU, charakteristické a časté (kvazistálá kombinace zatížení neuvažuje dopravu).

Při posuzování mezního stavu únosnosti byl předpoklad použit pro nosnou konstrukci beton pevnostní třídy C30/37. Při posuzování vybraných průřezů na mezní stav použitelnosti bylo zjištěno, že rámový roh nevyhovuje na napětí v betonu. Bylo tedy nutné udělat určitou korekci. První možností a dle mého názoru by se jednalo o nejběžnější způsob korekce bylo navrhnout jiný průřez (masivnější). V tomto případě by stačilo rámový roh namísto 1550 mm na dimenzovat na 1650 mm. To by však v rámci diplomové práce vedlo k radikálním změnám a z důvodu simplifikace byl zvolen jiný způsob korekce. Byla zvýšena třída pevnosti betonu na C40/50.

Závěrem je, že navržený integrovaný most vyhovuje na oba mezní stavy.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN 73 6200. Mosty – Terminologie a třídění. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s. Třídící znak 736200.
- [2] ŠAFÁŘ, Roman. Betonové mosty 2, Přednášky. Dotisk 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2017. ISBN 978-80-01-05543-4.
- [3] TP 261 Integrované mosty, Ministerstvo dopravy ČR, odbor pozemních komunikací pod č. j. 157/2017-120-TN/1, ze dne 7. srpna 2017.
- [4] ČSN 73 6201. Projektování mostních objektů. Praha: Český normalizační institut, 2008, 76 s. Třídící znak 736201.
- [5] ŠAFÁŘ, Roman, KUKAŇ, Vlastimil, DRAHORÁD, Michal, FOGLAR, Marek. Betonové mosty 1, Přednášky. 1. vydání. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2010. ISBN 978-80-01-04661-6.
- [6] TP 75 Uložení nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací, Ministerstvo dopravy ČR, odbor pozemních komunikací pod č. j. 58/06-120-RS/1, ze dne 24. ledna 2006.
- [7] TP 86 Mostní závěry, Ministerstvo dopravy ČR, odbor silniční infrastruktury pod č. j. 470/09-910-IPK/1, ze dne 15. června 2009.
- [8] KŘÍŽEK, Jaromír. Integrované mosty. Praha, 2009. Disertační práce. České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, Konstrukce a dopravní stavby. Vedoucí práce Prof. Ing. Jirí STUDNIČKA, DrSc.
- [9] DRAHORÁD, Michal, FOGLAR, Marek. Metodika návrhu integrovaných mostů, Metodický základ TP Integrované mosty. Ministerstvo dopravy ČR, č. j. 66/2015-710-VV/1, ze dne 21. září 2015.
- [10] ČSN EN 1990 ed. 2. Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2021, 100 s. Třídící znak 730002.
- [11] TP 76 Geotechnický průzkum pro pozemní komunikace, Část A – Zásady geotechnického průzkumu, Ministerstvo dopravy ČR, odbor silniční infrastruktury pod č. j. 485/09-910-IPK/1, ze dne 17.6.2009.
- [12] KOŘÍNEK, Robert. Mechanika hornin a zemin [podklady k přednáškám]. Investice studijního vzdělávání, reg. č. CZ.1.07/2.2.00/28.0009.
- [13] ČSN EN 1997-2. Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy. Praha: Český normalizační institut, 2008, 152 s. Třídící znak 731000.
- [14] ČSN EN ISO 772 Hydrometrická měření – Terminologie. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2012, 152 s. Třídící znak 772.
- [15] Křížek, Jaromír, Integrované mosty, spolupůsobení se zeminou [online]. Copyright © [cit. 13.08.2022]. Dostupné z:

http://www.jaromirkrizek.eu/integrované_mostyspolupůsobení_se_zeminou.pdf

- [16] ČSN EN 1997-1. Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla. Praha: Český normalizační institut, 2006, 138 s. Třídící znak 731000.
- [17] Mapy.cz. Mapy.cz [online]. Dostupné z:
<https://mapy.cz/zakladni?x=15.8044000&y=50.3850000&z=11>
- [18] DRAGON, František. SO 73-20-11 Železniční most v km 108,065, Geotechnický pasport. Leden 2013. SUDOP PRAHA a. s.
- [19] ČSN EN 1992 – 1 – 1 ed. 2. Navrhování betonových konstrukcí. Část 1 – 1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2019, 208 s. Třídící znak 731201.
- [20] ČSN EN 1992 – 2. Navrhování betonových konstrukcí. Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Český normalizační institut, 2007, 88 s, Třídící znak 736208.
- [21] ČSN EN 206 + A2. Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021, 88 s, Třídící znak 732403.
- [22] ČSN P 73 2404. Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a soda – Doplnující informace. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2021, 48 s, Třídící znak 732404.
- [23] ČSN EN 10080. Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně. Praha: Český normalizační institut, 2005, 64 s, Třídící znak 421039.
- [24] Vyhláška č. 499/2006 Sb. o dokumentaci staveb. Ministerstvo pro místní rozvoj, ze dne 10. listopadu 2006.
- [25] Vyhláška č. 251/2018 Sb. o rozsahu a obsahu projektové dokumentace dopravních staveb. Ministerstvo dopravy ČR, odbor pozemních komunikací, ze dne 24. října 2018.
- [26] Směrnice SŽ SM011. Dokumentace staveb Správy železnic, státní organizace. Generální ředitelství, odbor přípravy staveb (O6) pod čj. 23385/2022-SŽ-GŘ-O6, ze dne 5. dubna 2022.
- [27] ČSN EN 1991 – 1 – 1. Zatížení konstrukcí. Část 1 – 1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních komunikací. Praha: Český normalizační institut, 2004, 44 s, Třídící znak 730035.
- [28] ČSN EN 1991 – 2 ed. 2. Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení dopravou. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2018, 158 s, Třídící znak 736203.

- [29] MVL 102. Přechody mezi nosnými konstrukcemi, mezi nosnou konstrukcí a opěrou, mezi spodní stavbou a tělesem železničního spodku. České dráhy, s. o., Divize stavební cesty, o. z., Oddělení mostů a tunelů ze dne 2. prosince 1997 pod č. 60662/97 – S 13.
- [30] Předpis SŽ S4. Železniční spodek. Správa železnic, státní organizace, odbor traťového hospodářství ze dne 18. listopadu pod č. 76 496/2020-SŽ-GŘ-O13.
- [31] ČSN EN 1991 – 1 – 5. Zatížení konstrukcí. Část 1 – 5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. Praha: Český normalizační institut, 2005, 44 s, Třídící znak 730035.
- [32] MVL 150. Kombinovaná odezva mostu a koleje. Odbor traťového hospodářství ze dne 2. ledna 2017 pod č. S 51684/2016-SŽDC-O13.
- [33] ČSN EN 1991 – 1 – 4. Zatížení konstrukcí. Část: 1 – 4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020, 124 s, Třídící znak 730035.
- [34] ČSN 73 1004. Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 2020, 64 s, Třídící znak 731004.
- [35] SŽ S5/1. Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů. Praha: Správa železnic, Odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů ze dne 4. března 2021 pod č. 11728/2021-SŽ-GŘ-O13.

PŘÍLOHY

Příloha P.1

Viz samostatná příloha.

Příloha P.2

Viz samostatná příloha.

Příloha P.3

Viz samostatná příloha.

Příloha P.4

Viz samostatná příloha.

Příloha P.5

Viz samostatná příloha.

Příloha P.6

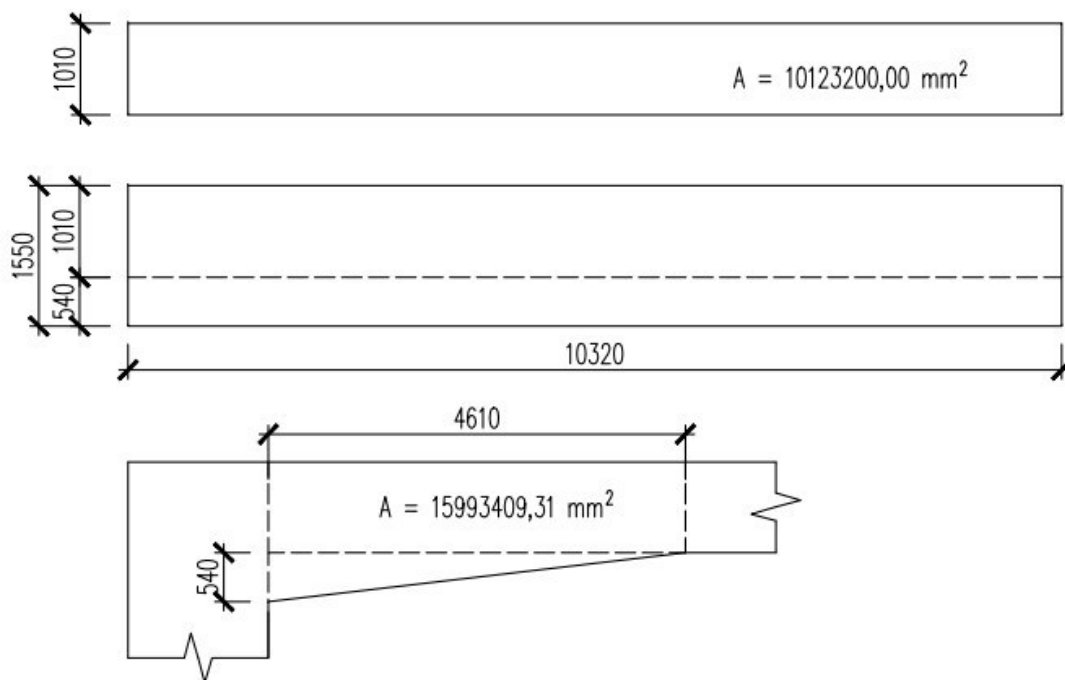
Viz samostatná příloha.

Příloha P.7

Viz samostatná příloha.

Příloha P.1

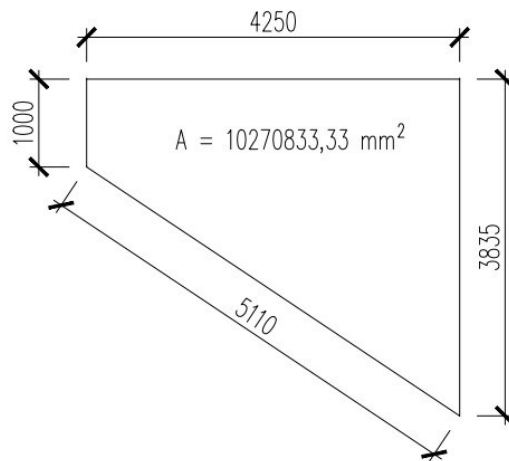
Pro stanovení vlastní tíhy konstrukce je použit Microsoft Excel a AutoCad 2018, ze kterého jsou odečteny plochy a jednotlivé tloušťky konstrukčních částí. Objemové tíhy materiálů jsou uvažovány dle ČSN EN 1991 – 1 – 1 [27].



Obrázek 1: Příčný řez mostovky

Tabulka 1: Vlastní tíha mostovky

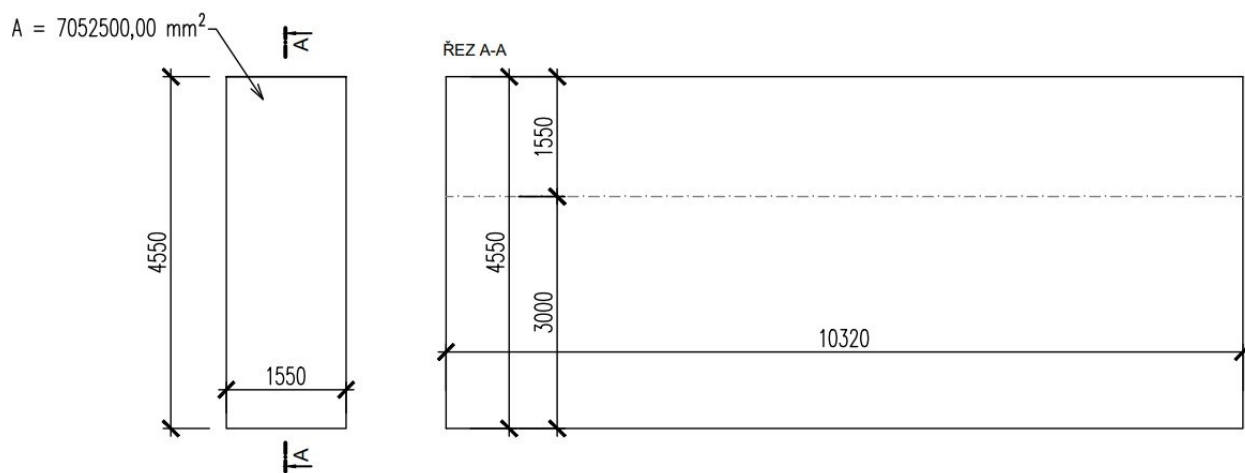
Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Tíha
G01 Příčel bez náběhů	$[m]$	$[m]$	$[m^2]$	$[kN/m^3]$	$[ks]$	$[kN]$
	9,23	10,32	10,12	25	1	2335,19
G02 Příčel s náběhy	4,61	10,32	5,99	25	2	3018,60



Obrázek 2: Křídlo mostu

Tabulka 2: Vlastní tíha křídla

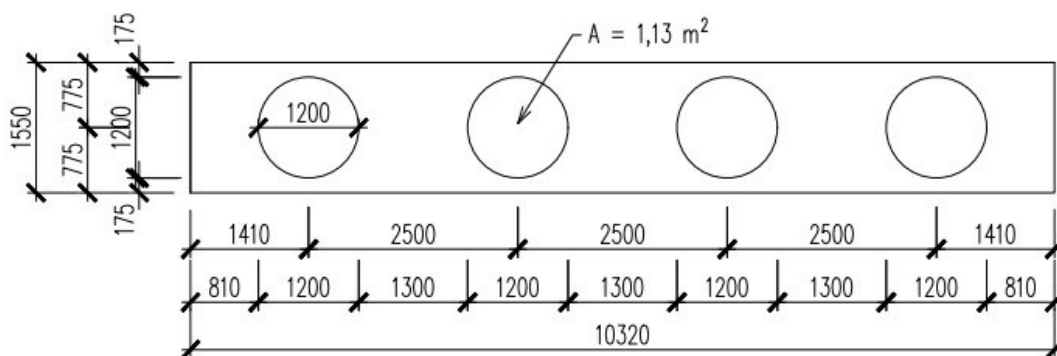
Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Tíha
	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[ks]	[kN]
G03 Křídlo	4,25	0,50	10,27	25	4	513,50



Obrázek 3: Opěra/stojka mostu

Tabulka 3: Vlastní tíha opěry

Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Tíha
G04 Opěra	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[ks]	[kN]
	1,55	10,32	7,05	25	2	3637,80



Obrázek 4: Rozložení pilot

Tabulka 4: Vlastní tíha pilot

Označení	Délka	Šířka	Plocha	Objemová tíha	Počet	Tíha
G05 Piloty O1	[m]	[m]	[m ²]	[kN/m ³]	[ks]	[kN]
	7,00	1,20	1,13	25	4	791,00
G06 Piloty O2	12,00	1,20	1,13	25	4	1356,00

Součet:

$$\Sigma G01+G02+G03+G04+G05+G06$$

$$\Sigma = 2335,19+3018,60+513,50+3637,80+791+1356$$

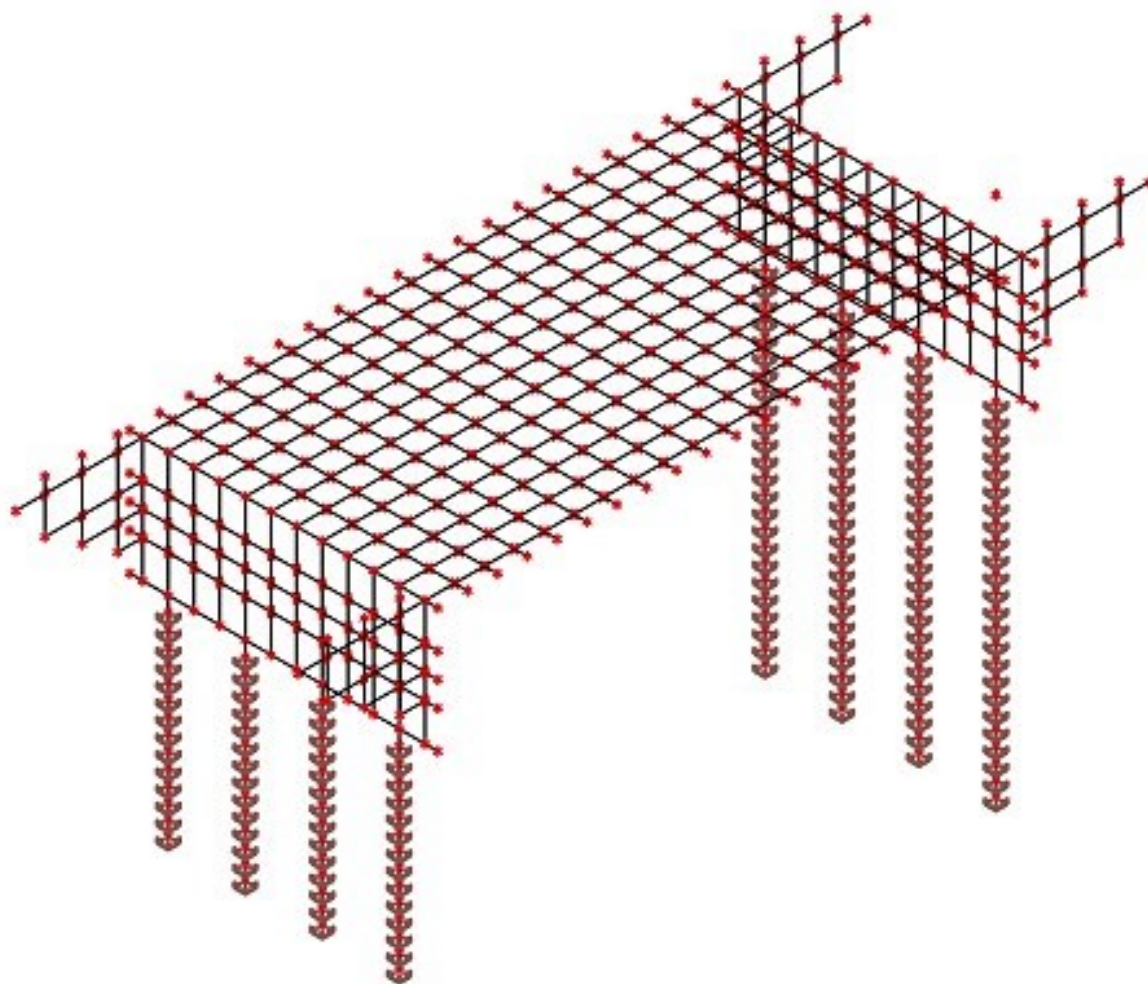
$$\Sigma = 11652,09 \text{ kN}$$

Vlastní tíha konstrukce mostu je dle ručního stanovení rovna hodnotě 11 652,09 kN.

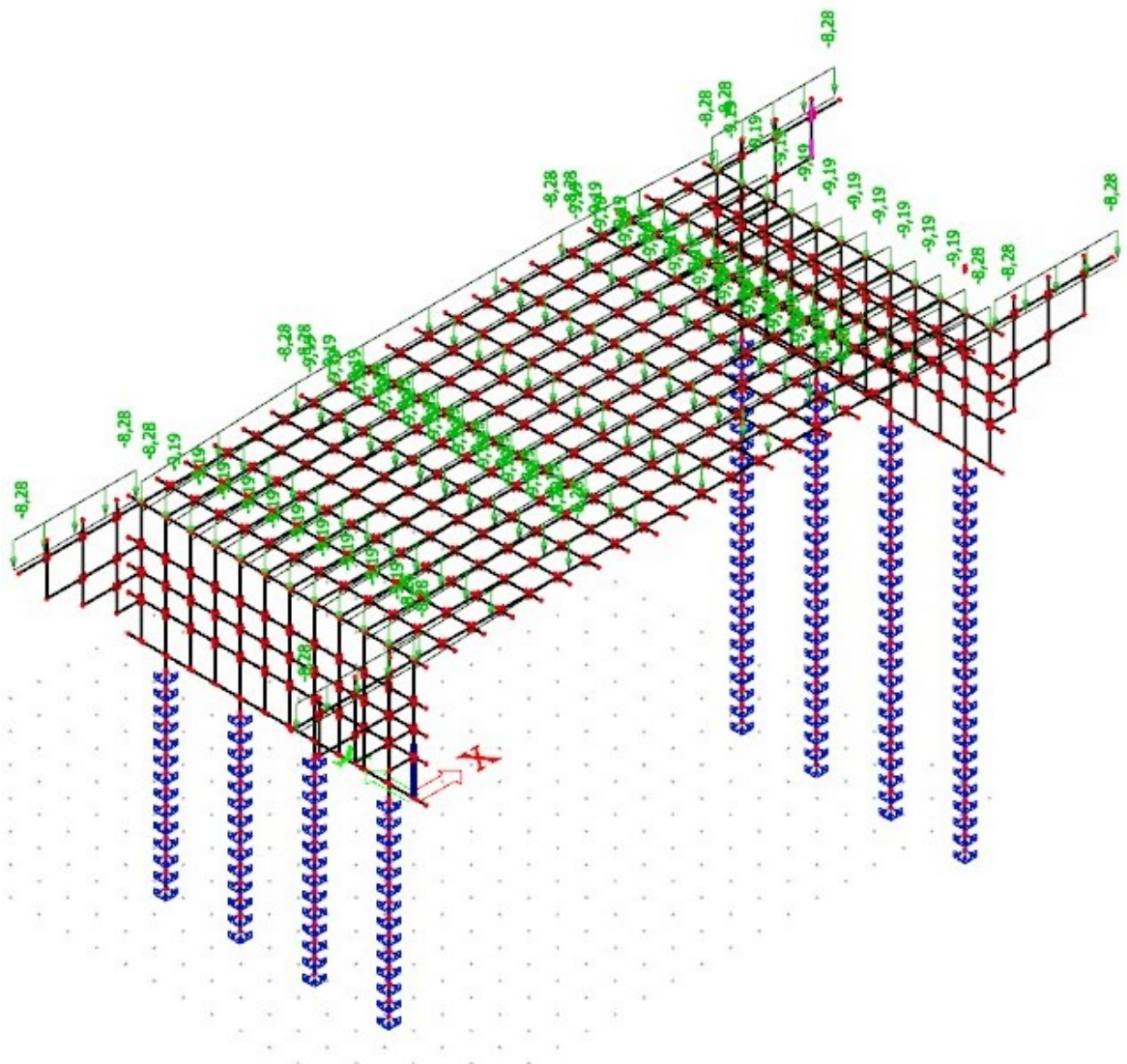
Příloha P.2

Pro vykreslení zadaných zatěžovacích stavů je použit Scia Engineer 22.0.

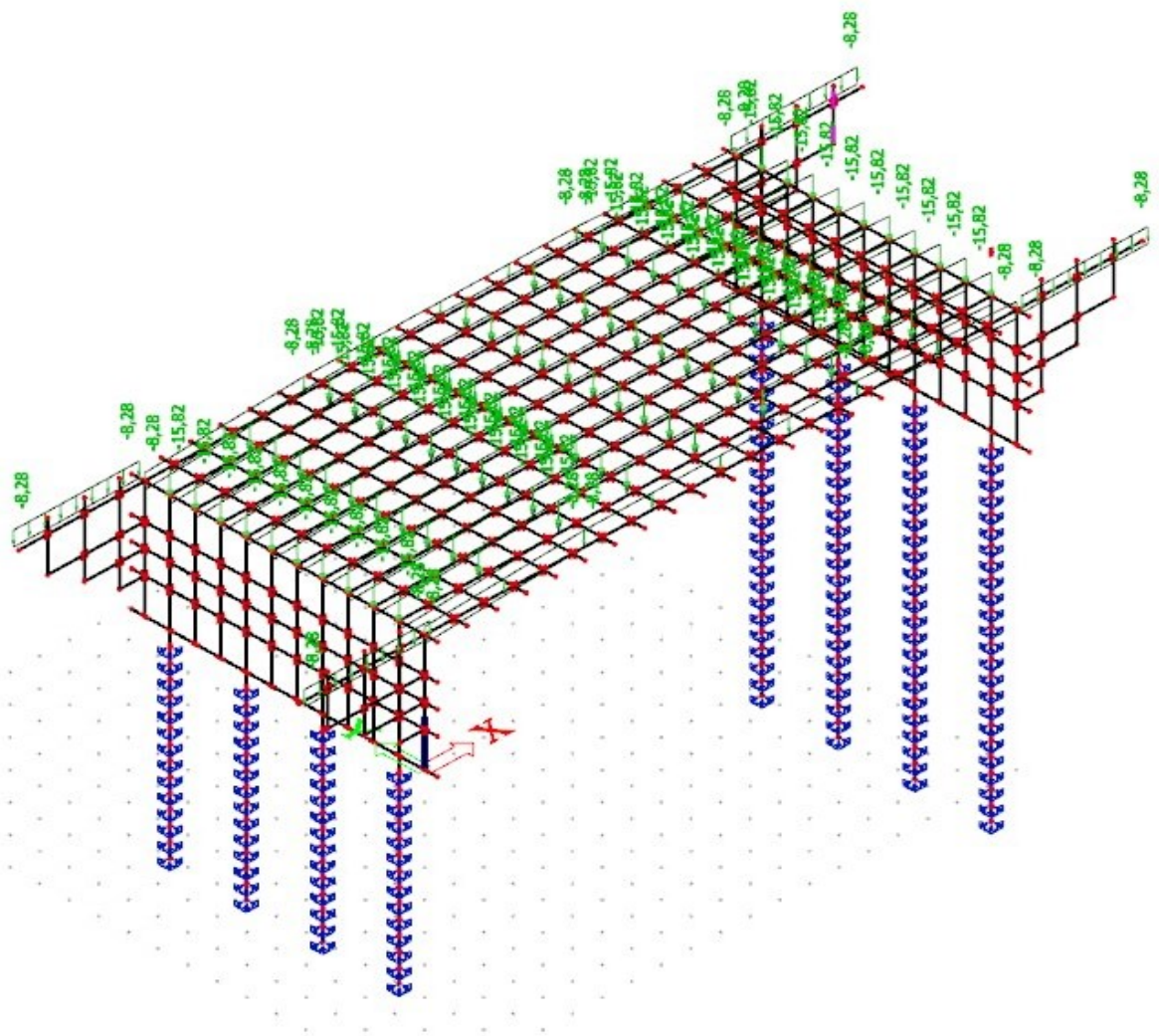
Obrázek 1: Vlastní tíha	2
Obrázek 2: Ostatní stálé zatížení (-30%)	3
Obrázek 3: Ostatní stálé zatížení (+30%)	4
Obrázek 4: Zemní tlak bez přitížení od dopravy	5
Obrázek 5: Zemní tlak s přitížením od dopravy	6
Obrázek 6: Modifikovaný zemní tlak	7
Obrázek 7: Rovnoměrné ohřátí	7
Obrázek 8: Rovnoměrné ochlazení	8
Obrázek 9: Nerovnoměrné oteplení	9
Obrázek 10: Nerovnoměrné ochlazení	10
Obrázek 11: Schéma příčného uspořádání sil od dopravy LM71	11
Obrázek 12: Podélné uspořádání gr11_1 - schéma	11
Obrázek 13: gr11_1	11
Obrázek 14: Podélné uspořádání gr11_2 - schéma	12
Obrázek 15: gr11_2	12
Obrázek 16: Podélné uspořádání gr12_1 - schéma	12
Obrázek 17: gr12_1	13
Obrázek 18: Podélné uspořádání gr12_2 - schéma	13
Obrázek 19: gr12_2	13
Obrázek 20: Podélné uspořádání gr21_1 - schéma	14
Obrázek 21: gr21_1	14
Obrázek 22: Podélné uspořádání gr21_2 - schéma	14
Obrázek 23: gr21_2	15
Obrázek 24: Podélné uspořádání gr21_3 - schéma	15
Obrázek 25: gr21_3	15
Obrázek 26: Podélné uspořádání gr21_4 - schéma	16
Obrázek 27: gr21_4	16
Obrázek 28: Podélné uspořádání gr22_1 - schéma	17
Obrázek 29: gr22_1	17
Obrázek 30: Podélné uspořádání gr22_2 - schéma	17
Obrázek 31: gr22_2	18
Obrázek 32: Podélné uspořádání gr22_3 - schéma	18
Obrázek 33: gr22_3	19
Obrázek 34: Podélné uspořádání gr22_4 - schéma	19
Obrázek 35: gr22_4	20
Obrázek 36: Smrštění v čase uvedení do provozu	20
Obrázek 37: Smrštění na konci životnosti	21



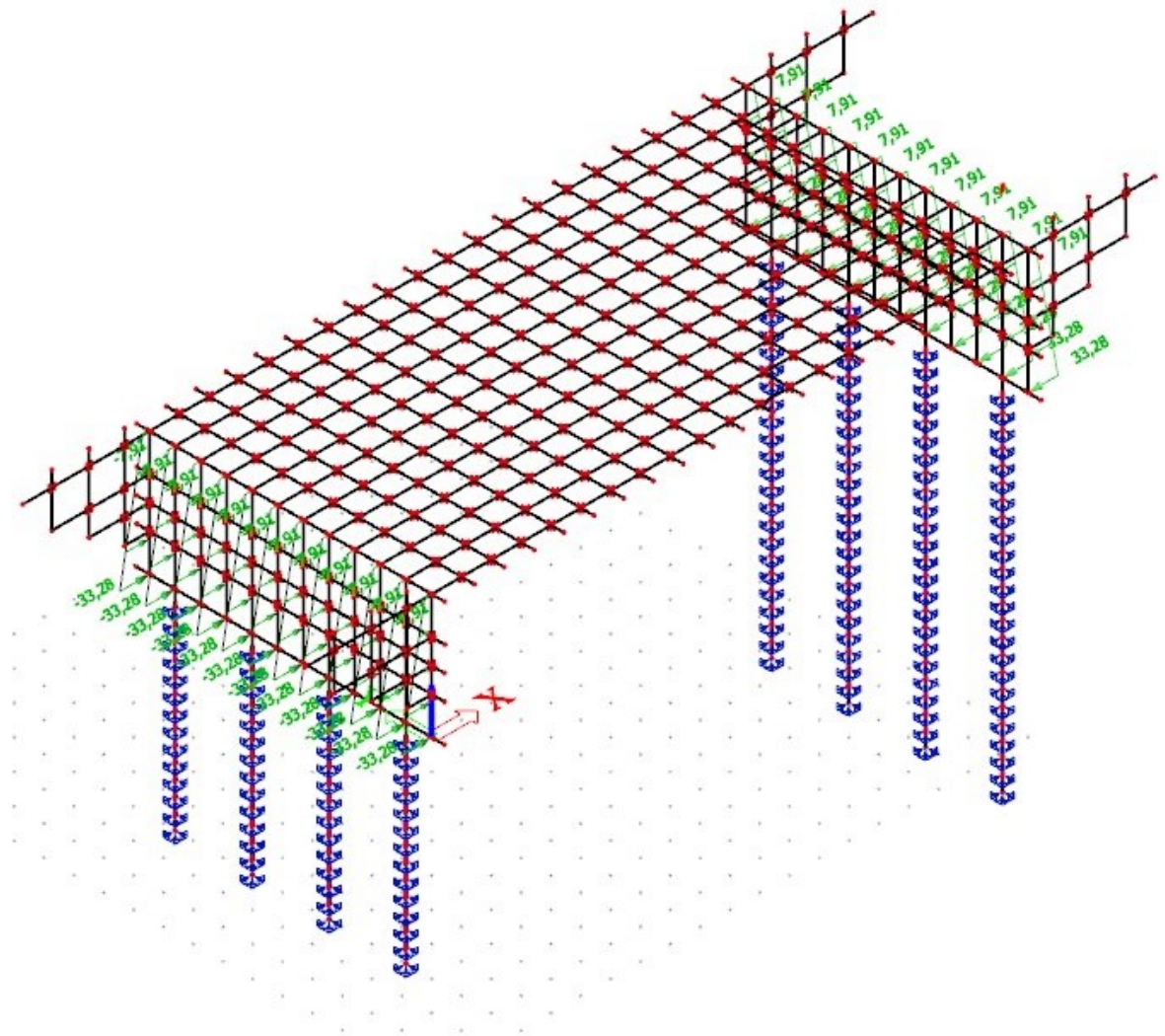
Obrázek 1: Vlastní tíha



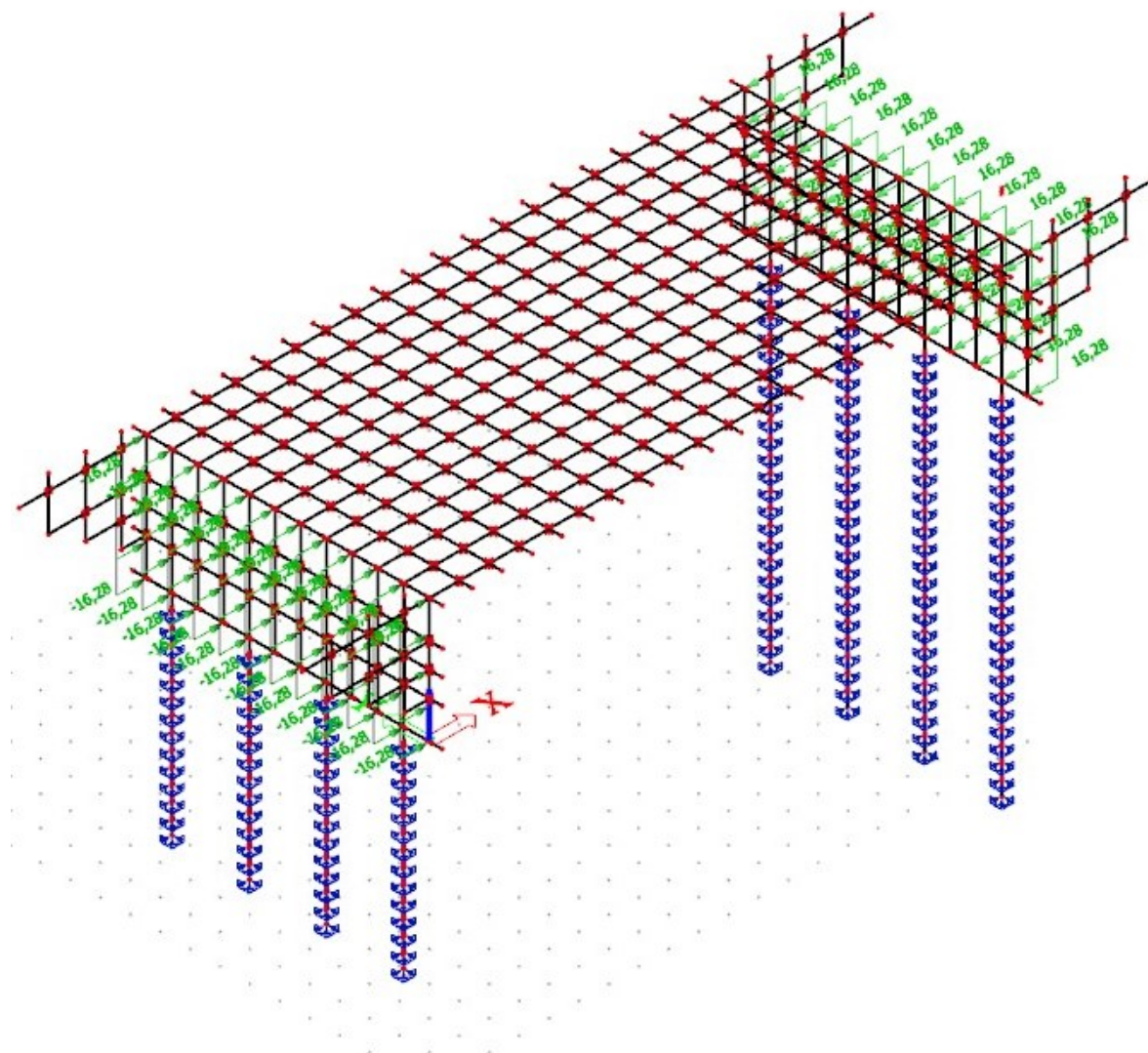
Obrázek 2: Ostatní stálé zatížení (-30%)



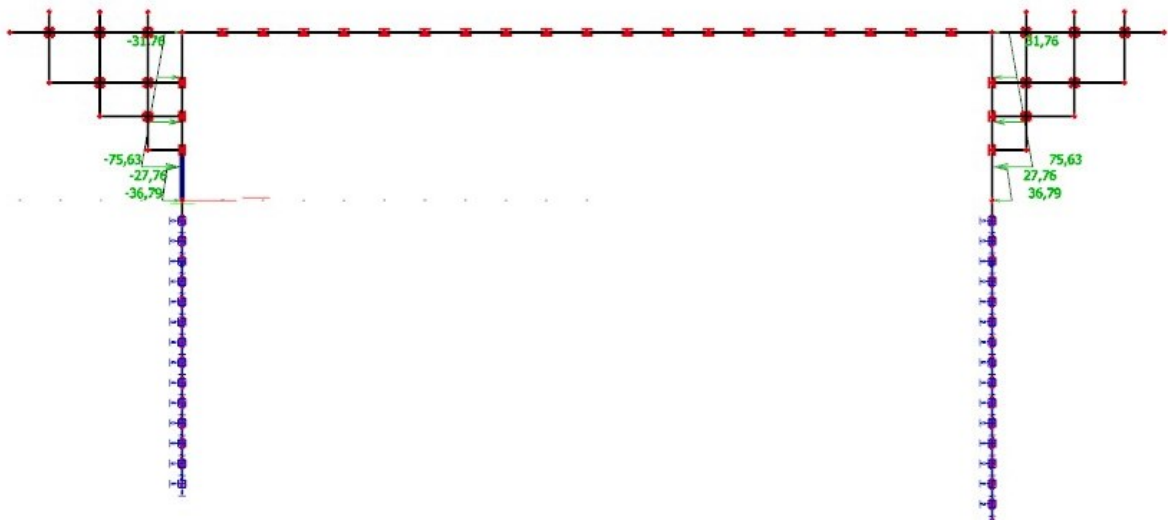
Obrázek 3: Ostatní stálé zatížení (+30%)



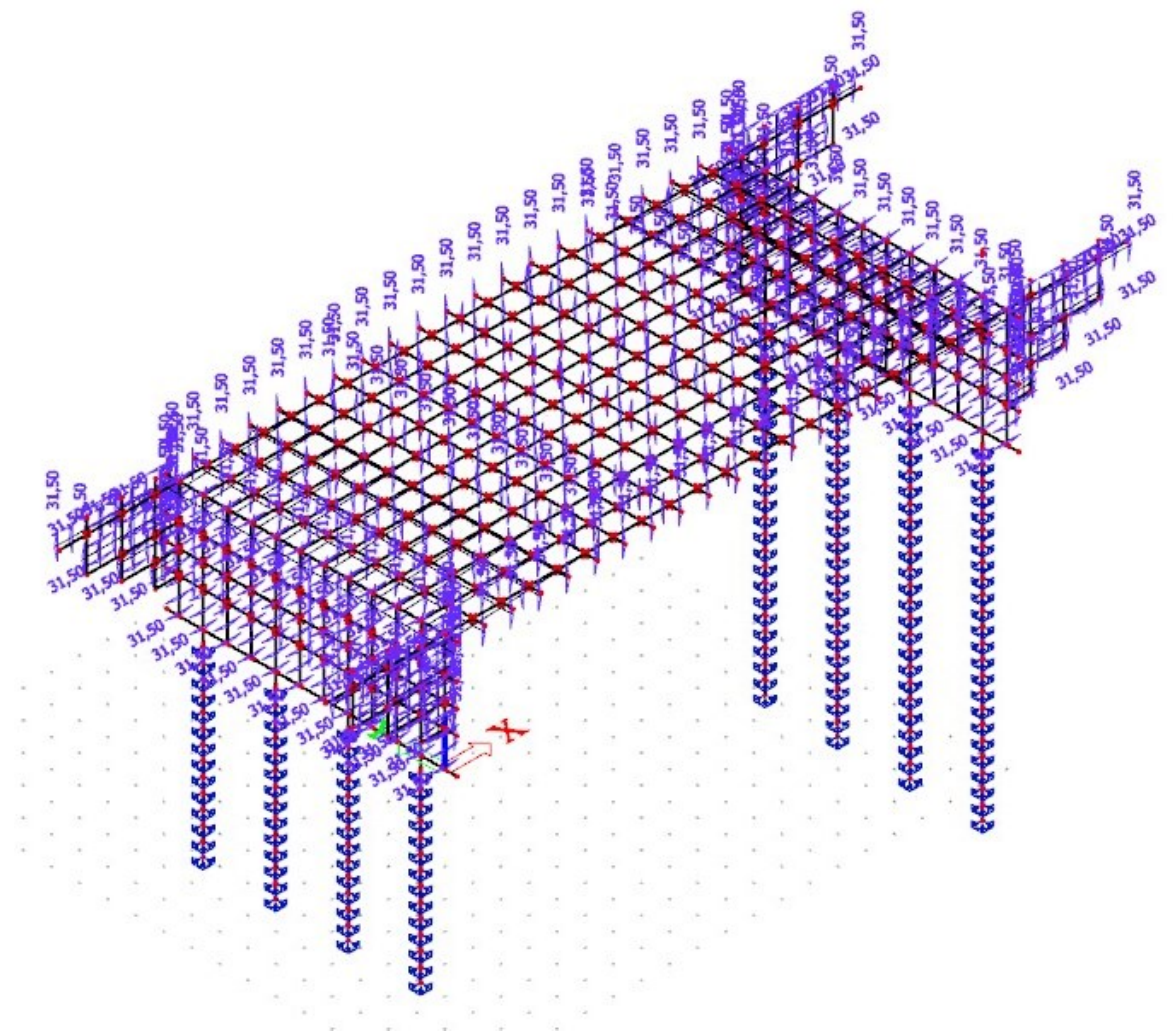
Obrázek 4: Zemní tlak bez přitížení od dopravy



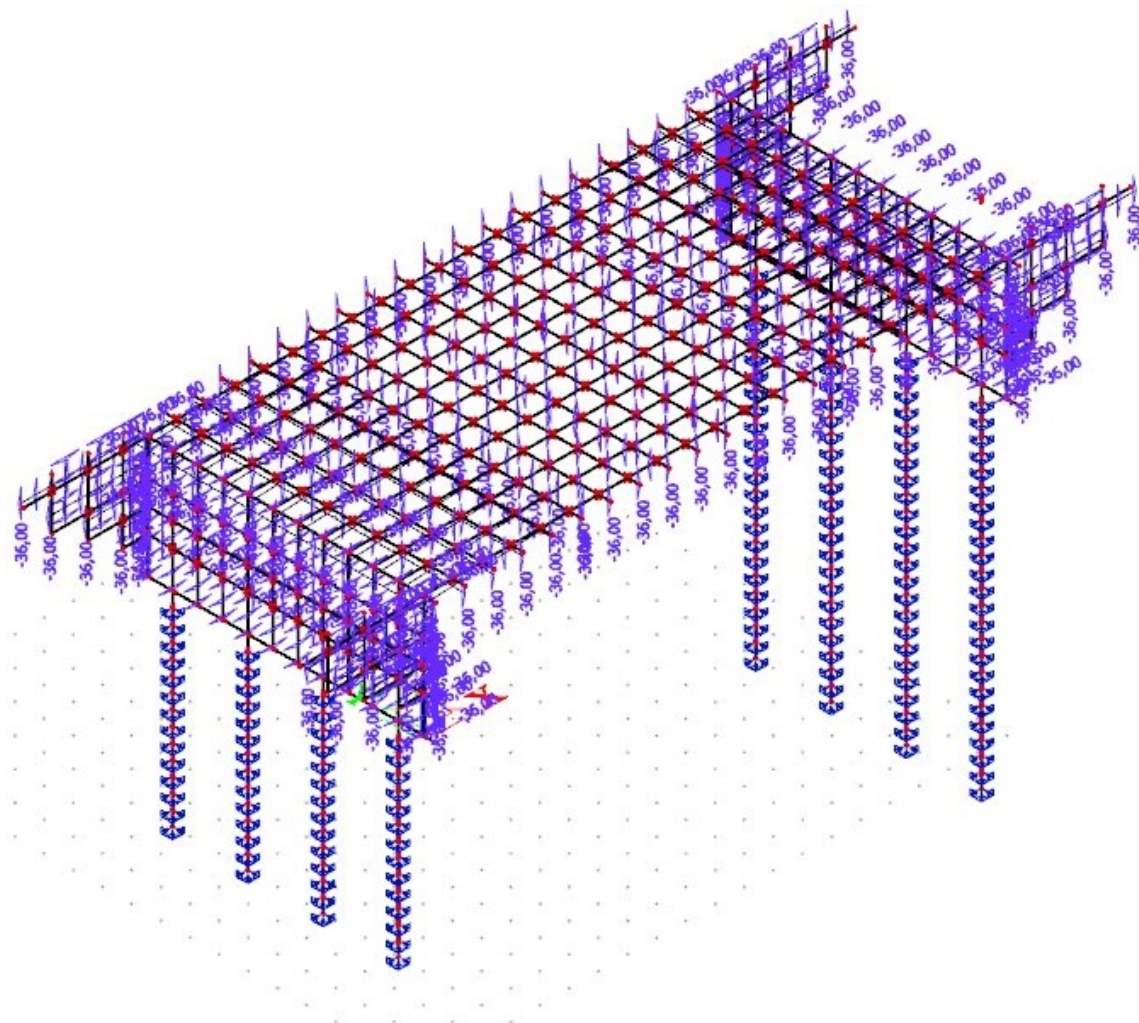
Obrázek 5: Zemní tlak s přitžením od dopravy



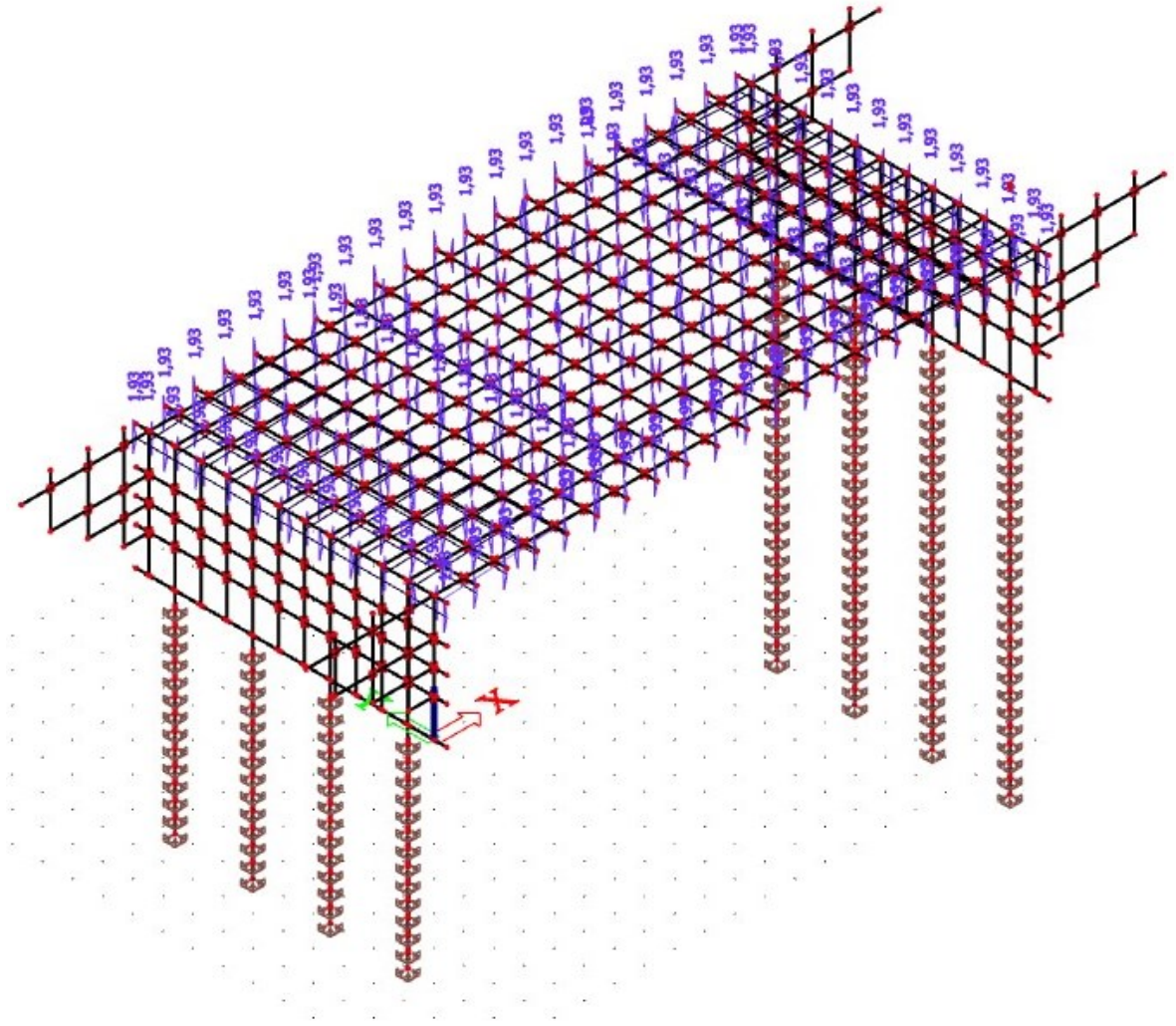
Obrázek 6: Modifikovaný zemní tlak



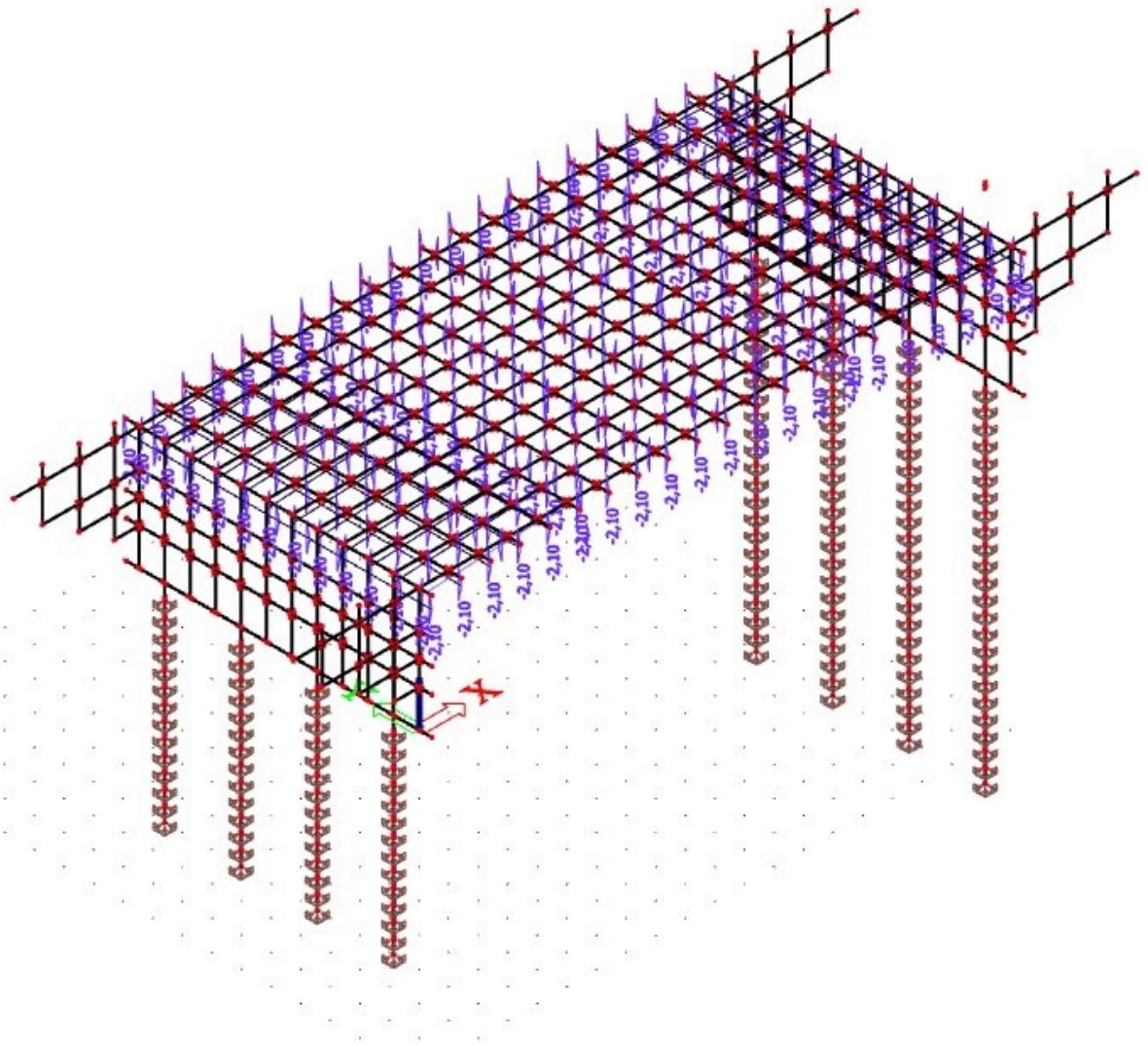
Obrázek 7: Rovnoměrné ohřátí



Obrázek 8: Rovnoměrné ochlazení

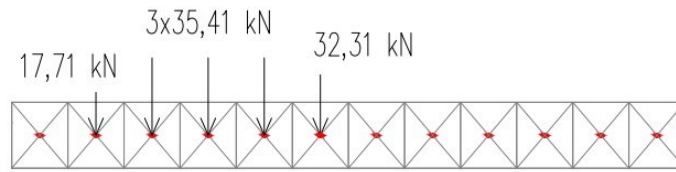


Obrázek 9: Nerovnoměrné oteplení

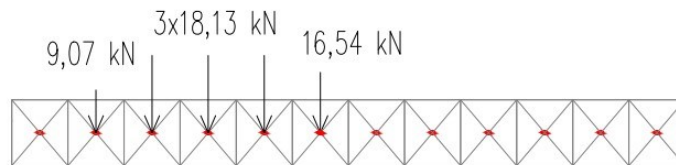


Obrázek 10: Nerovnoměrné ochlazení

Rozložení příčného zatížení LM71 pro Q_{vk}

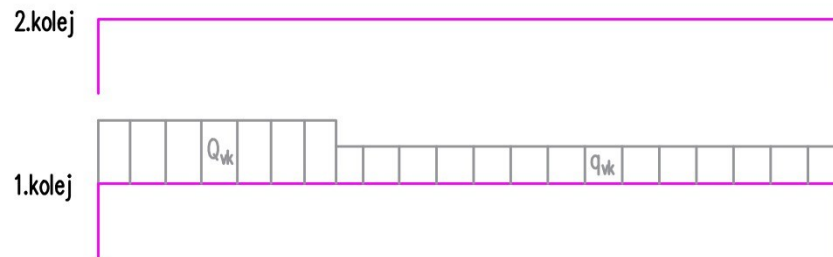


Rozložení příčného zatížení LM71 pro q_{vk}

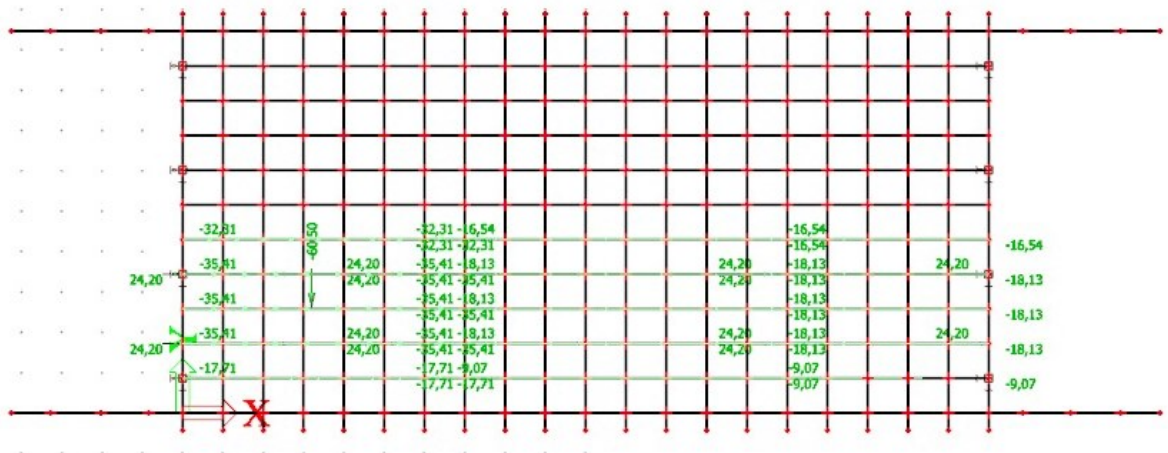


Obrázek 11: Schéma příčného uspořádání sil od dopravy LM71

gr11_1
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

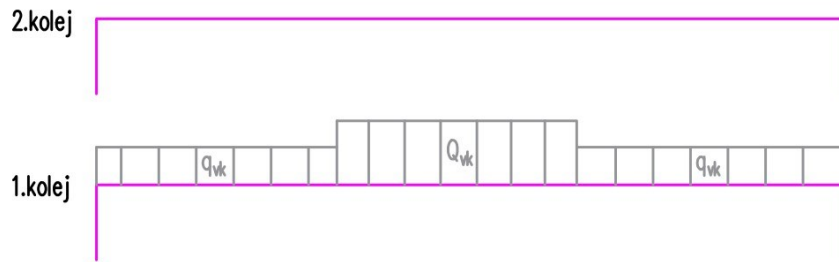


Obrázek 12: Podélné uspořádání gr11_1 - schéma

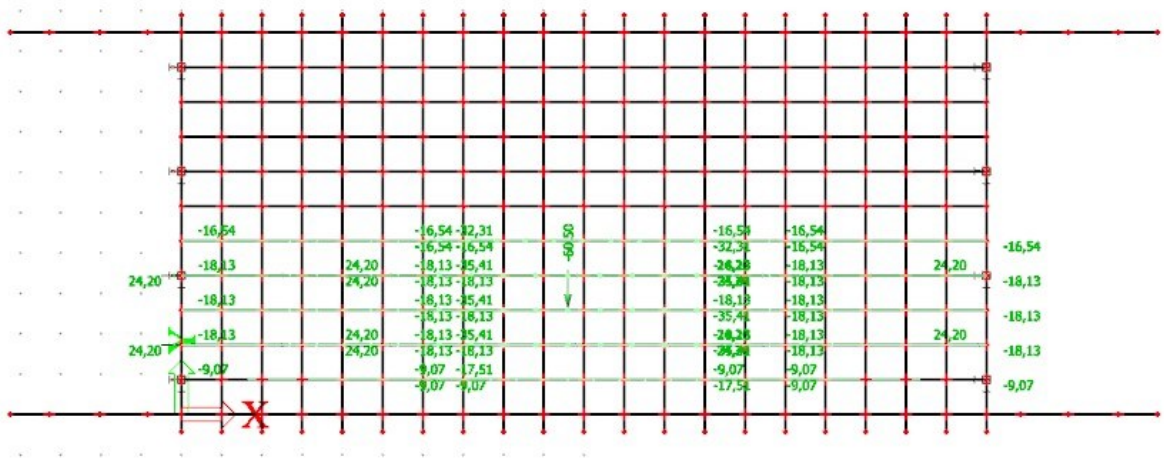


Obrázek 13: gr11_1

gr11_2
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

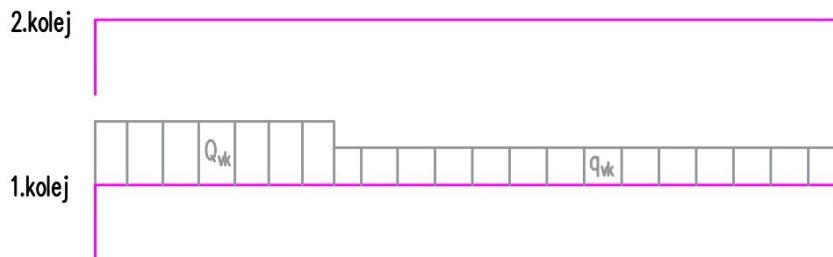


Obrázek 14: Podélné uspořádání gr11_2 - schéma



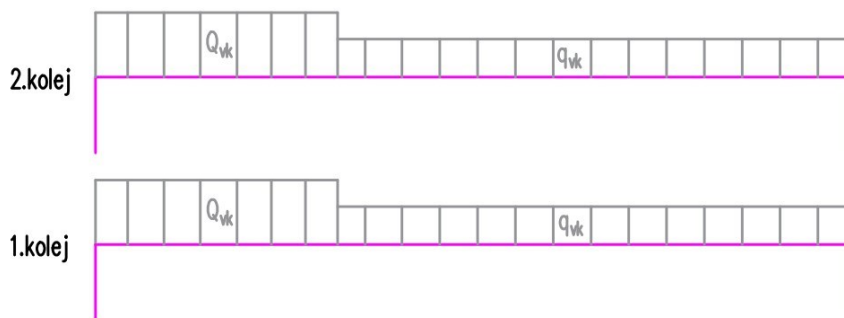
Obrázek 15: gr11_2

gr12_1
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 50 %
 -Boční ráz: 100 %

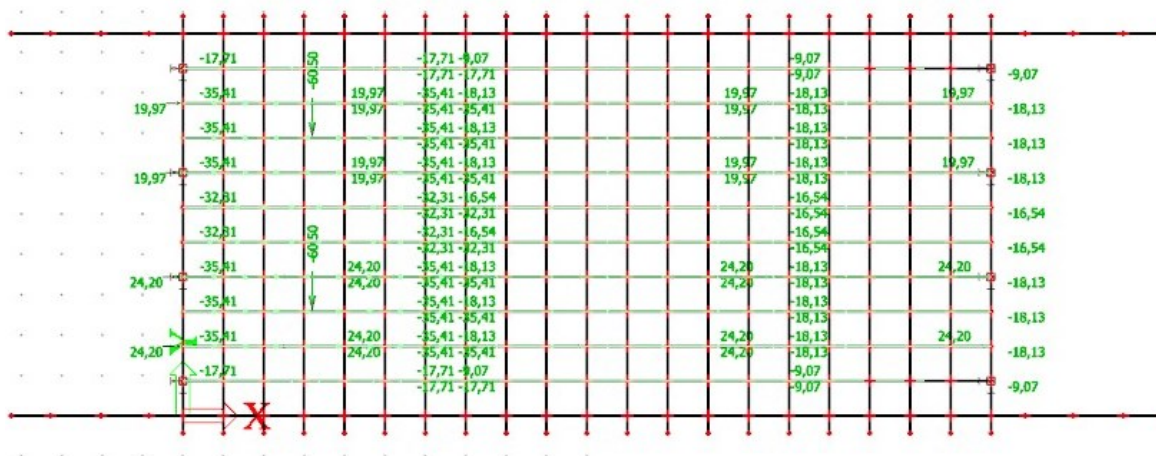


Obrázek 16: Podélné uspořádání gr12_1 - schéma

gr21_1
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

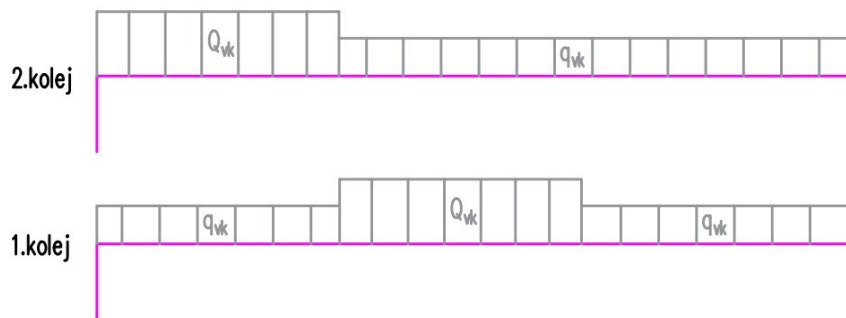


Obrázek 20: Podélné uspořádání gr21_1 - schéma

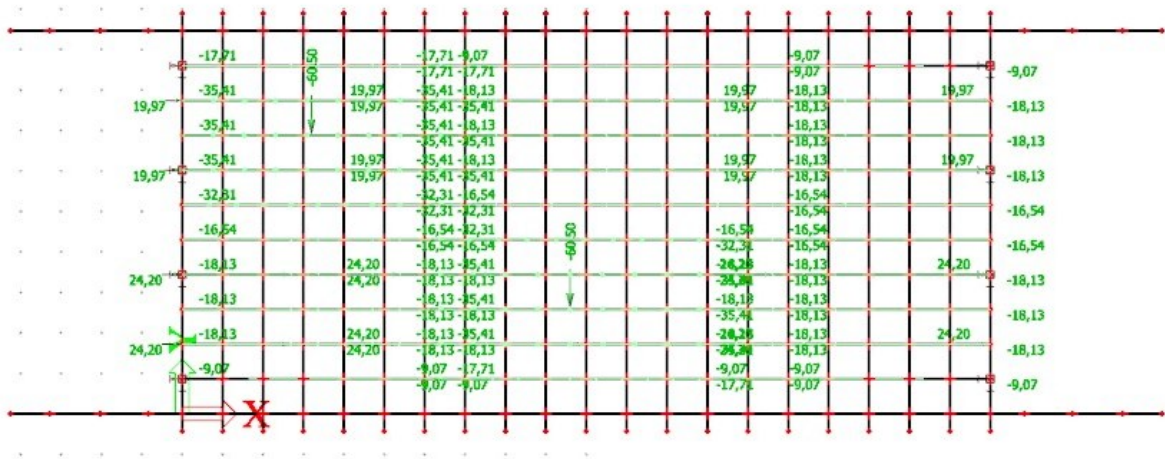


Obrázek 21: gr21_1

gr21_2
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

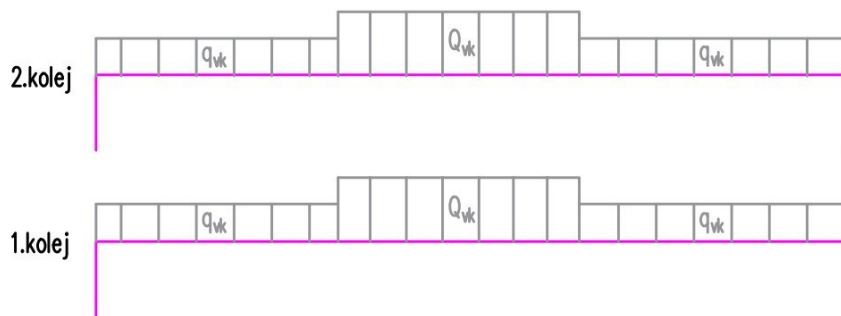


Obrázek 22: Podélné uspořádání gr21_2 - schéma

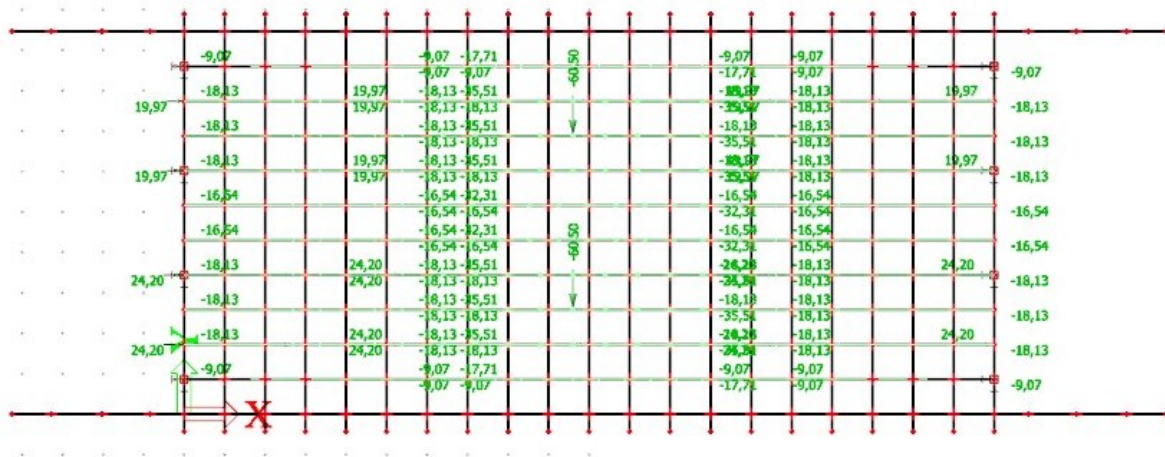


Obrázek 23: gr21_2

gr21_3
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

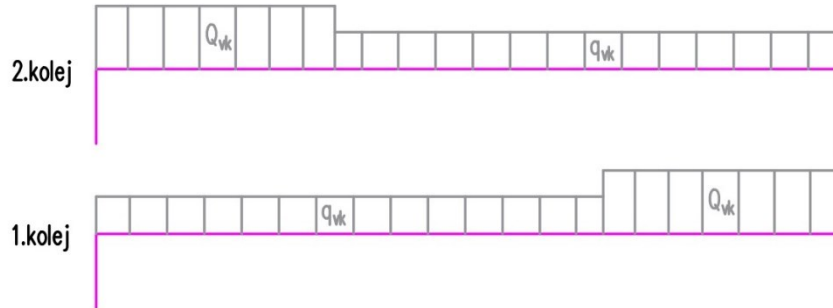


Obrázek 24: Podélné uspořádání gr21_3 - schéma

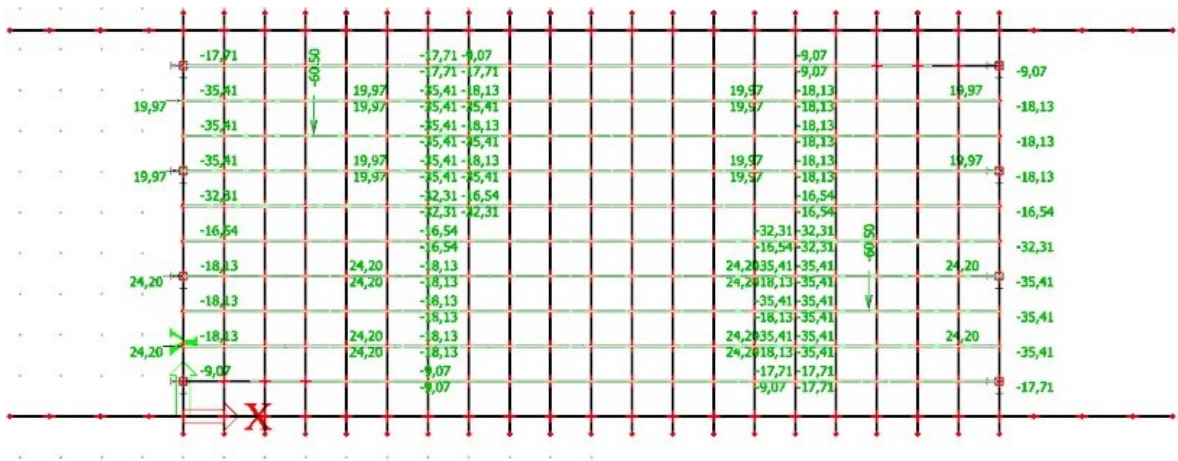


Obrázek 25: gr21_3

gr21_4
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 100 %
 -Boční ráz: 50 %

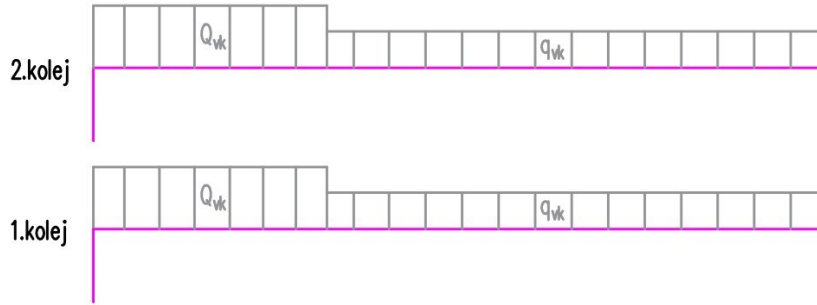


Obrázek 26: Podélné uspořádání gr21_4 - schéma

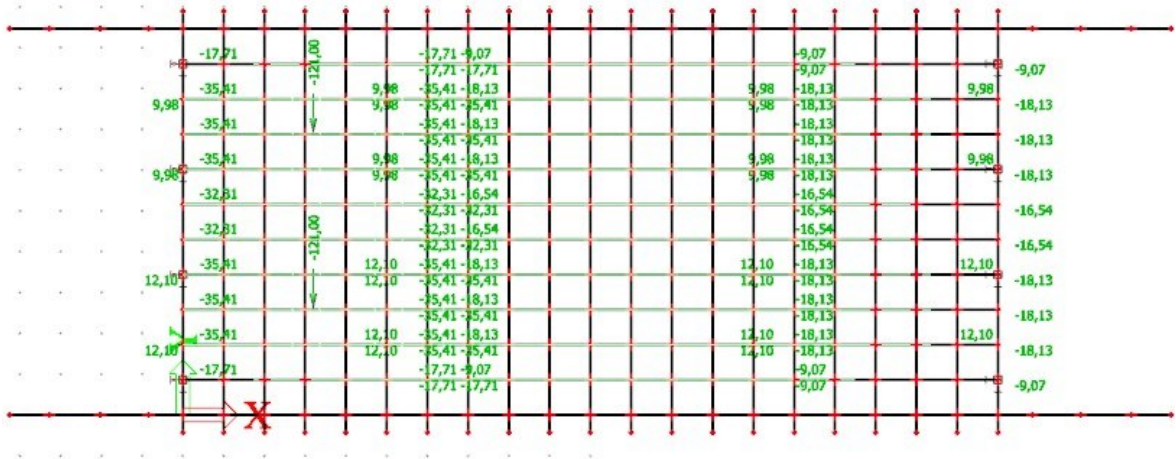


Obrázek 27: gr21_4

gr22_1
 -LM71 100 %
 -Brzděné a rozjezdové síly 50 %
 -Boční ráz: 100 %

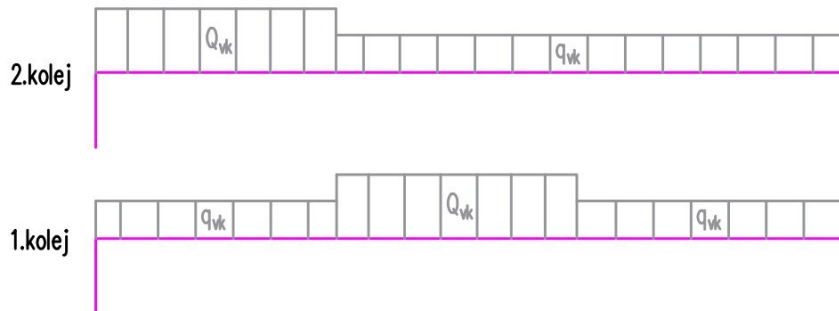


Obrázek 28: Podélné uspořádání gr22_1 - schéma

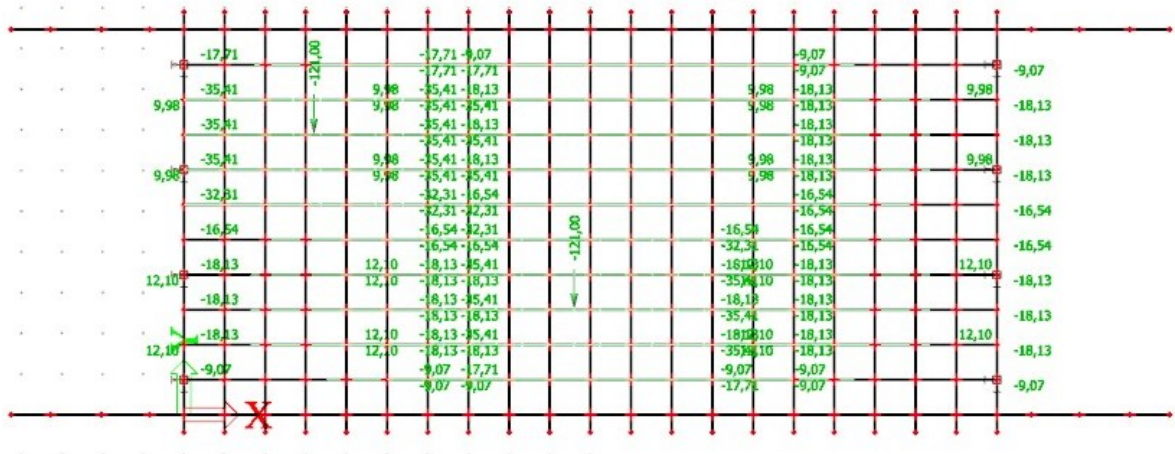


Obrázek 29: gr22_1

gr22_2
 -LM71 100 %
 -Brzděné a rozjezdové síly 50 %
 -Boční ráz: 100 %

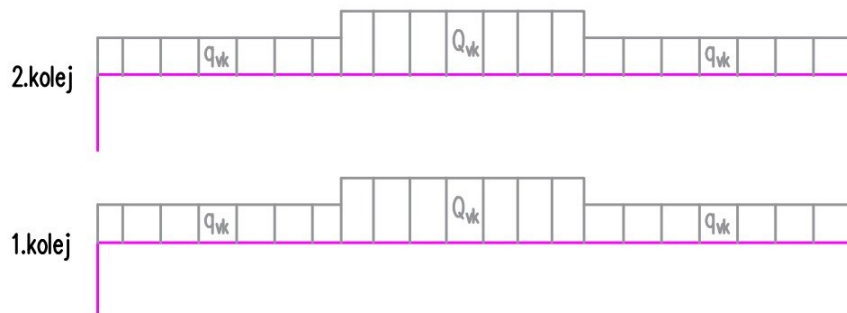


Obrázek 30: Podélné uspořádání gr22_2 - schéma

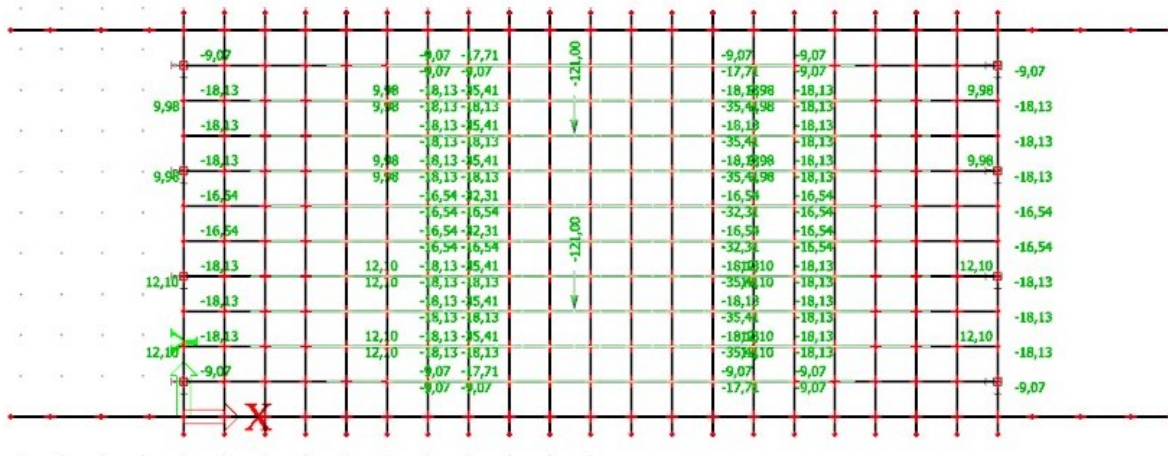


Obrázek 31: gr22_2

gr22_3
 -LM71 100 %
 -Brzdné a rozjezdové síly 50 %
 -Boční ráz: 100 %

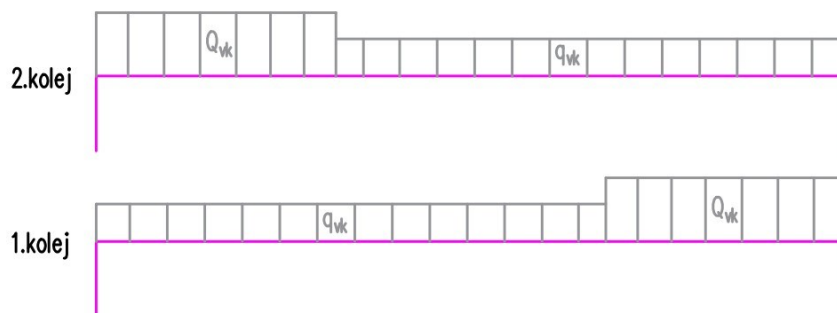


Obrázek 32: Podélné uspořádání gr22_3 - schéma

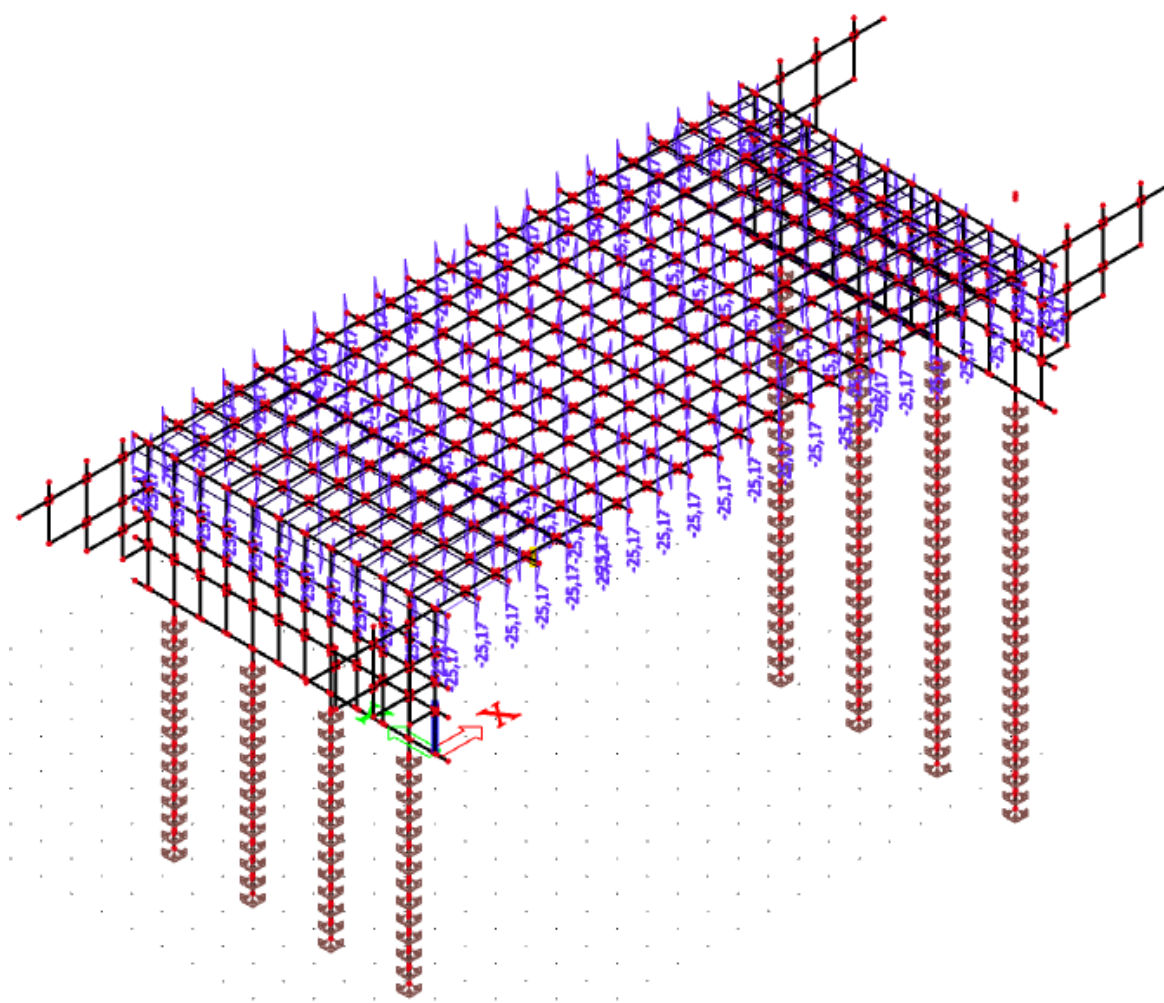


Obrázek 33: gr22_3

gr22_4
 -LM71 100 %
 -Brzděné a rozjezdové síly 50 %
 -Boční ráz: 100 %



Obrázek 34: Podélné uspořádání gr22_4 - schéma



Obrázek 37: Smrštění na konci životnosti

Příloha P.3

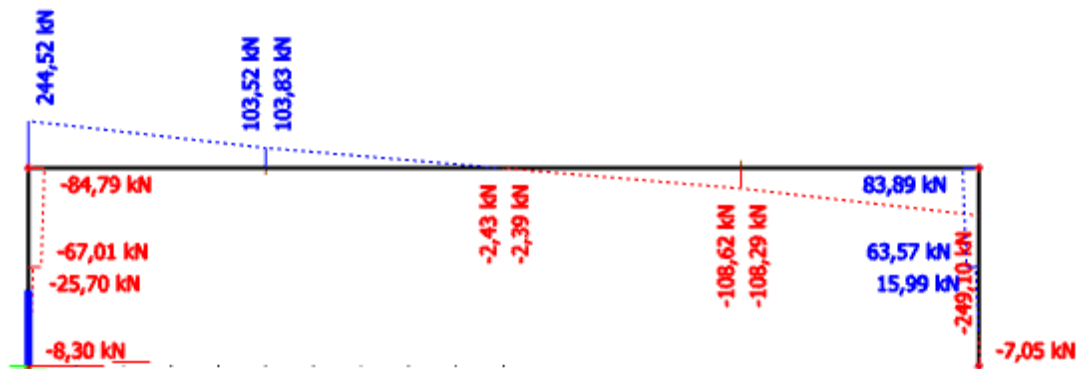
Pro vykreslení průběhu vnitřních sil působících v konstrukci je použit Scia Engineer 22.0.

Obrázek 1: Normálová síla N - vlastní tíha	3
Obrázek 2: Posouvající síla V - vlastní tíha.....	3
Obrázek 3: Ohybový moment M - vlastní tíha	3
Obrázek 4: Normálová síla N - ostatní stálé zatížení (-30%)	3
Obrázek 5: Posouvající síla V - ostatní stálé zatížení (-30%).....	4
Obrázek 6: Ohybový moment M - ostatní stálé zatížení (-30%)	4
Obrázek 7: Normálová síla N - ostatní stálé zatížené (+30%).....	4
Obrázek 8: Posouvající síla V - ostatní stálé zatížené (+30%)	5
Obrázek 9: Ohybový moment M - ostatní stálé zatížené (+30%).....	5
Obrázek 10: Normálová síla N - zemní tlak bez přitížení od dopravy	5
Obrázek 11: Posouvající síla V - zemní tlak bez přitížení od dopravy.....	6
Obrázek 12: Ohybový moment M - zemní tlak bez přitížení od dopravy	6
Obrázek 13: Normálová síla N - zemní tlak s přitížením od dopravy	6
Obrázek 14: Posouvající síla V - zemní tlak s přitížením od dopravy	6
Obrázek 15: Ohybový moment M - zemní tlak s přitížením od dopravy	7
Obrázek 16: Normálová síla N - modifikovaný zemní tlak.....	7
Obrázek 17: Posouvající síla V - modifikovaný zemní tlak	7
Obrázek 18: Ohybový moment M - modifikovaný zemní tlak.....	7
Obrázek 19: Normálová síla N – teplota	8
Obrázek 20: Posouvající síla V - teplota	8
Obrázek 21: Ohybový moment M – teplota	8
Obrázek 22: Normálová síla N - gr11_1	9
Obrázek 23: Posouvající síla V - gr11_1	9
Obrázek 24: Ohybový moment M - gr11_1.....	9
Obrázek 25: Normálová síla N - gr11_2.....	10
Obrázek 26: Posouvající síla V - gr11_2	10
Obrázek 27: Ohybový moment M - gr11_2.....	10
Obrázek 28: Normálová síla N - gr12_1	11
Obrázek 29: Posouvající síla V - gr12_1	11
Obrázek 30: Ohybový moment M - gr12_1.....	11
Obrázek 31: Normálová síla N - gr12_2.....	12
Obrázek 32: Posouvající síla V - gr12_2	12
Obrázek 33: Ohybový moment M - gr12_2.....	12
Obrázek 34: Normálová síla N - gr21_1	13
Obrázek 35: Posouvající síla V - gr21_1	13
Obrázek 36: Ohybový moment M - gr21_1.....	13
Obrázek 37: Normálová síla N - gr21_2.....	14
Obrázek 38: Posouvající síla V - gr21_2	14
Obrázek 39: Ohybový moment M - gr21_2.....	14
Obrázek 40: Normálová síla N - gr21_3.....	15
Obrázek 41: Posouvající síla V- gr21_3	15

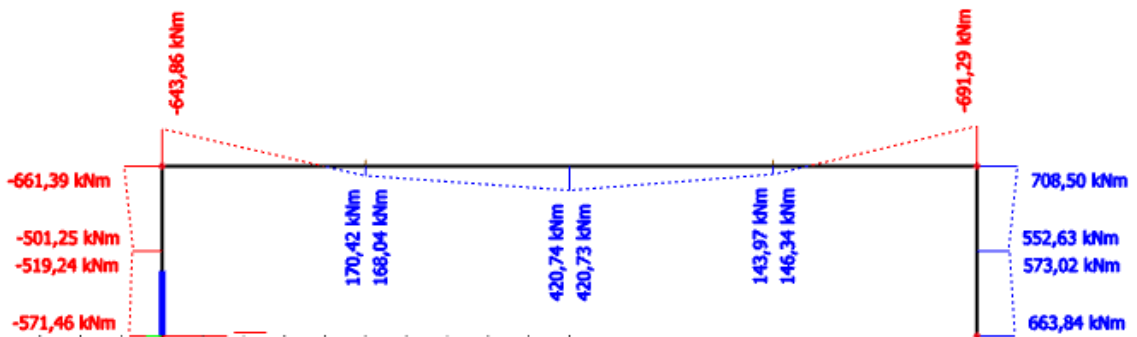
Obrázek 42: Ohybový moment M- gr21_3.....	15
Obrázek 43: Normálová síla N- gr21_4.....	16
Obrázek 44: Posouvající síla V- gr21_4.....	16
Obrázek 45: Ohybový moment M - gr21_4.....	16
Obrázek 46: Normálová síla N- gr22_1.....	17
Obrázek 47: Posouvající síla V - gr22_1.....	17
Obrázek 48: Ohybový moment M - gr22_1.....	17
Obrázek 49: Normálová síla N- gr22_2.....	18
Obrázek 50: Posouvající síla V - gr22_2.....	18
Obrázek 51: Ohybový moment M - gr22_2.....	18
Obrázek 52: Normálová síla N – gr22_3.....	19
Obrázek 53: Posouvající síla V – gr22_3.....	19
Obrázek 54: Ohybový moment M - gr22_3.....	19
Obrázek 55: Normálová síla N – gr22_4.....	19
Obrázek 56: Posouvající síla V - gr22_4.....	20
Obrázek 57: Ohybový moment M – gr22_4.....	20
Obrázek 58: Normálová síla N - smrštění betonu v čase uvedení do provozu.....	20
Obrázek 59: Posouvající síla V - smrštění betonu v čase uvedení do provozu.....	21
Obrázek 60: Ohybový moment M - smrštění betonu v čase uvedení do provozu.....	21
Obrázek 61: Normálová síla N - smrštění betonu na konci životnosti.....	21
Obrázek 62: Posouvající síla V - smrštění betonu na konci životnosti.....	22
Obrázek 63: Ohybový moment M - smrštění betonu na konci životnosti.....	22
Obrázek 64: Normálová síla N - 6.10a.....	22
Obrázek 65: Posouvající síla V - 6.10a.....	22
Obrázek 66: Ohybový moment - 6.10a.....	23
Obrázek 67: Normálová síla N - 6.10b.....	23
Obrázek 68: Posouvající síla V - 6.10b.....	23
Obrázek 69: Ohybový moment M - 6.10b.....	24
Obrázek 70: Normálová síla N - MSU.....	24
Obrázek 71: Posouvající síla V - MSU.....	24
Obrázek 72: Ohybový moment M – MSU.....	25
Obrázek 73: Normálová síla N – charakteristická kombinace.....	25
Obrázek 74: Posouvající síla V - charakteristická kombinace.....	25
Obrázek 75: Ohybový moment M - charakteristická kombinace.....	26
Obrázek 76: Normálová síla N - častá kombinace.....	26
Obrázek 77: Posouvající síla V - častá kombinace.....	26
Obrázek 78: Ohybový moment M - častá kombinace.....	27
Obrázek 79: Normálová síla N - kvazistálá kombinace.....	27
Obrázek 80: Posouvající síla V - kvazistálá kombinace.....	27
Obrázek 81: Ohybový moment M - kvazistálá kombinace.....	28



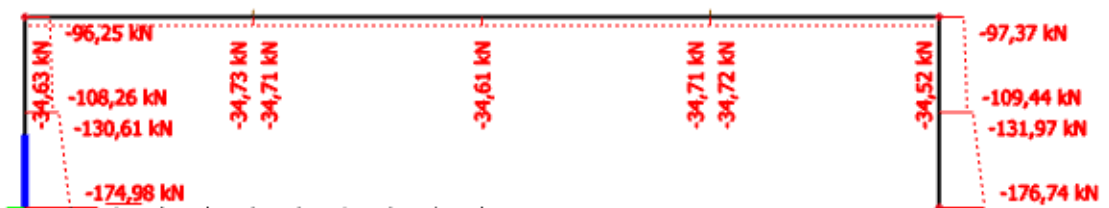
Obrázek 1: Normálová síla N - vlastní tíha



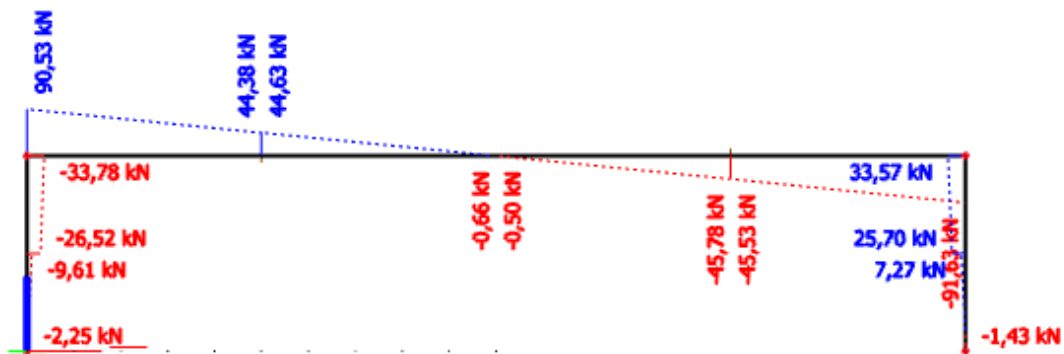
Obrázek 2: Posouvající síla V - vlastní tíha



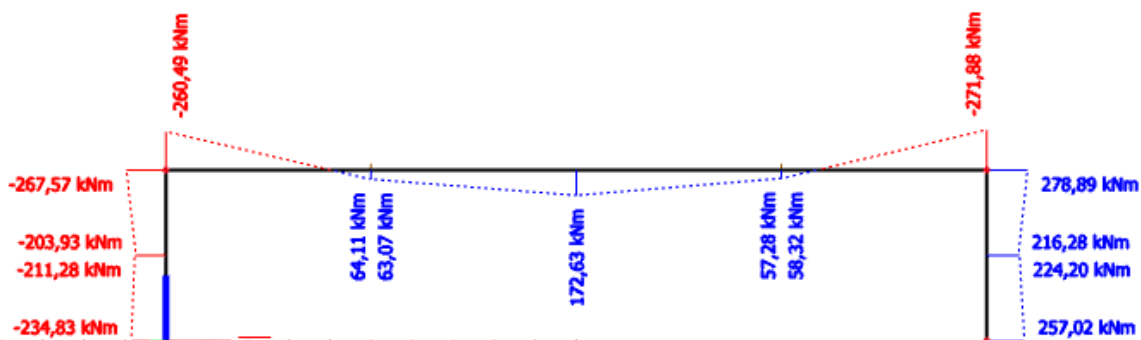
Obrázek 3: Ohybový moment M - vlastní tíha



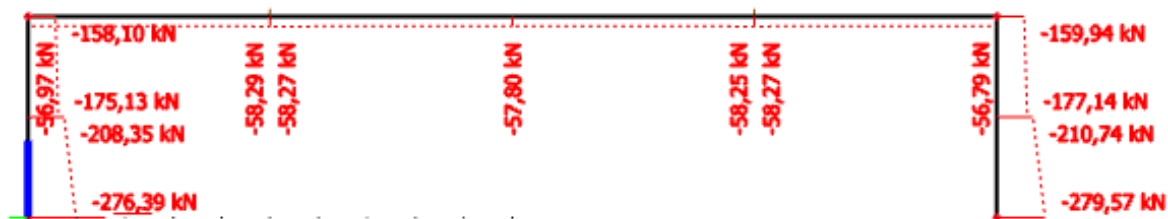
Obrázek 4: Normálová síla N - ostatní stálé zatížení (-30%)



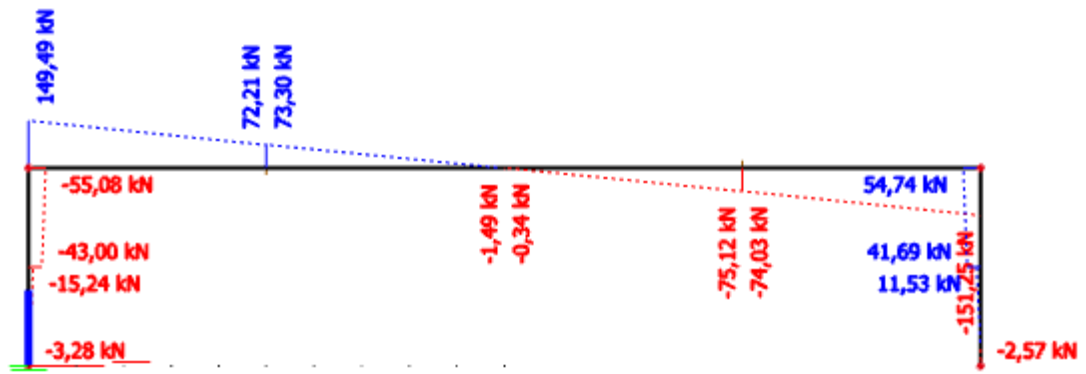
Obrázek 5: Posouvající síla V - ostatní stálé zatížení (-30%)



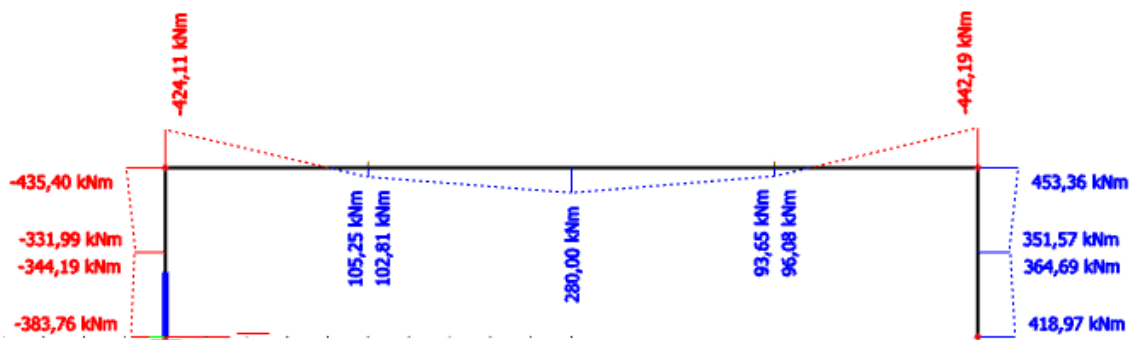
Obrázek 6: Ohybový moment M - ostatní stálé zatížení (-30%)



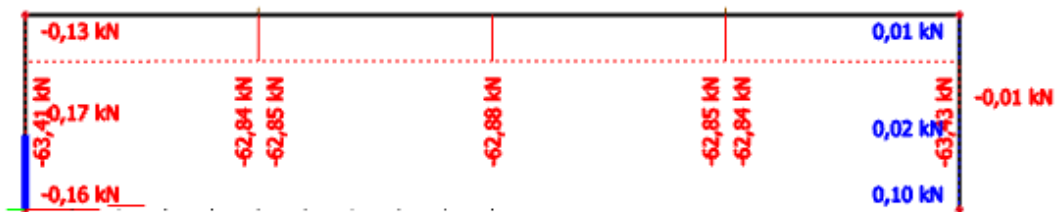
Obrázek 7: Normálová síla N - ostatní stálé zatížení (+30%)



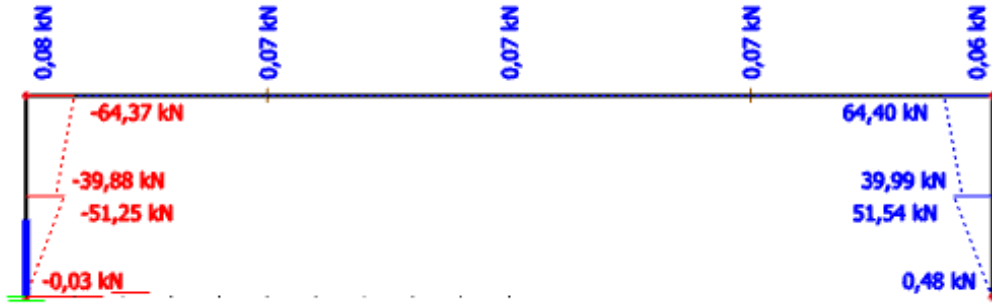
Obrázek 8: Posouvající síla V - ostatní stálé zatížení (+30%)



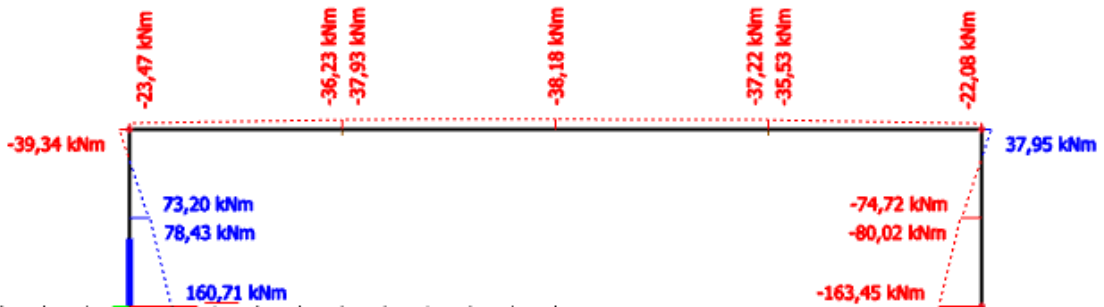
Obrázek 9: Ohybový moment M - ostatní stálé zatížení (+30%)



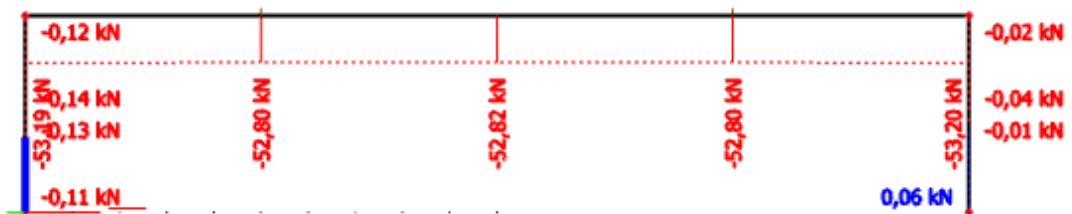
Obrázek 10: Normálová síla N - zemní tlak bez přitížení od dopravy



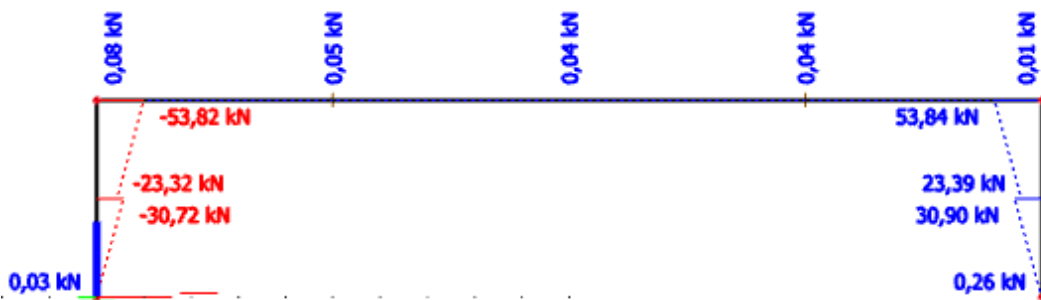
Obrázek 11: Posouvající síla V - zemní tlak bez přitížení od dopravy



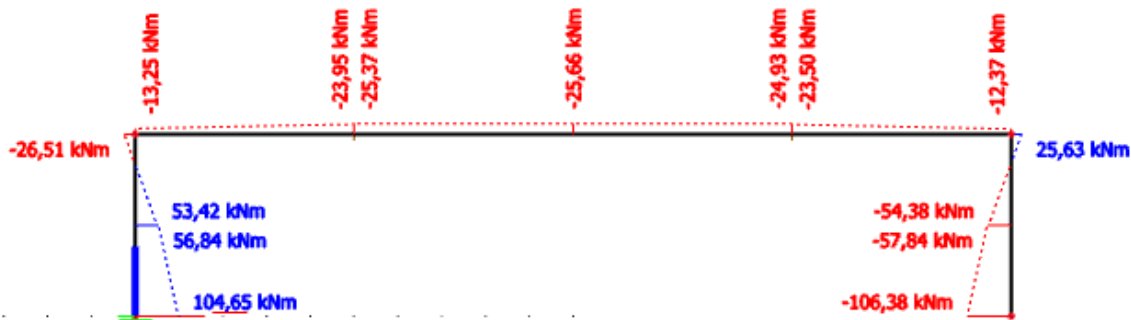
Obrázek 12: Ohybový moment M - zemní tlak bez přitížení od dopravy



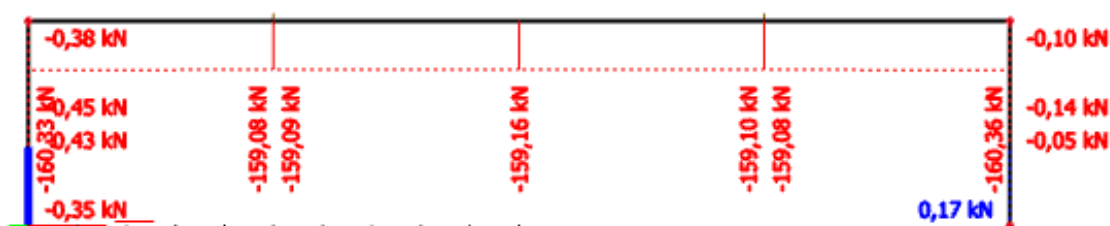
Obrázek 13: Normálová síla N - zemní tlak s přitížením od dopravy



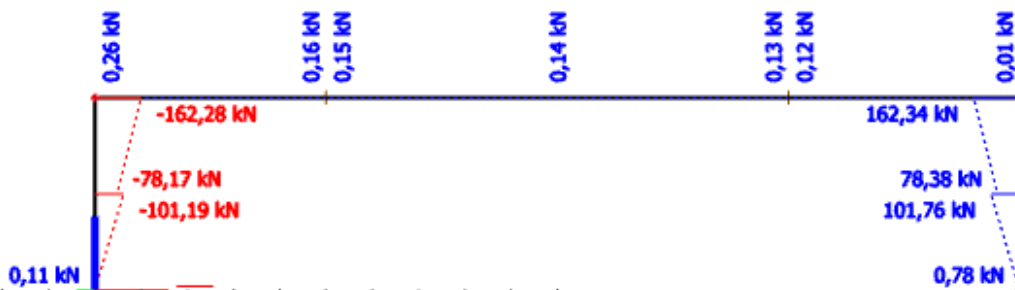
Obrázek 14: Posouvající síla V - zemní tlak s přitížením od dopravy



Obrázek 15: Ohybový moment M - zemní tlak s přitížením od dopravy



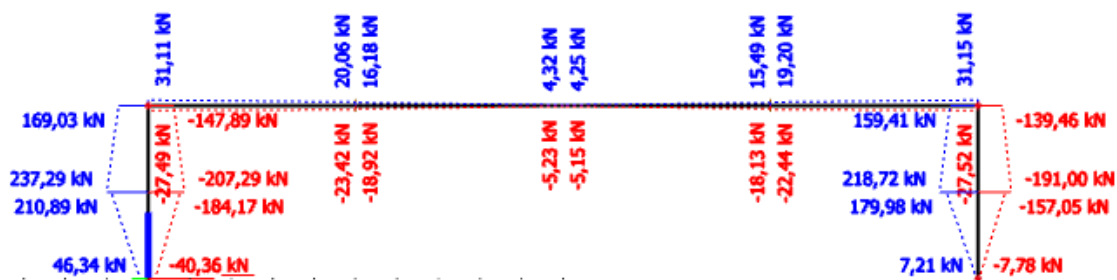
Obrázek 16: Normálová síla N - modifikovaný zemní tlak



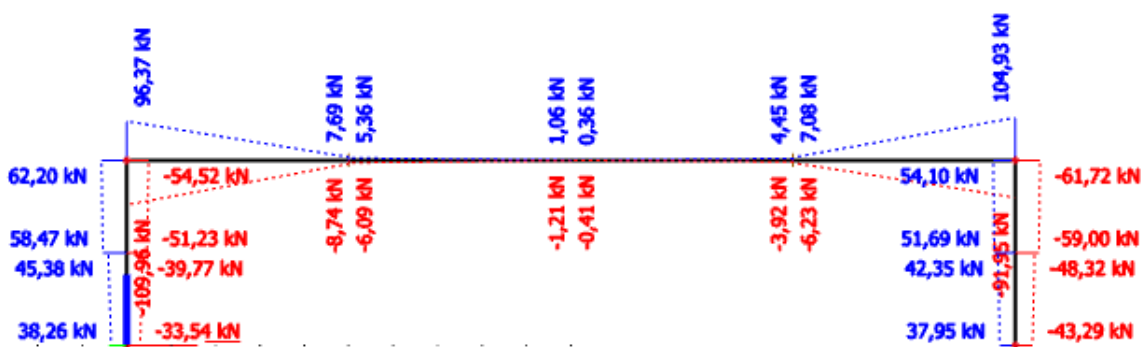
Obrázek 17: Posouvající síla V - modifikovaný zemní tlak



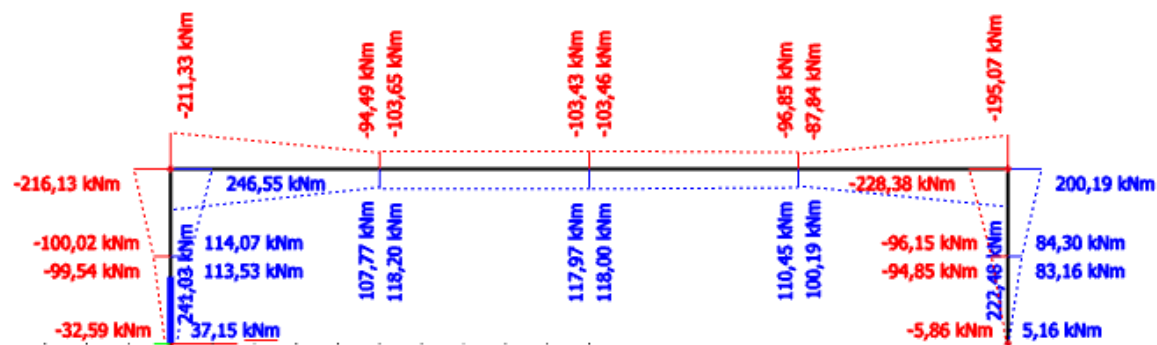
Obrázek 18: Ohybový moment M - modifikovaný zemní tlak



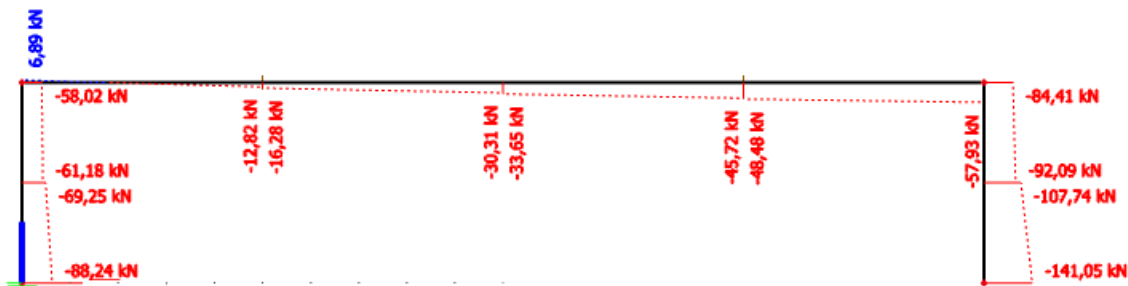
Obrázek 19: Normálová síla N – teplota



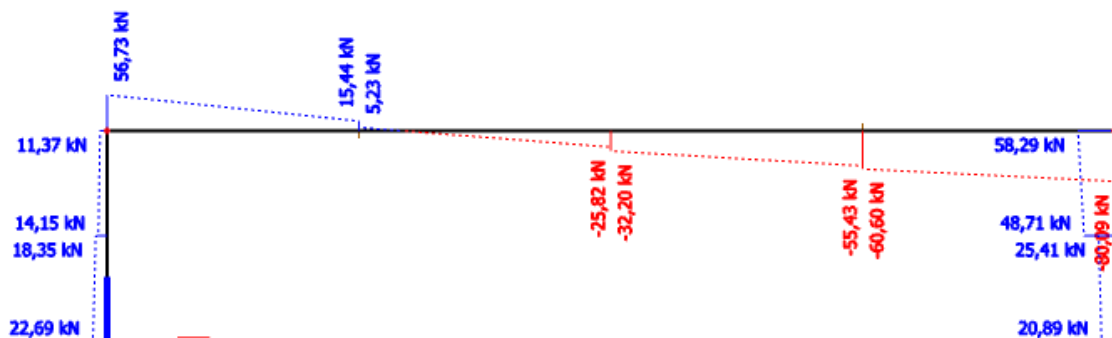
Obrázek 20: Posouvající síla V - teplota



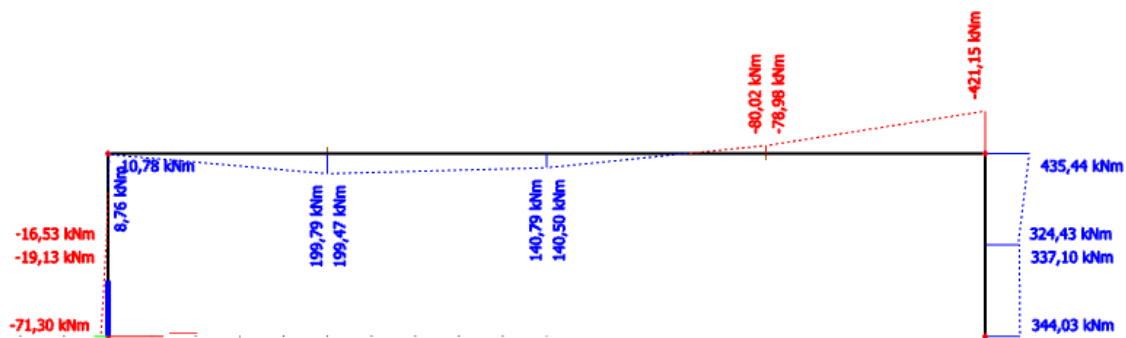
Obrázek 21: Ohybový moment M – teplota



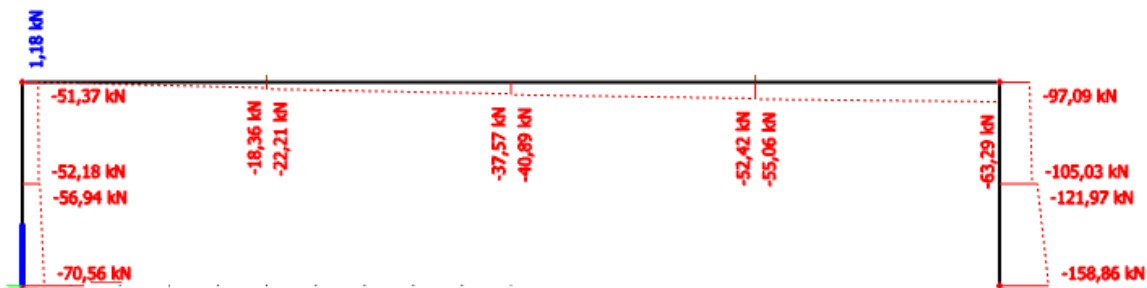
Obrázek 22: Normálová síla N - gr11_1



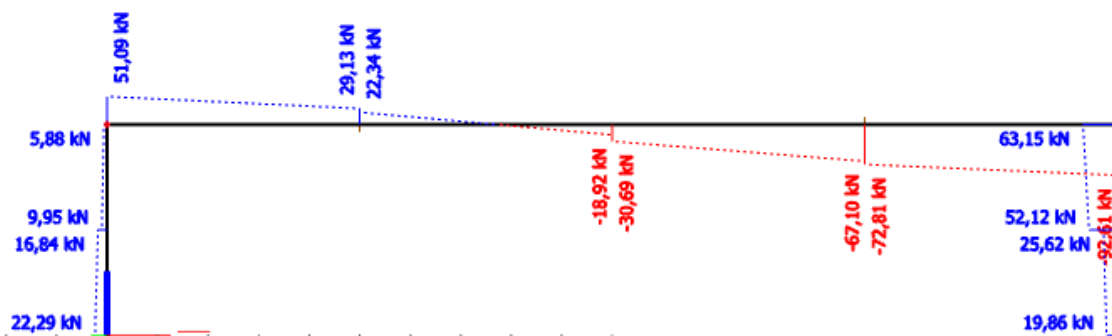
Obrázek 23: Posouvající síla V - gr11_1



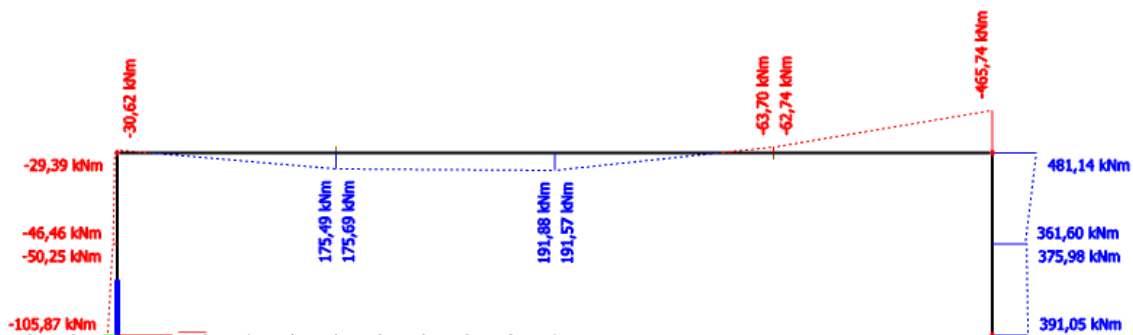
Obrázek 24: Ohybový moment M - gr11_1



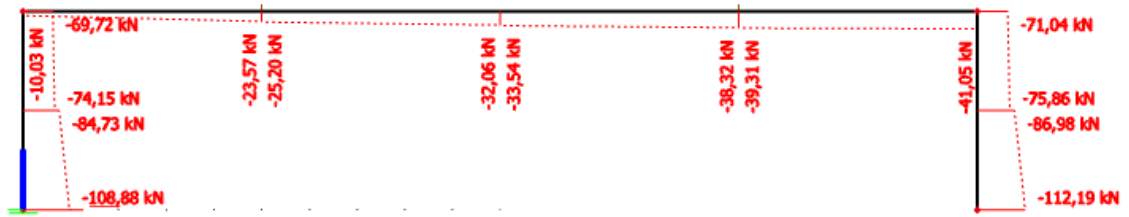
Obrázek 25: Normálová síla N - $gr11_2$



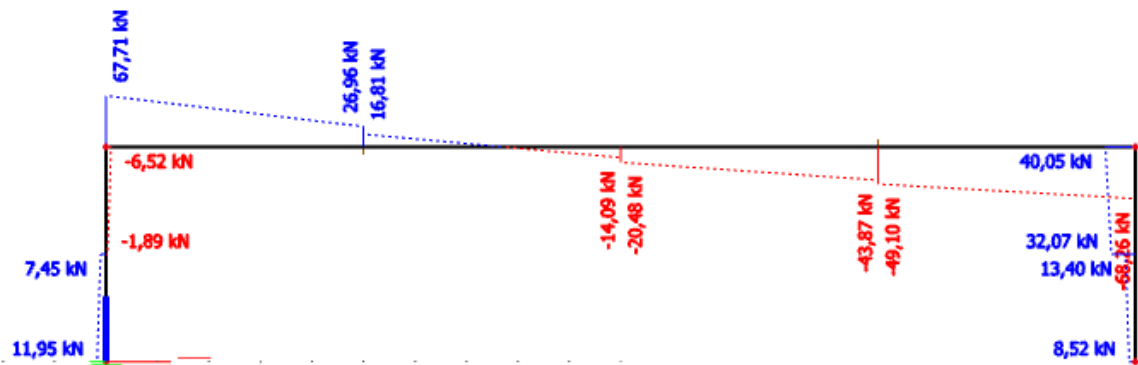
Obrázek 26: Posouvající síla V - $gr11_2$



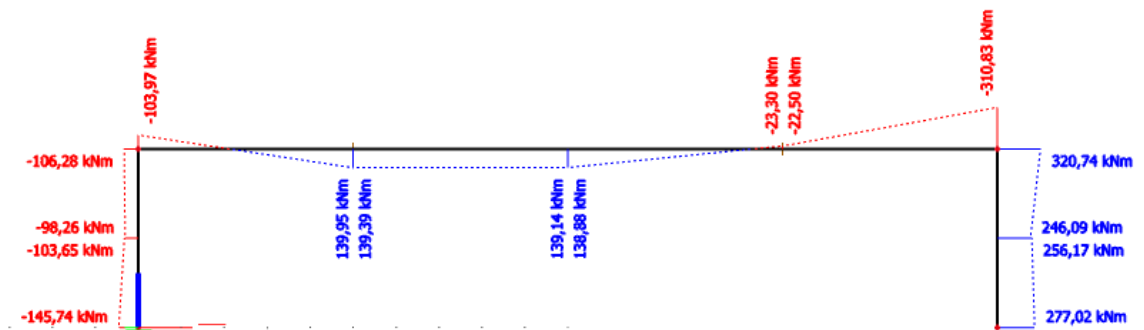
Obrázek 27: Ohybový moment M - $gr11_2$



Obrázek 28: Normálová síla N - gr12_1



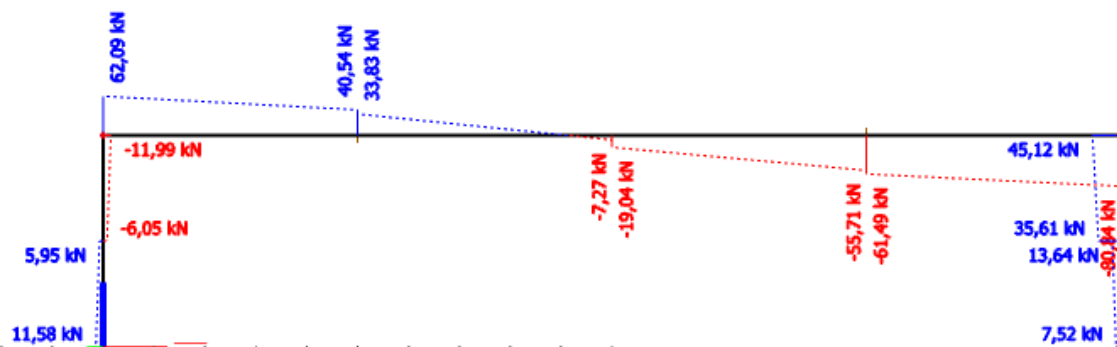
Obrázek 29: Posouvající síla V - gr12_1



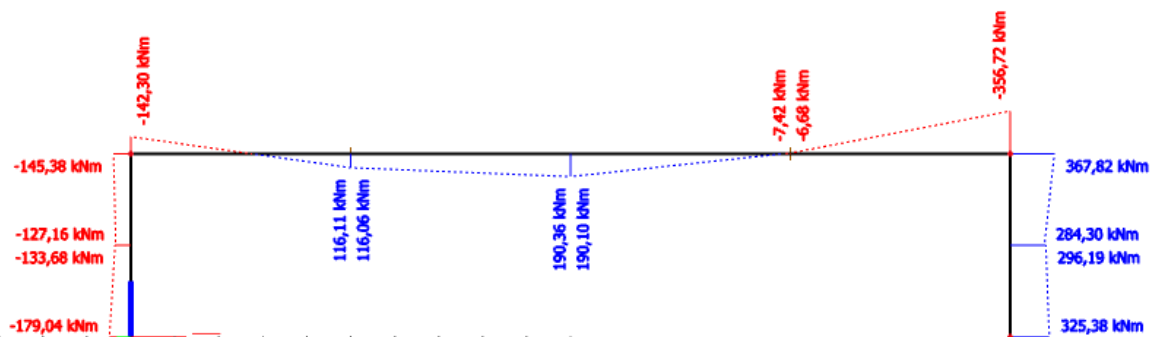
Obrázek 30: Ohybový moment M - gr12_1



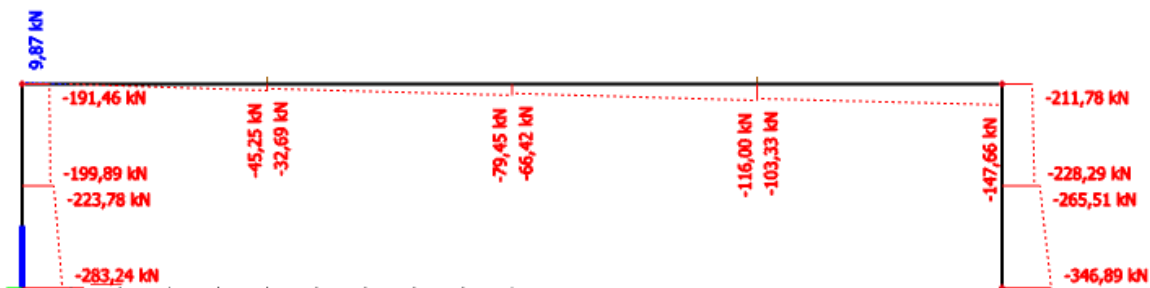
Obrázek 31: Normálová síla N - gr12_2



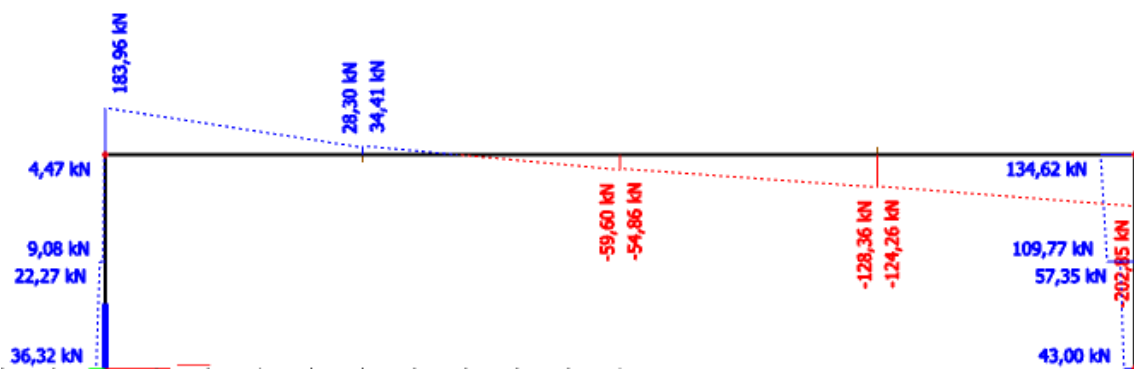
Obrázek 32: Posouvající síla V - gr12_2



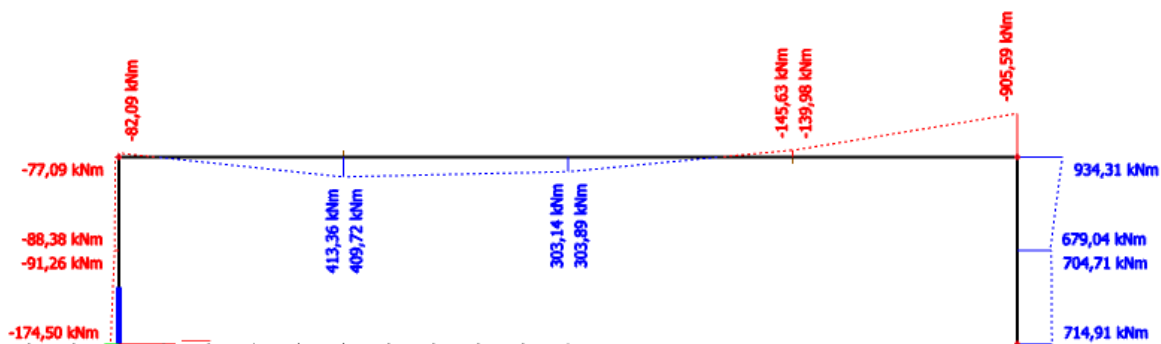
Obrázek 33: Ohybový moment M - gr12_2



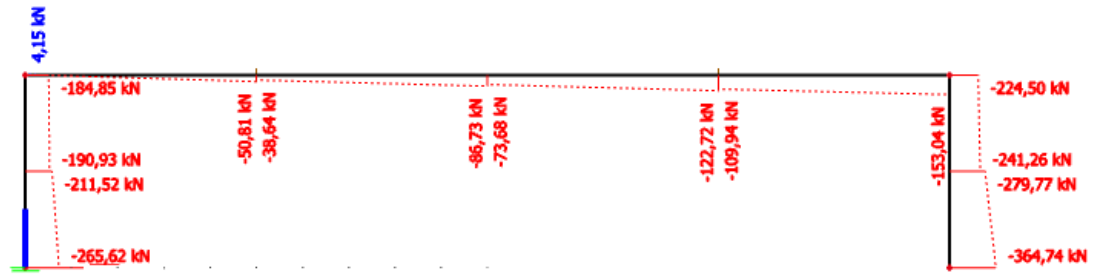
Obrázek 34: Normálová síla N - gr21_1



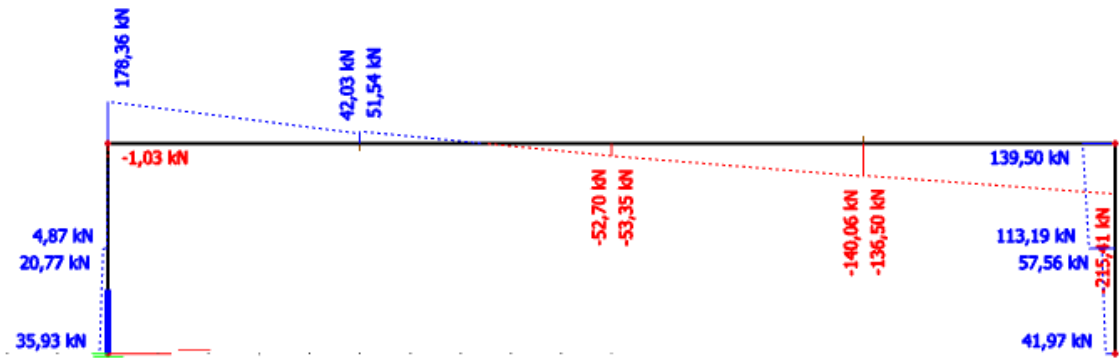
Obrázek 35: Posouvající síla V - gr21_1



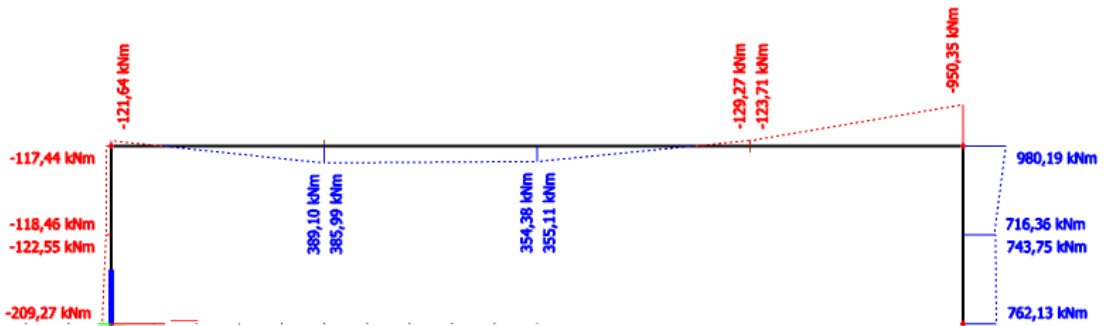
Obrázek 36: Ohybový moment M - gr21_1



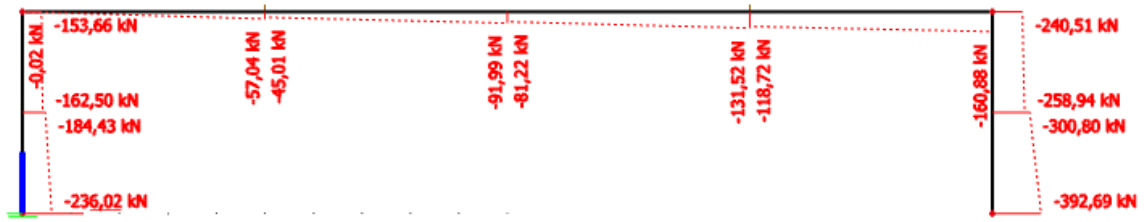
Obrázek 37: Normálová síla N - gr21_2



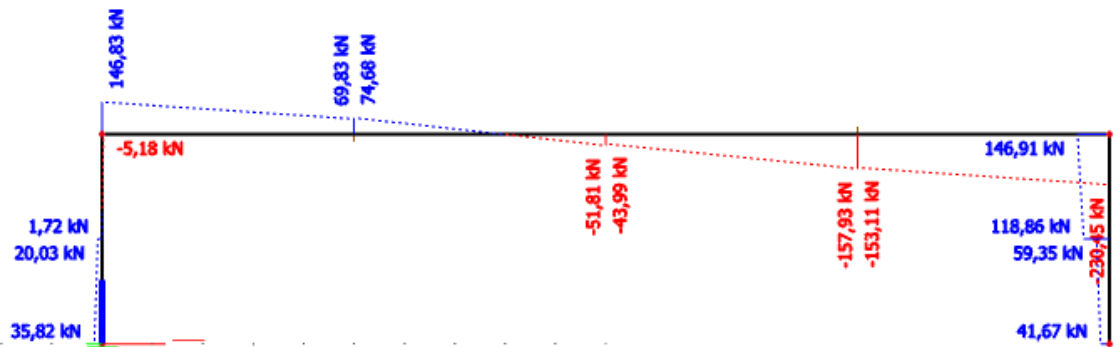
Obrázek 38: Posouvající síla V - gr21_2



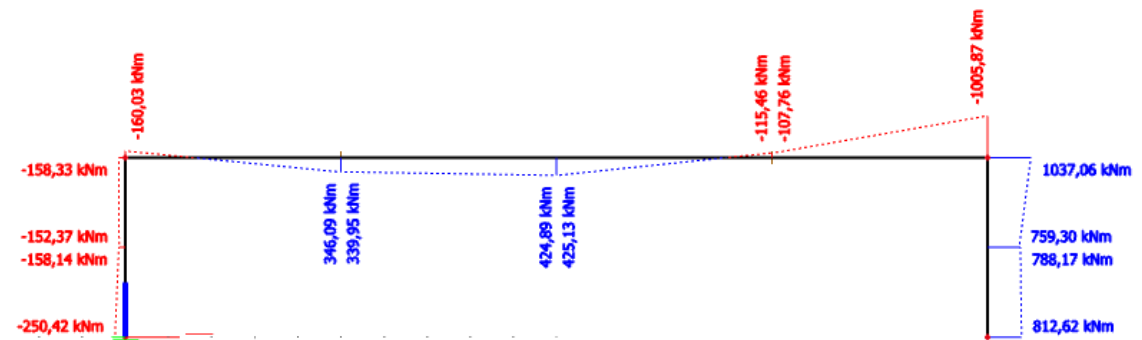
Obrázek 39: Ohybový moment M - gr21_2



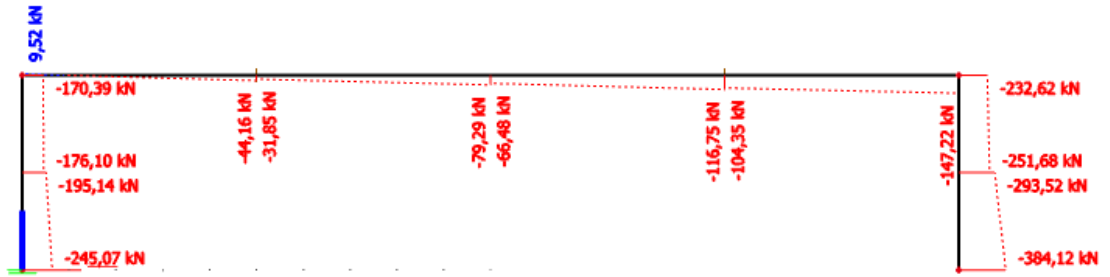
Obrázek 40: Normálová síla N - gr21_3



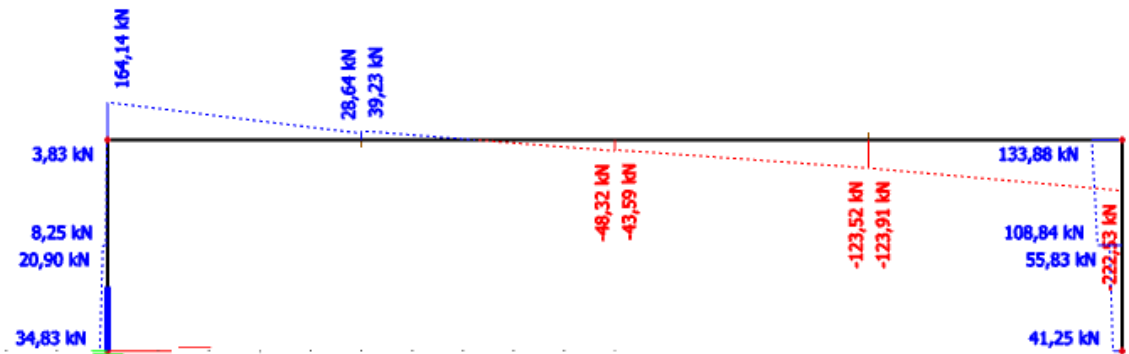
Obrázek 41: Posouvající síla V - gr21_3



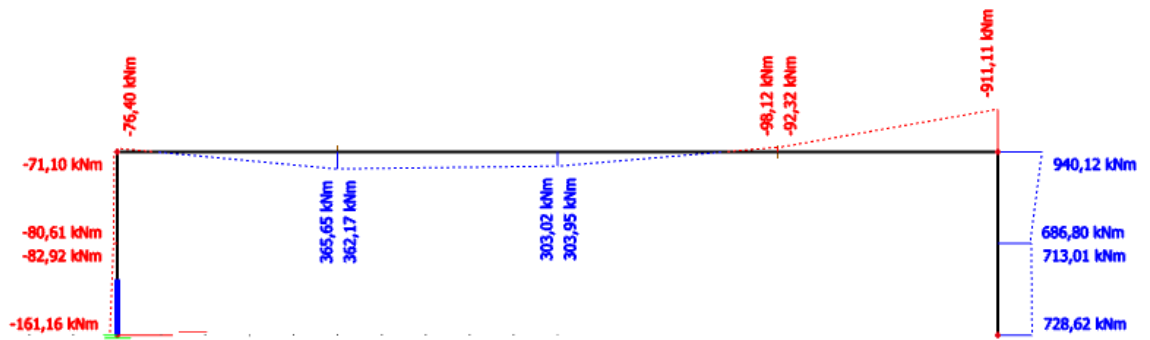
Obrázek 42: Ohybový moment M - gr21_3



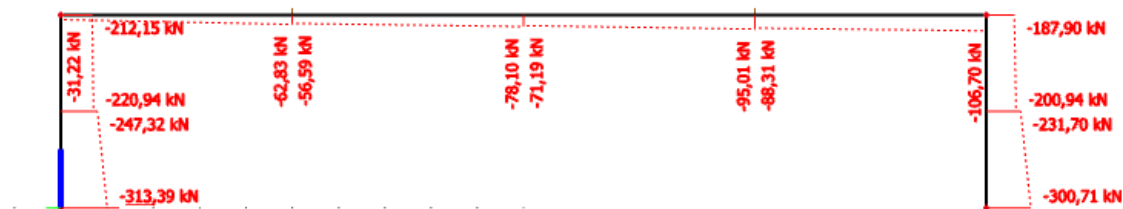
Obrázek 43: Normálová síla N - gr21_4



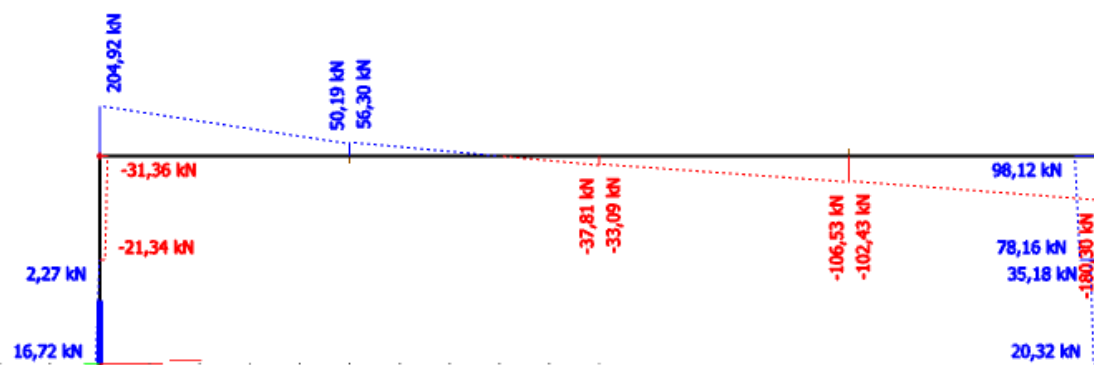
Obrázek 44: Posouvající síla V - gr21_4



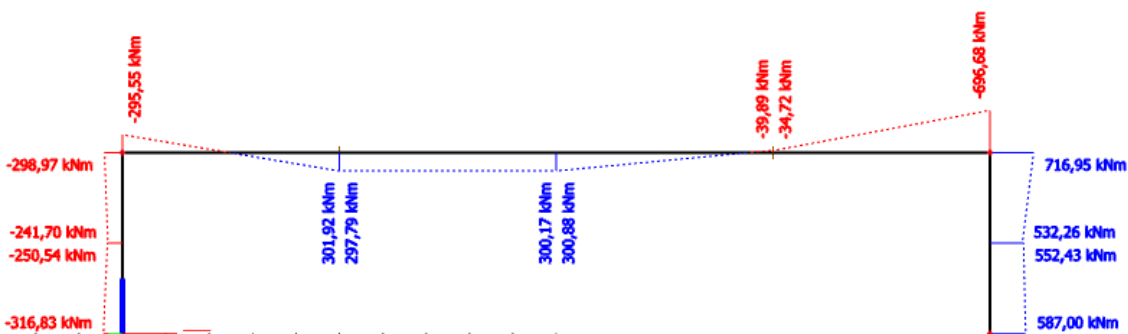
Obrázek 45: Ohybový moment M - gr21_4



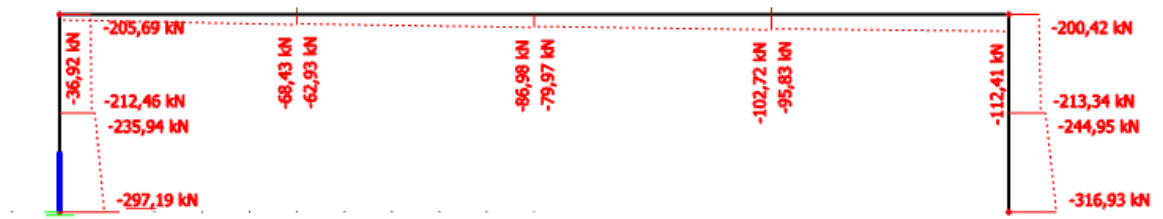
Obrázek 46: Normálová síla N - gr22_1



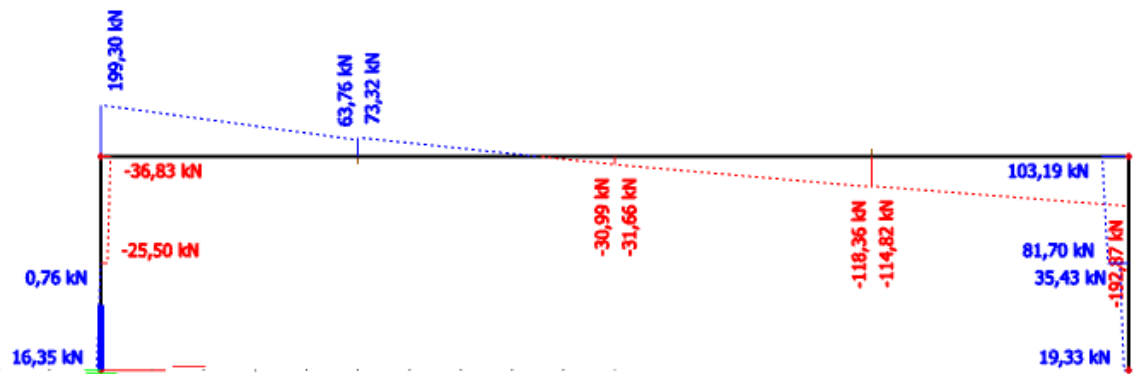
Obrázek 47: Posouvající síla V - gr22_1



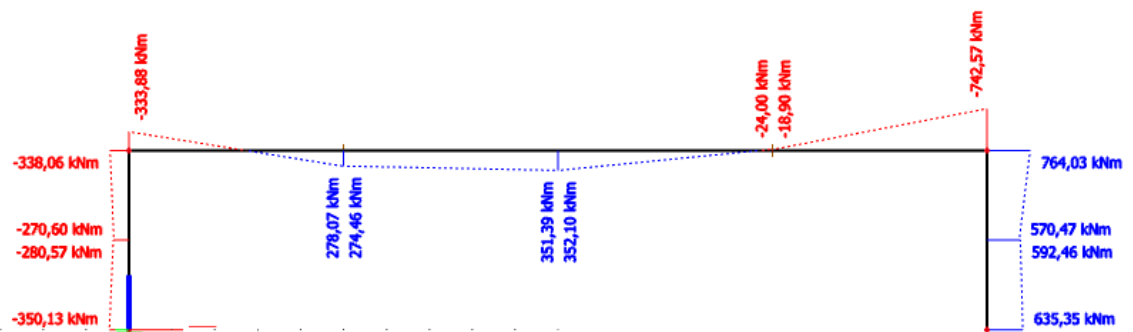
Obrázek 48: Ohybový moment M - gr22_1



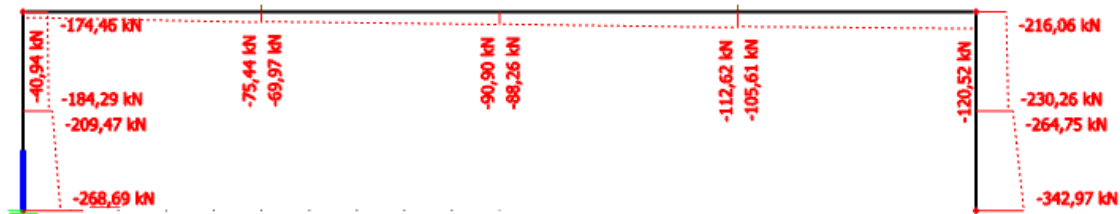
Obrázek 49: Normálová síla N - gr22_2



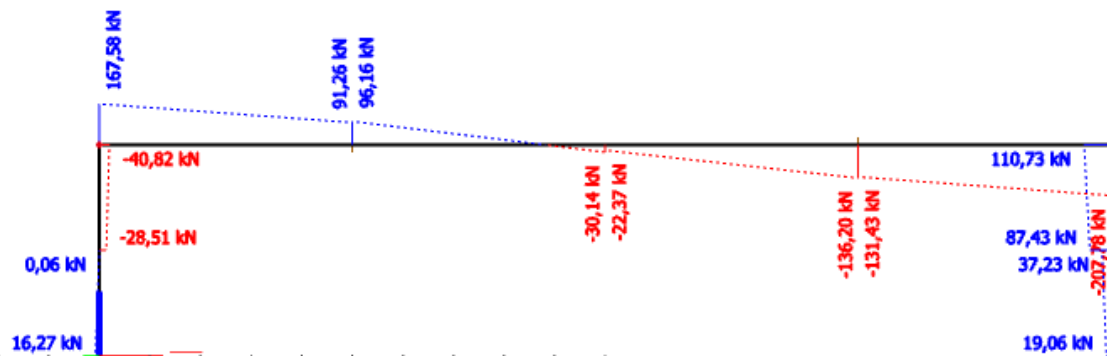
Obrázek 50: Posouvající síla V - gr22_2



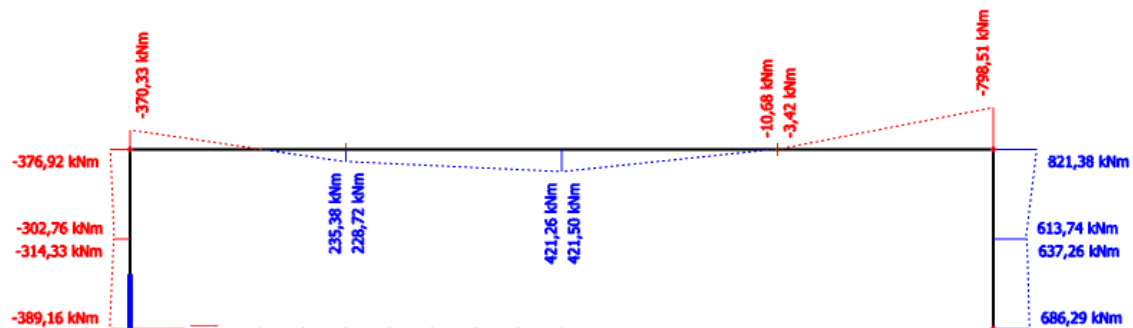
Obrázek 51: Ohybový moment M - gr22_2



Obrázek 52: Normálová síla N – gr22_3



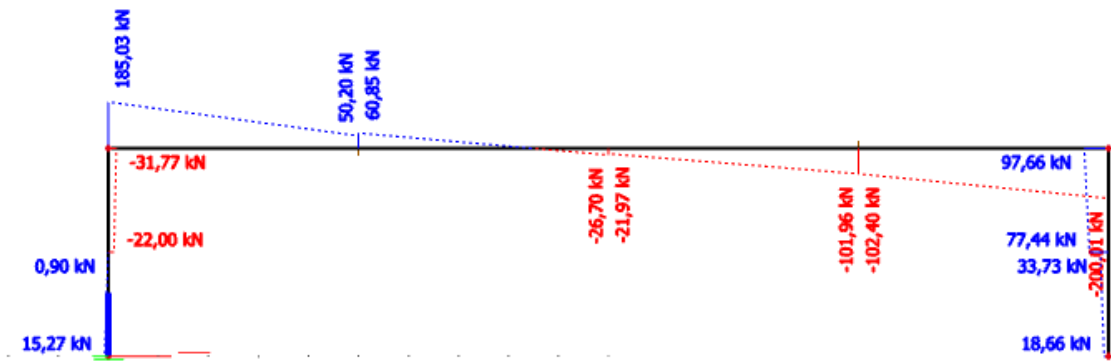
Obrázek 53: Posouvající síla V – gr22_3



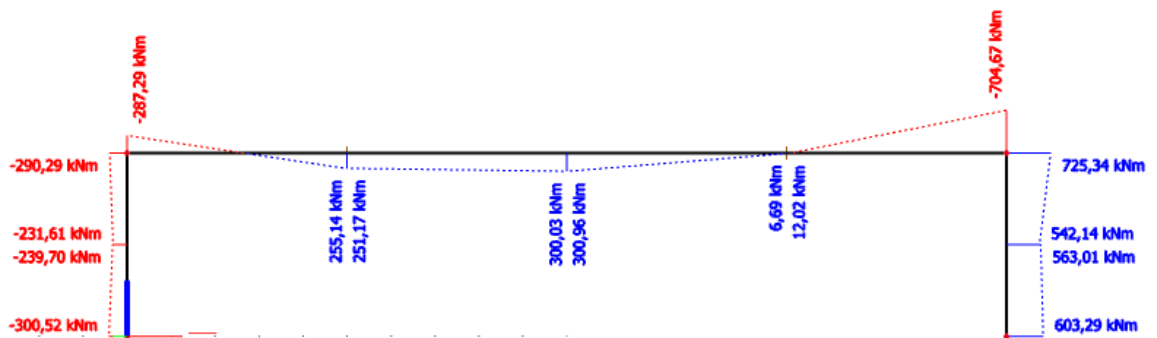
Obrázek 54: Ohybový moment M - gr22_3



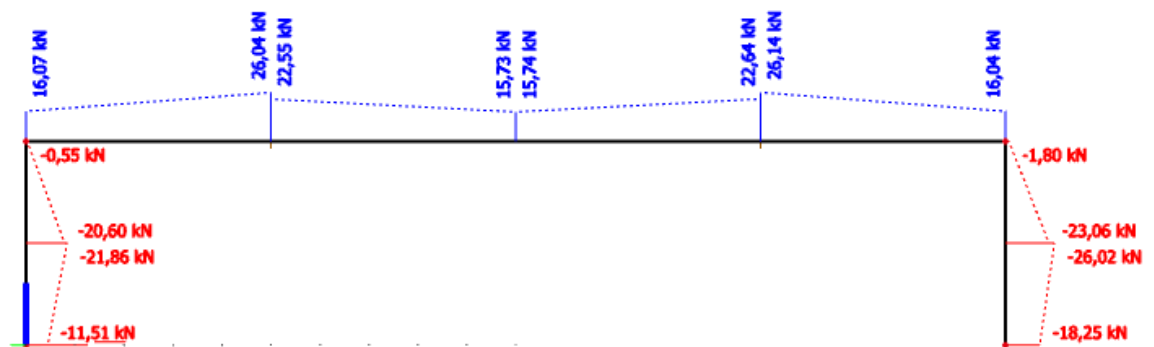
Obrázek 55: Normálová síla N – gr22_4



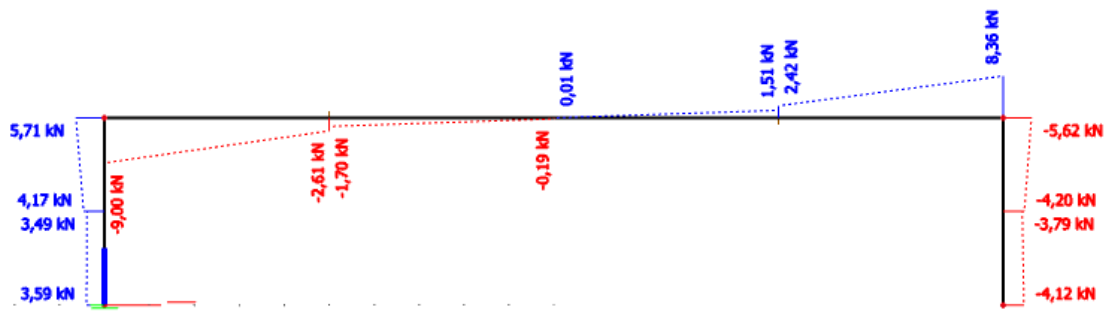
Obrázek 56: Posouvající síla V - gr22_4



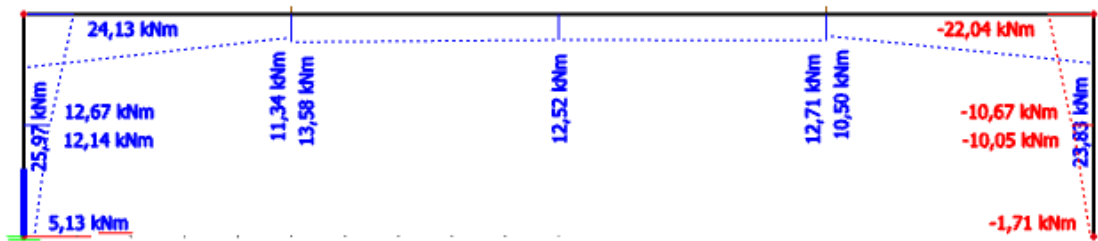
Obrázek 57: Ohybový moment M – gr22_4



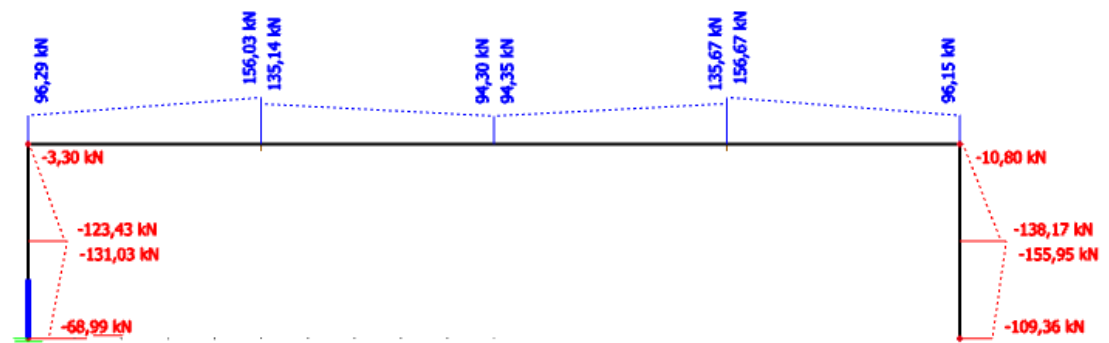
Obrázek 58: Normálová síla N - smrštění betonu v čase uvedení do provozu



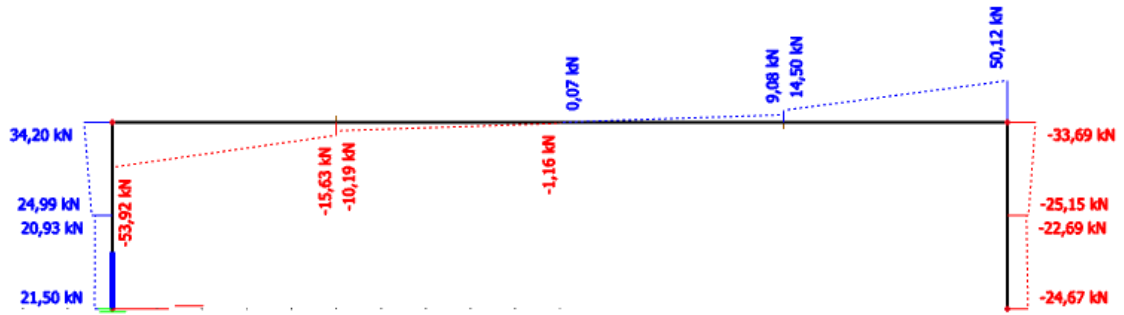
Obrázek 59: Posouvající síla V - smrštění betonu v čase uvedení do provozu



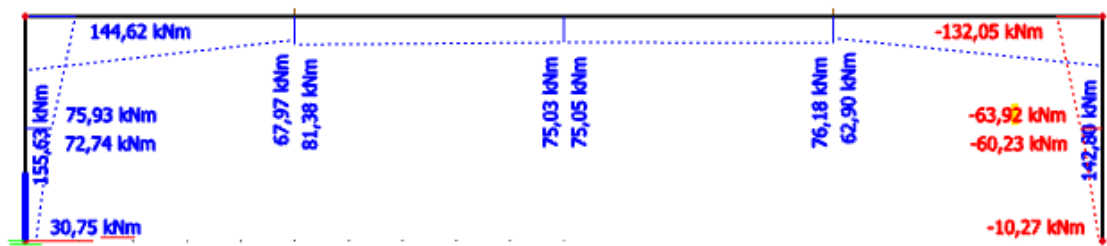
Obrázek 60: Ohybový moment M - smrštění betonu v čase uvedení do provozu



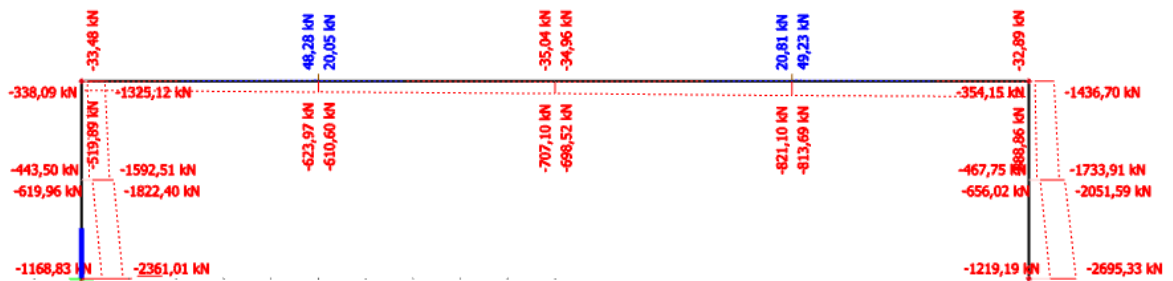
Obrázek 61: Normálová síla N - smrštění betonu na konci životnosti



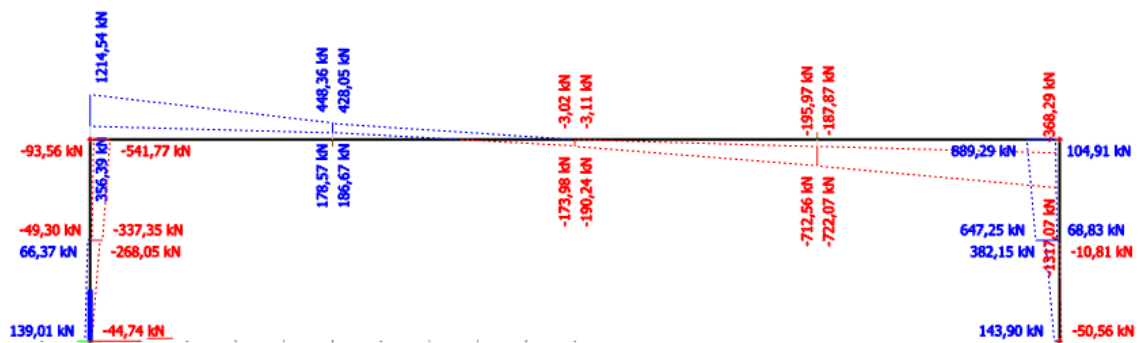
Obrázek 62: Posouvající síla V - smrštění betonu na konci životnosti



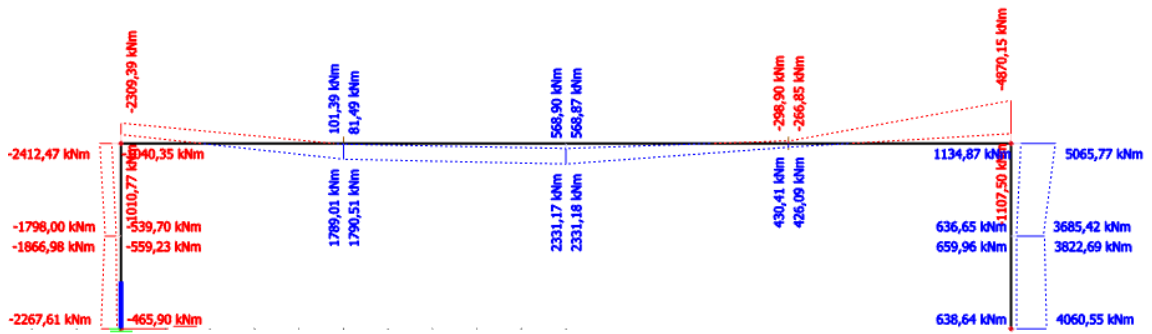
Obrázek 63: Ohybový moment M - smrštění betonu na konci životnosti



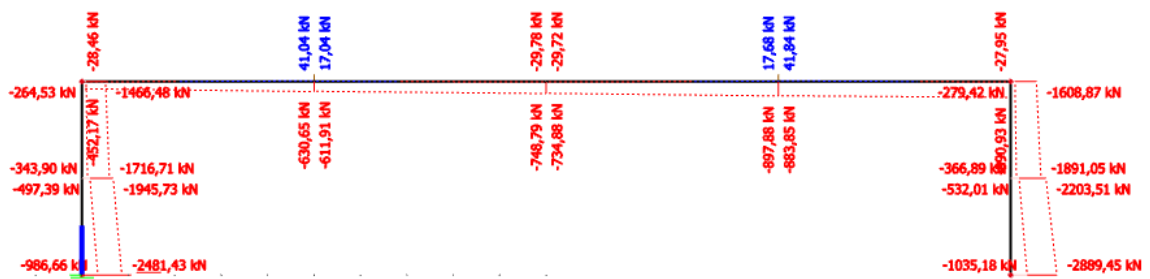
Obrázek 64: Normálová síla N - 6.10a



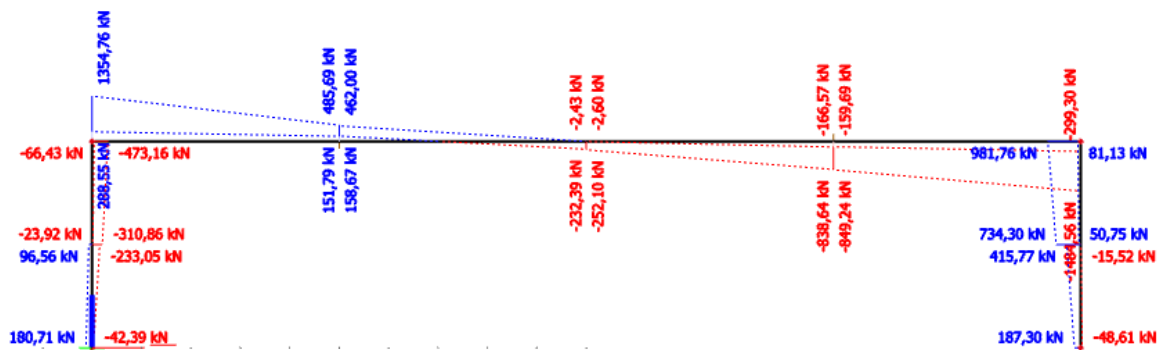
Obrázek 65: Posouvající síla V - 6.10a



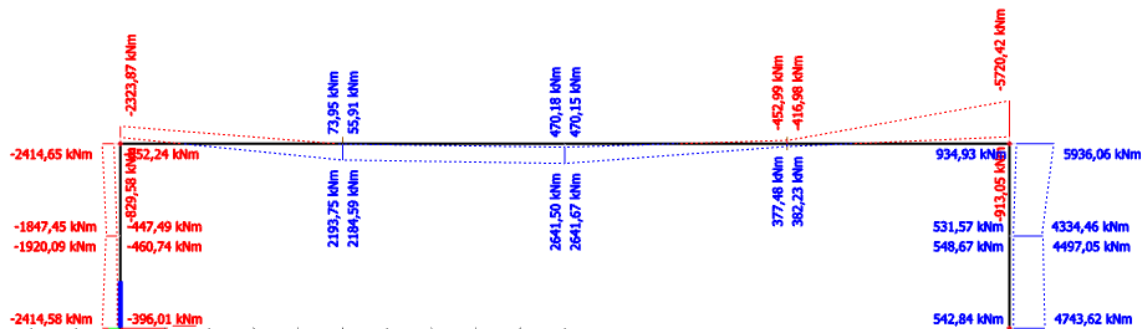
Obrázek 66: Ohybový moment - 6.10a



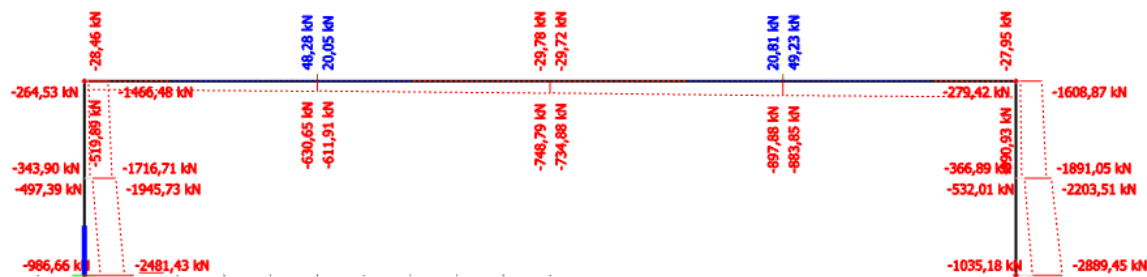
Obrázek 67: Normálová síla N - 6.10b



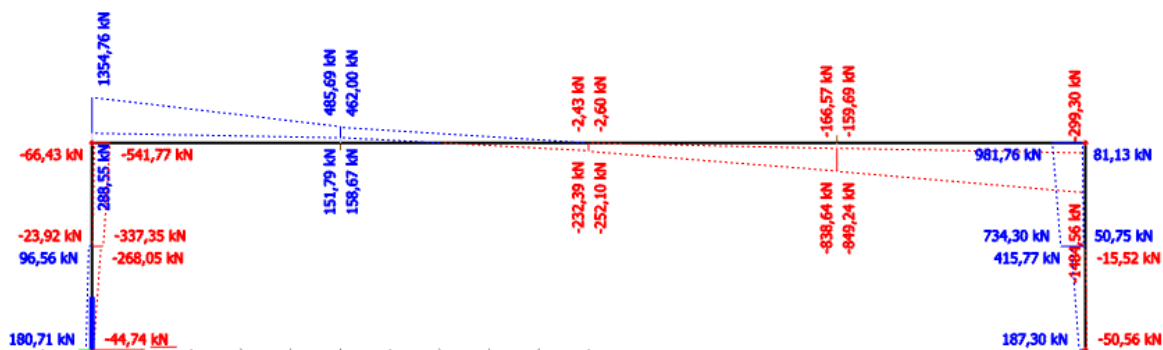
Obrázek 68: Posouvající síla V - 6.10b



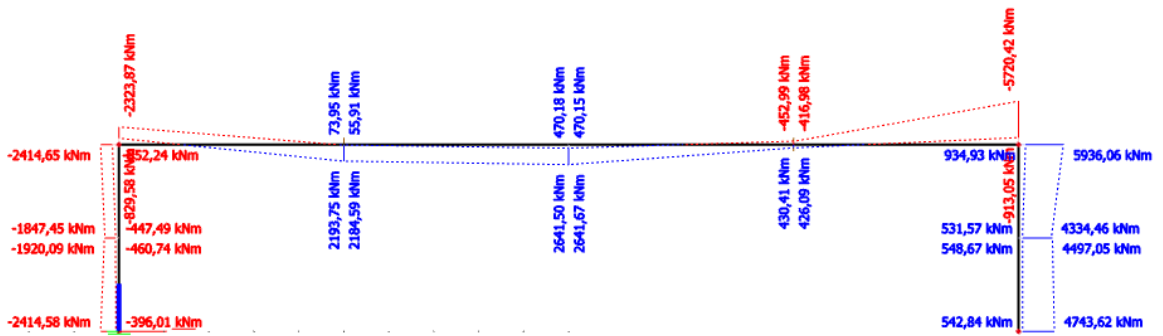
Obrázek 69: Ohybový moment M - 6.10b



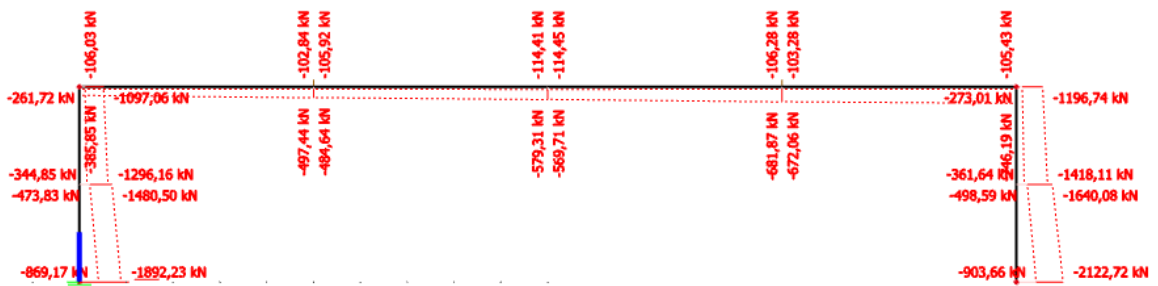
Obrázek 70: Normálová síla N - MSU



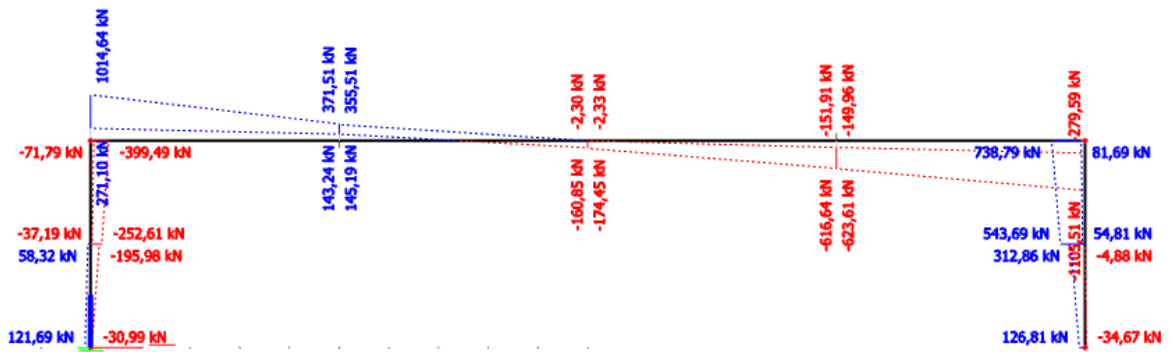
Obrázek 71: Posouvající síla V - MSU



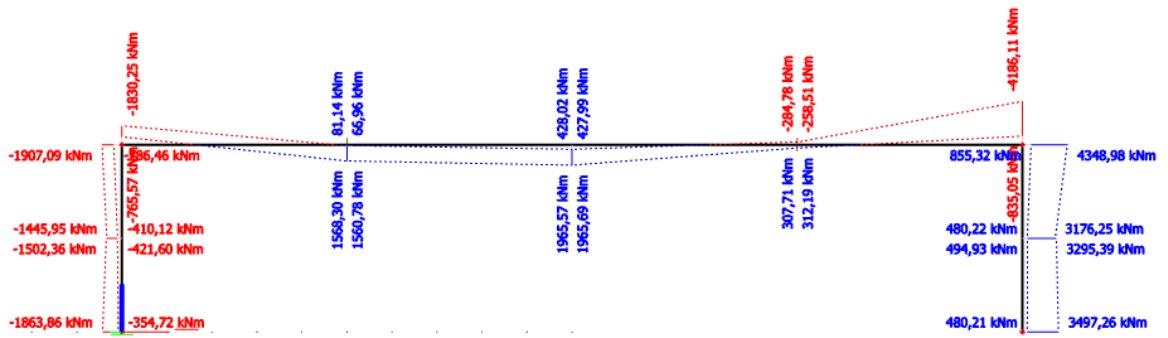
Obrázek 72: Ohybový moment M – MSU



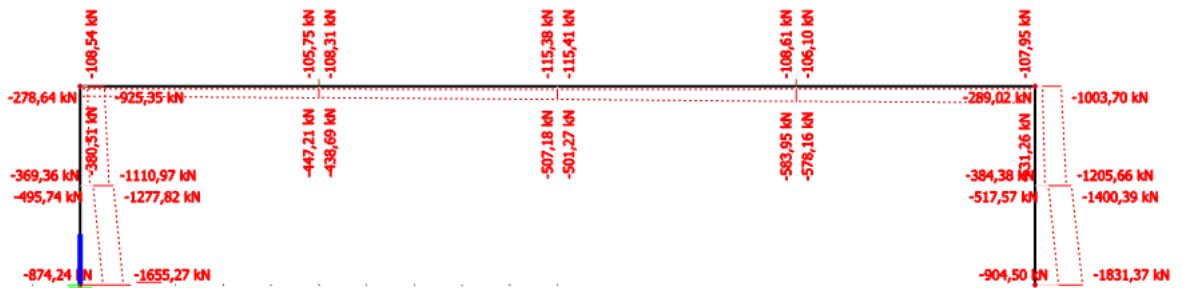
Obrázek 73: Normálová síla N – charakteristická kombinace



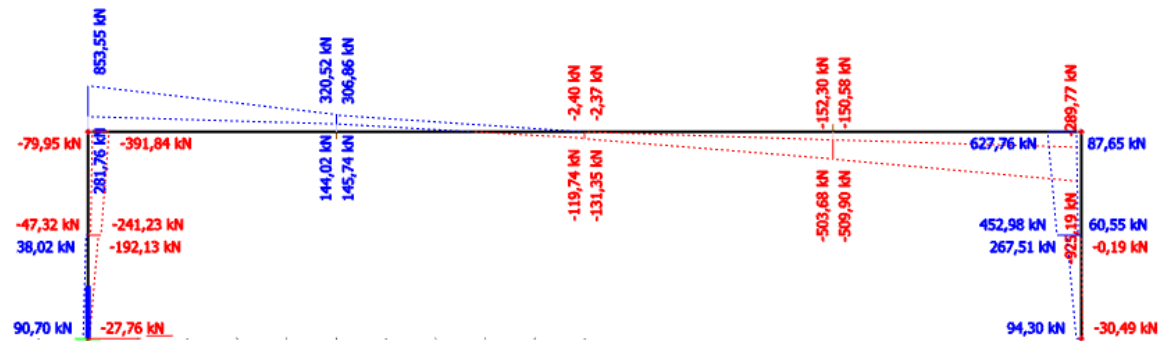
Obrázek 74: Posouvající síla V – charakteristická kombinace



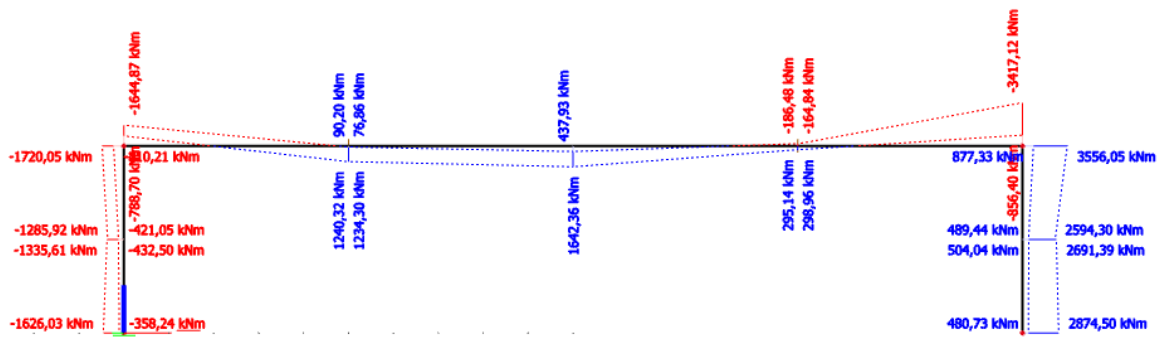
Obrázek 75: Ohybový moment M - charakteristická kombinace



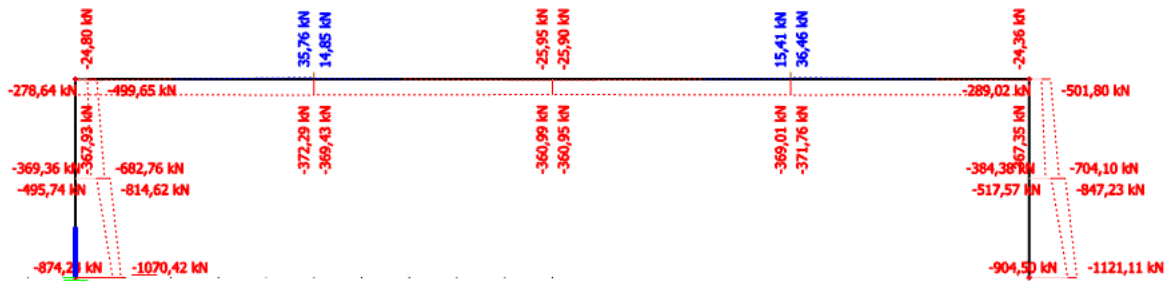
Obrázek 76: Normálová síla N - částá kombinace



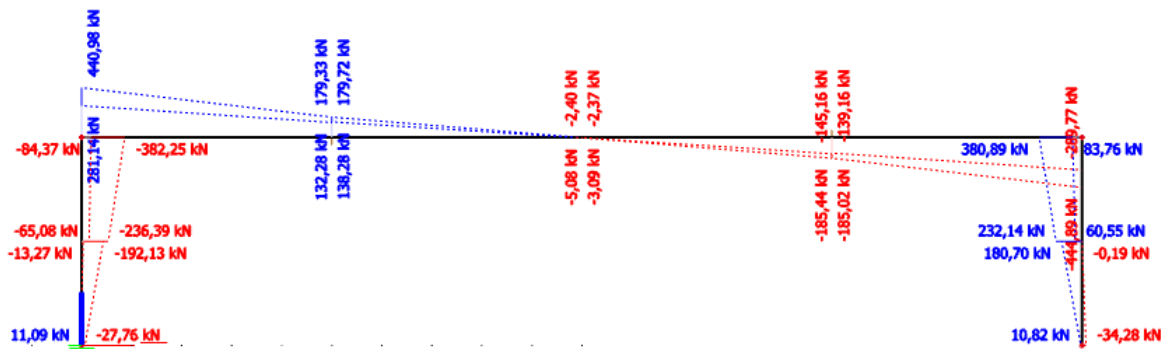
Obrázek 77: Posouvající síla V - částá kombinace



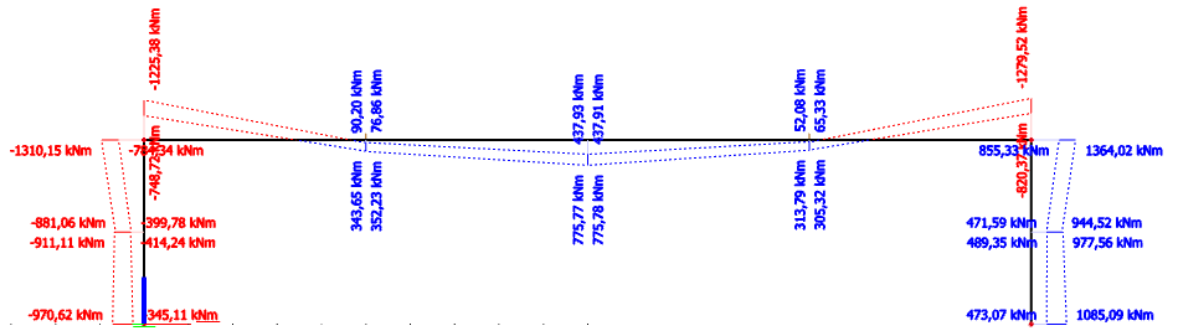
Obrázek 78: Ohybový moment M - častá kombinace



Obrázek 79: Normálová síla N - kvazistálá kombinace

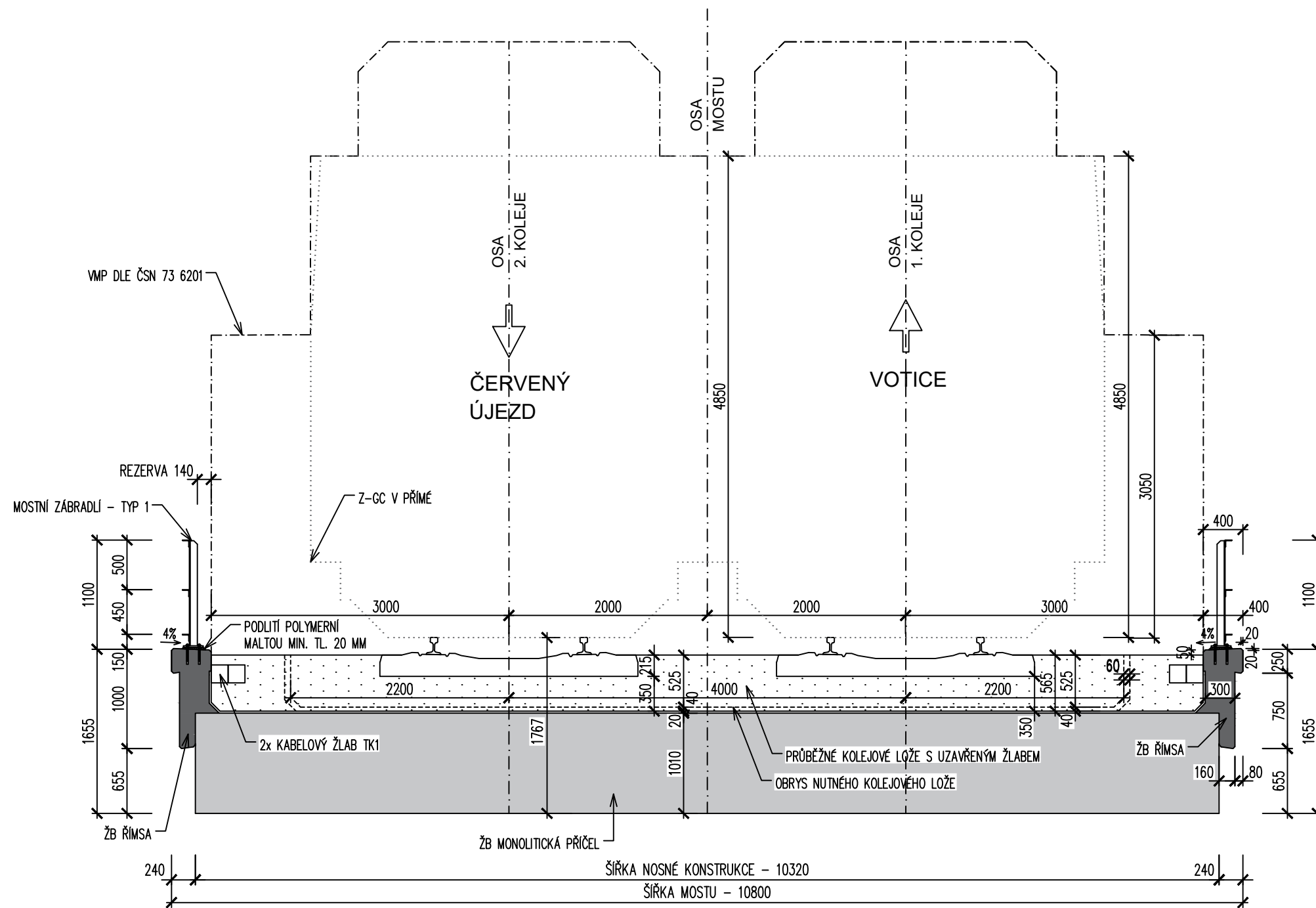


Obrázek 80: Posouvající síla V - kvazistálá kombinace



Obrázek 81: Ohybový moment M - kvazistálá kombinace

PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI
1:50



POZNÁMKY

- ŘÍMSA S OKAPNÍČKOU ROZDĚLENA PRACOVNÍMI SPARAMI PO 60000 MM DLE MVL 511.
- VODOTĚSNÁ IZOLACE NOSNÉ KONSTRUKCE JAKO BEZEŠVÁ - TJ. STŘÍKANÁ IZOLACE. BUDE DOSÁŽENO SPRÁVNÉHO ZAIZOLOVÁNÍ OBTÍŽNÝCH DETAILŮ (KOUTY) A BUDE URYCHLENA DOBA VÝSTAVBY. IZOLACE CHRÁNĚNÁ GEOTEXTILÍ MIN. 600g/m².
- IZOLACE ULOŽENA NA PEČETIČÍ VRSTVU BETONU - PENETRACE BETONU.
- MOSTNÍ ZÁBRADLÍ ÚHELNIKOVÉ DLE MVL 720. JEDNÁ SE O TYP 1 (ZÁBRADLÍ NA NEVEŘEJNÝCH SLUŽEBNÍCH CHODNÍCÍCH)
- VÝŠKA ZÁBRADLÍ JE 1100 MM A DÉLKA DÍLU JE 6000 MM. KOTVENÍ ZÁBRADLÍ DLE MVL 511.
- PROSTOR PRO ULOŽENÍ KABELŮ JE UMÍSTĚN DO CHRÁNIČEK V KOLEJOVÉM LOŽÍ MIMO OBRYŠ NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE.
- NOSNÁ KONSTRUKCE DLE MVL 110 - ŽELEZOBETONOVÝ MONOLITICKÝ POLORÁM.
- PRŮBĚŽNÉ KOLEJOVÉ LOŽE S UZAVŘENÝM ŽLABEM A OBRYŠ NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE DLE ČSN 73 6201.
- ODVODNĚNÍ DLE MVL 511. VODA SVEDENA PŘESAHEM ZA OPĚRY PODÉLNÝM SKLONEM MIN. 1%.

BETONY - ČSN EN 206+A2 A ČSN P 73 2404


- PODKLADNÍ BETON C12/15 - X0
- ŽB MONOLITICKÉ PILOTY C30/37 - XA2
- ŽB MONOLITICKÉ RÁMOVÉ STOUJKY A KŘÍDLA C40/50 - XF2, XD1, XC2
- ŽB MONOLITICKÁ RÁMOVÁ PŘÍČEL C40/50 - XF2, XD1, XC2
- ŘÍMSA Z BETONU C30/37 - XF4, XD2, XC2

ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK

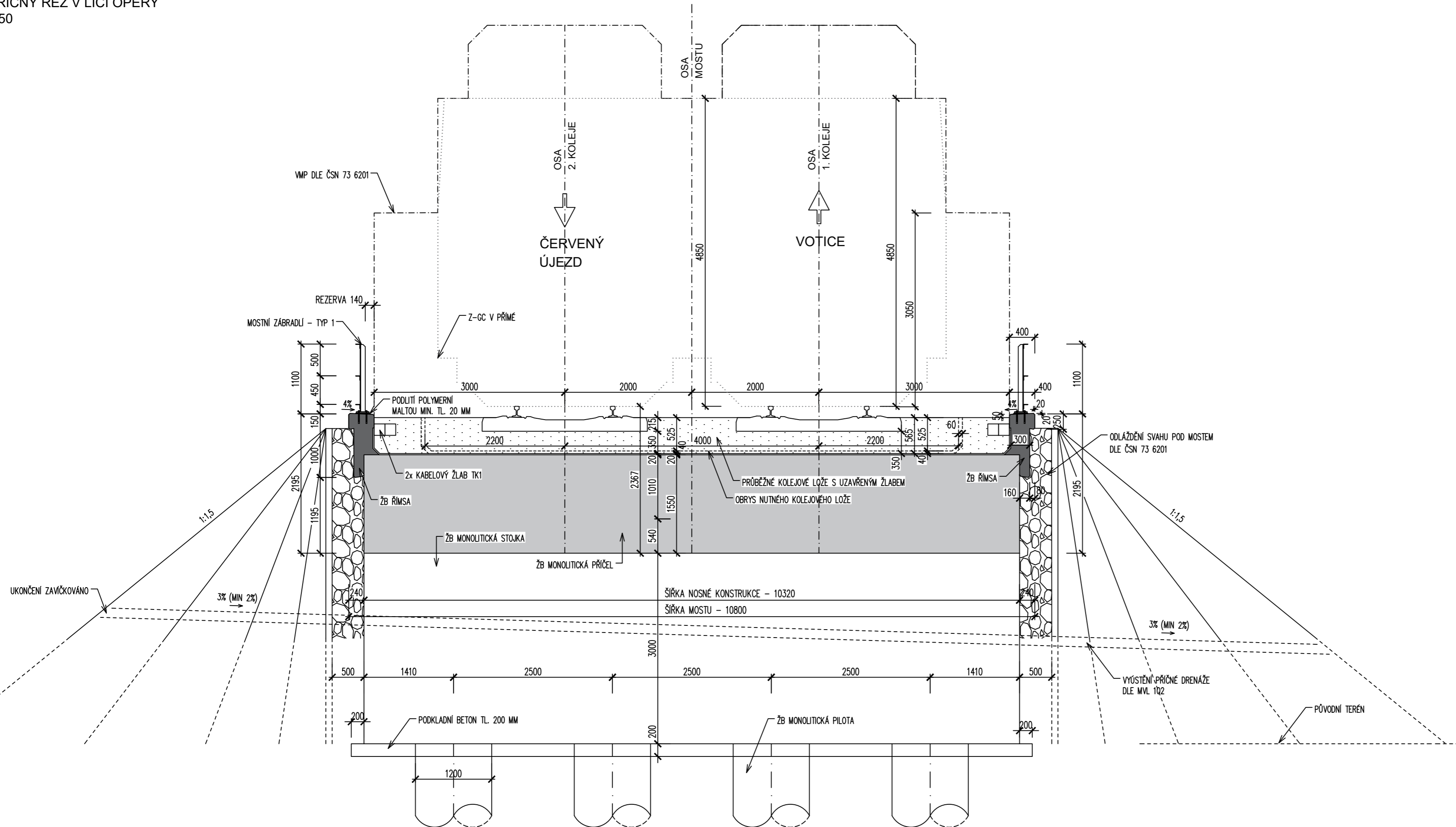
- KOLEJNICE 49E1 S UPEVNĚNÍM E14 (PRUŽNÉ UPEVNĚNÍ)
- PRAŽEC B 91S/2
- KOLEJOVÉ LOŽE FR. 32/63 BI
- GEOKOMPOZIT TL. MIN. 6 MM
- VODOTĚSNÁ STŘÍKANÁ IZOLACE - BEZEŠVÁ TL. 10 MM
- NOSNÁ KONSTRUKCE

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv

SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

VYPRACOVAL	BC. KAREL RAFAEL	 Univerzita Pardubice Dopravní fakulta Jana Pernera	
VEDOUČÍ PRÁCE	ING. PAVEL JIŘÍČEK, PH.D		
PŘEDMĚT	DIPLOMOVÁ PRÁCE		
NÁZEV	NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU O JEDNOM POLI		
PŘÍLOHA	PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI NK	MĚŘÍTKO	1:50
FORMÁT VÝKRESU	2XA4	DATUM	2022/2023
		Č. PŘÍLOHY	P.4

PŘÍČNÝ ŘEZ V LÍCI OPĚRY
1:50



POZNÁMKY

- ŘÍMSA S OKAPNÍČKOU ROZDĚLENA PRACOVNÍMI SPARAMI PO 6000 MM DLE MVL 511.
- VODOTĚSNÁ IZOLACE NOSNÉ KONSTRUKCE JAKO BEZEŠVÁ - T.J. STŘÍKANÁ IZOLACE. BUDE DOSAŽENO SPRÁVNÉHO ZAIZOLOVÁNÍ OBŤIŽNÝCH DETAILŮ (KOUTY) A BUDE URYCHLENA DOBA VÝSTAVBY. IZOLACE CHRÁNĚNÁ GEOTEXTILÍ MIN. 600g/m².
- IZOLACE ULOŽENA NA PEČETIČÍ VRSTVU BETONU - PENETRACE BETONU.
- MOSTNÍ ZÁBRADLÍ ŮHELNIKOVÉ DLE MVL 720. JEDNÁ SE O TYP 1 (ZÁBRADLÍ NA NEVEŘEJNÝCH SLUŽEBNÍCH CHODNÍČÍCH)
- VÝŠKA ZÁBRADLÍ JE 1100 MM A DÉLKA DÍLU JE 6000 MM. KOTVENÍ ZÁBRADLÍ DLE MVL 511.
- PROSTOR PRO ULOŽENÍ KABELŮ JE UMÍSTĚN DO CHRÁNIČEK V KOLEJOVÉM LOŽÍ MIMO OBRYS NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE.
- NOSNÁ KONSTRUKCE DLE MVL 110 - ŽELEZOBETONOVÝ MONOLITICKÝ POLORÁM.
- PRŮBĚŽNÉ KOLEJOVÉ LOŽE S UZAVŘENÝM ŽLABEM A OBRYS NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE DLE ČSN 73 6201.
- ODVODNĚNÍ DLE MVL 511. VODA SVEDENA PŘESAHEM ZA OPĚRY PODÉLNÝM SKLONEM MIN. 1%.


BETONY - ČSN EN 206+A2 A ČSN P 73 2404

- PODKLADNÍ BETON C12/15 - X0
- ŽB MONOLITICKÉ PILOTY C30/37 - XA2
- ŽB MONOLITICKÉ RÁMOVÉ STOKY A KŘÍDLA C40/50 - XF2, XD1, XC2
- ŽB MONOLITICKÁ RÁMOVÁ PŘÍČEL C40/50 - XF2, XD1, XC2
- ŘÍMSA Z BETONU C30/37 - XF4, XD2, XC2

ŽELEZNIČNÍ SVRŠEK

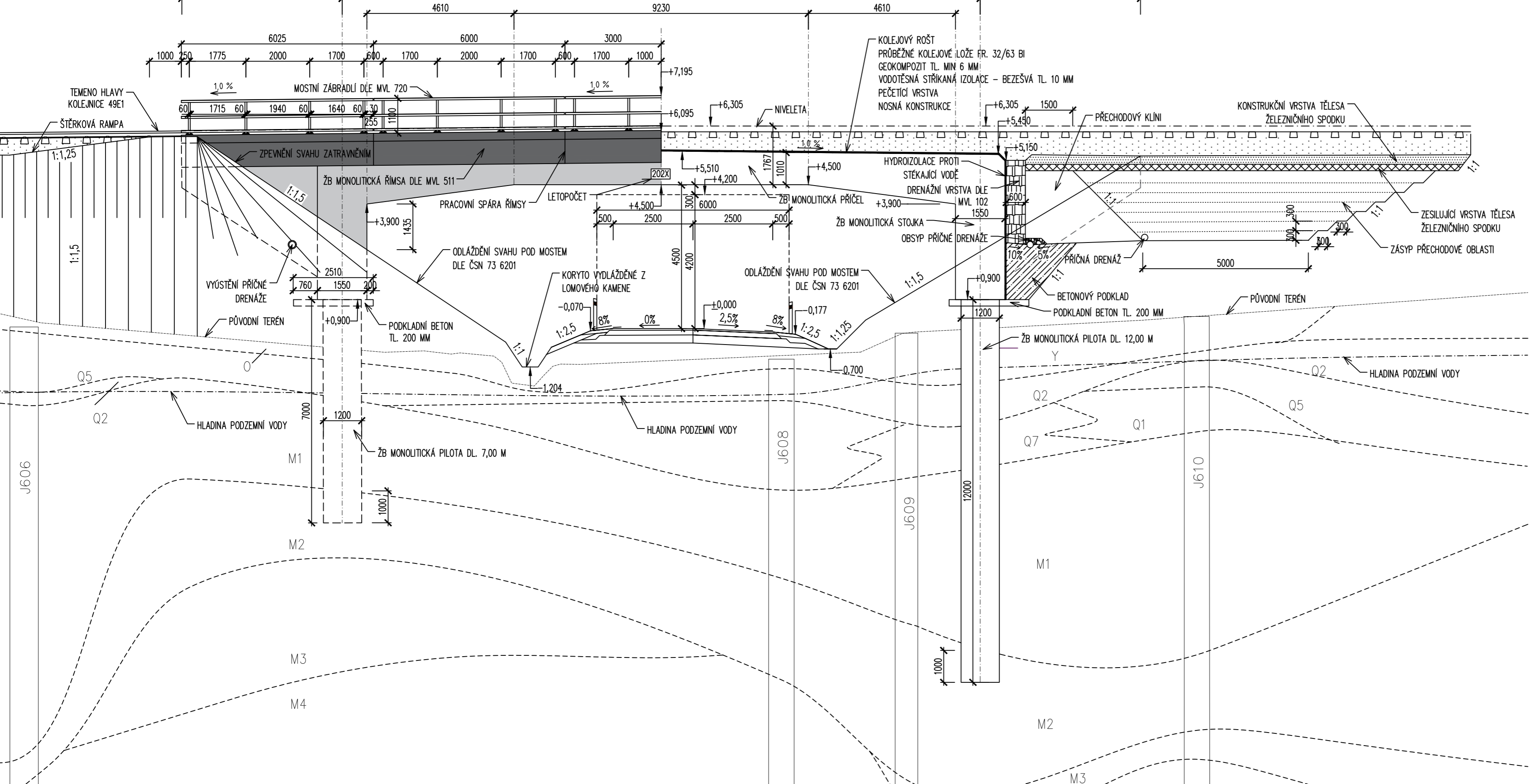
- KOLEJNICE 49E1 S UPEVNĚNÍM E14 (PRUŽNÉ UPEVNĚNÍ)
- PRAŽEC B 91S/2
- KOLEJOVÉ LOŽE FR. 32/63 BI
- GEOKOMPOZIT TL. MIN. 6 MM
- VODOTĚSNÁ STŘÍKANÁ IZOLACE - BEZEŠVÁ TL. 10 MM
- NOSNÁ KONSTRUKCE

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv
SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S-JTSK

VYPRACOVAL	BC. KAREL RAFAEL	 Univerzita Pardubice Dopravní fakulta Jana Pernera	
VEDOUČÍ PRÁCE	ING. PAVEL JIRIČEK, PH.D.		
PŘEDMĚT	DIPLOMOVÁ PRÁCE	MĚŘÍTKO	1:50
NÁZEV	NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU O JEDNOM POLI	DATUM	2022/2023
PŘÍLOHA	PŘÍČNÝ ŘEZ V LÍCI OPĚRY	Č. PŘÍLOHY	P.5
FORMÁT VÝKRESU	3XA4		

PODÉLNÝ ŘEZ
1:100

ČERVENÝ ÚJEZD



VOTICE



POZNÁMKY

- ŘÍMSA S OKAPNIČKOU ROZDĚLENA PRACOVNÍMI SPARAMI PO 60000 MM DLE MVL 511.
- MOSTNÍ ZÁBRADLÍ ÚHELNIKOVÉ DLE MVL 720. JEDNÁ SE O TYP 1 (ZÁBRADLÍ NA NEVEŘEJNÝCH SLUŽEBNÍCH CHODNÍCÍCH)
- PROSTOR PRO ULOŽENÍ KABELŮ JE UMÍSTĚN DO CHRÁNIČEK V KOLEJOVÉM LOŽI MIMO OBRYŠ NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE.
- PŘECHOD KOLEJOVÉHO LOŽE ŠTĚRKOVOU RAMPOU S PODÉLNÝM SKLONEM 12% DLE MVL 102 A ČSN 73 6201.
- PRŮBĚŽNÉ KOLEJOVÉ LOŽE S UZAVŘENÝM ŽLABEM A OBRYŠ NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE DLE ČSN 73 6201.
- DRENÁŽNÍ VRSTVA Z LOMOVÉHO KAMENE TL. 600 MM DLE MVL 102.
- OBSYP PŘÍČNÉ DRENÁŽE ŠTĚRKEM FR. 16/32 MM. PŘÍČNÁ DRENÁŽ V JEDNOSTRANÉM SKLONU 5% Z POLOPERFOROVANÉ PVC TRUBKY O POLOMĚRU 150 MM.
- PŘECHODOVÁ OBLAST TĚLSA ŽELEZNIČNÍHO SPODKU DLE PŘEDPISU SŽ S4. PŘECHODOVÁ OBLAST JE TVOŘENA PŘECHODOVÝM KLÍNEM ZE ŠTĚRKODRTI FR. 0/32 MM STABILIZOVANÉ CEMENTEM, ZÁSYM PŘECHODOVÉ OBLASTI Z NESOUDRŽNÉHO MATERIÁLU VHDNÉHO PRO ZÁSY (DLE GEOLOGICKÉHO POSUDKU LZE POUŽÍT PŮVODNÍ MATERIÁL) A ZESÍLENÉ KONSTRUKCE PRAŽCOVÉHO PODLOŽÍ (ZKPP).
- ZKPP TVOŘENO KONSTRUKČNÍ VRSTVOU TL. 300 MM ZE ŠTĚRKODRTI FR. 0/32 MM A ZESILUJÍCÍ VRSTVOU TL. 200 MM ZE ŠTĚRKODRTI FR. 0/32 MM DLE PŘEDPISU SŽ S4, PŘÍLOHY 14.
- POZEMNÍ KOMUNIKACE JE SOUČÁSTÍ SAMOSTATNÉHO STAVEBNÍHO OBJEKTU.

BETONY – ČSN EN 206+A2 A ČSN P 73 2404

- PODKLADNÍ BETON C12/15 – X0
- ŽB MONOLITICKÉ PILOTY C30/37 – XA2
- ŽB MONOLITICKÉ RÁMOVÉ STOJKY A KŘÍDLA C40/50 – XF2, XD1, XC2
- ŽB MONOLITICKÁ RÁMOVÁ PŘÍČEL C40/50 – XF2, XD1, XC2
- ŘÍMSA Z BETONU C30/37 – XF4, XD2, XC2

LEGENDA GEOTECHNICKÉHO TYPU

- Y = HUMÓZNÍ HORIZONT, CHARAKTERU PÍŠČITÉ HLINY, PEVNÉ – ORNICE.
- 0 = NAVÁŽKY STŘEDNĚ ULEHLÉ, CHARAKTERU PŘEKOPANÝCH MÍSTNÍCH ZEMIN S PŘÍMĚSÍ LOMOVÉHO KAMENE, CHARAKTERU ŠTĚRKOHLINITÝCH AŽ ŠTĚRKOVITÝCH ZEMIN.
- Q1 = ŠTĚRK JÍLOVITÝ, TUHÝ AŽ PEVNÝ, ŠTĚRKOVITÁ FRAKCE – FLUVIÁLNÍ SEDIMENTY.
- Q2 = HLÍNA A JÍL PÍŠČITÝ, PEVNÝ, S VARIABILNÍ PŘÍMĚSÍ DROBNÝCH ÚLOMKŮ HORNIN – DELUVIÁLNÍ SEDIMENTY.
- Q5 = PÍSEK HLINITÝ A JÍLOVITÝ, STŘEDNĚ ULEHLÝ, TUHÝ, PEVNÝ, PŘEVÁŽNĚ STŘEDNĚ ZRNITÝ, ÚLOMKY HORNIN, POLOSODRŽNÝ – FLUVIÁLNÍ SEDIMENTY.
- Q7 = ŠTĚRK HLINITÝ A JÍLOVITÝ, STŘEDNĚ ULEHLÝ, PŘEVÁŽNĚ STŘEDNĚ ZRNITÝ AŽ JEMNOZRNITÝ, S ÚLOMKY HORNIN O VEL. 0,5–3,0 CM – FLUVIÁLNÍ SEDIMENTY.
- M1 = RULA ZCELA ZVĚTRALÁ (R6), CHARAKTERU PÍSKU S PŘÍMĚSÍ JEMNOZRNNÉ ZEMINY.
- M2 = RULA SILNĚ ZVĚTRALÁ (R5), DROBNĚ ÚLOMKOVITĚ ROZPADANÉ (ÚLOMKY PLOCHÉ).
- M3 = RULY MÍRNĚ ZVĚTRALÉ (R4), DROBNĚ ÚLOMKOVITĚ AŽ KAMENITĚ ROZPADANÉ.
- M4 = RULY NAVĚTRALÉ (R3), ÚLOMKOVITĚ AŽ DROBNĚ KUSOVITĚ ROZPADAVÉ.

VÝŠKOVÝ SYSTÉM Bpv
SOUŘADNICOVÝ SYSTÉM S–JTSK

VYPRACOVAL	BC. KAREL RAFAEL		MĚŘÍTKO	1:100
VEDOUČÍ PRÁCE	ING. PAVEL JIRÍČEK, PH.D		DATUM	2022/2023
PŘEDMĚT	DIPLOMOVÁ PRÁCE		Č. PŘÍLOHY	P.6
NÁZEV	NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU O JEDNOM POLI			
PŘÍLOHA	PODÉLNÝ ŘEZ			
FORMÁT VÝKRESU	3XA4			

