ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Bakalářská práce

2021 David Franěk

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

Náhrada dálničního mostu na D1

Bridge replacement on D1 motorway

Autor: David Franěk

Vedoucí práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Akademický rok: 2020/2021

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
Fakulta stavební
Thákurova 7, 166 29 Praha 6

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Franěk Jméno: David Osobní číslo: 468650

Zadávající katedra: K11133 - Katedra betonových a zděných konstrukcí

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

II. ÚDAJE K BAKALÁŘSKÉ PRÁCI

Název bakalářské práce: Náhrada dálničního mostu na D1

Název bakalářské práce anglicky: Bridge replacement on D1 motorway

Pokyny pro vypracování:
Návrh výměny nosné konstrukce mostu na dálnici D1 se zohledněním místních podmínek a postupu výstavby.
Volba vhodného technického řešení mostu, návrh nosné konstrukce, spodní stavby a způsobu založení mostu.

Seznam doporučené literatury:
Soubor platných technických norem
TP261 - Integrované mosty

Jméno vedoucího bakalářské práce: Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce: 22. 2. 2021 Termín odevzdání bakalářské práce: 16. 5. 2021
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

[redacted]
Podpis vedoucího práce

[redacted]
Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat bakalářskou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v bakalářské práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce" a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací".

23. 2. 2021
Datum převzetí zadání

[redacted]
Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou bakalářskou práci na téma „Náhrada dálničního mostu na D1“ vypracoval samostatně pod odborným vedením Ing. Michala Drahoráda, Ph.D. a všechny použité zdroje jsem uvedl v seznamech, které jsou součástí této práce.

Prohlašuji, že v souladu s § 47 b zákona č. 111/1998 Sb. v platném znění, souhlasím se zveřejněním své bakalářské práce, a to v nezkrácené podobě. Souhlasím dále s tím, aby elektronickou cestou byly v souladu s uvedenými ustanoveními zákona č. 111/1998 Sb. zveřejněny posudky školitele a oponentů práce. Rovněž souhlasím s porovnáním textu mé kvalifikační práce s databází kvalifikačních prací Theses.cz provozovanou Národním registrem vysokoškolských kvalifikačních prací a systémem na odhalování plagiátů.

V Písku dne 25. února 2021 ……

David Franěk

Poděkování

Na tomto místě bych chtěl poděkovat vedoucímu práce Ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za jeho odborné vedení, pomoc, rady a skvělý osobní přístup při řešení a zpracování této práce i do budoucí praxe. Velké poděkování patří mojí rodině a mým blízkým, kteří mě podporovali i během těžkých chvílí v průběhu studia, zejména pprap. Tereze Syslové a Ing. Petře Podešvové, bez jejichž podpory bych dnes žádnou bakalářskou práci nepsal.

Abstrakt

Předmětem této bakalářské práce je návrh kompletní výměny původního mostu na dálnici D1, ev. č. D1- 137.1 na úseku 12 – *EXIT 90 HUMPOLEC – EXIT 104 VĚTRNÝ JENÍKOV*. Jedná se o spojitou konstrukci o dvou symetrických polích s rozpětím 15,32 + 15,32 m, tvořenou dodatečně předpjatými deskovými prefabrikáty. Střední pilíř je s nosnou konstrukcí mostu spojen rámově, nosná konstrukce je spojena s krajními opěrami skrze vrubové klouby pod koncovými příčníky, kdy je celý most navržený jako integrovaný. Bakalářská práce je celkem tvořena čtyřmi částmi a to obecným úvodem integrovaných mostech, technickou zprávou, statickým výpočtem a výkresovou dokumentací pro nově navržené řešení mostního objektu.

V době vypracování této bakalářské práce již na místě původního mostu stojí nová konstrukce, v rámci této bakalářské práce jsem vypracoval vlastní řešení nové konstrukce na základě podkladů o původním mostním objektu v souladu s požadavky modernizované dálnice D1.

Klíčová slova

Dálniční most, integrovaný most, předpjatý beton, prefabrikovaný beton, zatížení dopravou, zemní tlaky, zatížení teplotou

Abstract

This bachelor thesis is focused on complete replacemnet of earlier bridge on the D1 motorway, ev. No. D1-137.1 on section 12 – EXIT 90 – HUMPOLEC – EXIT 104 VĚTRNÝ JENÍKOV. The bridge consist of symetrical two spans 15,32 + 15,32 m, which is created by post-tensioned precast slabs. Midlle bentr is conected to bearing structure as embedded. To the vertical abdument is superstracture conecteb by notched joint. Whole bridge structure is designed as integral bridge. Complete bachelor thesis is made by four parts, first – theoretical introduction into integral bridges, second part – technical report, third part – structural analysis and fourth part – drawings of new variant od bridge.

At the time of proccesing this bachelor thesis, a new brindge is already standing on the site of earlier bridge. This bachelor thesis is alternative design, which completely respects requirements of D1 motorway modernization.

Keywords

Motorway bridge, integrated bridge, prestressed concrete, precast concrete, traffic loads, earth pressure, thermal loads

Obsah

ČÁST A – TEORETICKÝ ÚVOD 1
1. Úvod 2
2. Obecně o integrovaných mostech 4
2.1. Rámové integrované mosty 6
2.2. Kloubové integrované mosty 7
2.3. Integrované mosty založené na násypu 7
ČÁST B – TECHNICKÁ ZPRÁVA 11
1. Základní údaje o mostu 12
1.1. Popis stavby 12
1.2. Stavba a její zvláštnosti 13
1.2.1. Údaje o převáděné komunikaci D1 13
1.2.2. Údaje o křižující překážce – silnice III/3484 13
1.2.3. Vztah k území 13
1.3. Geotechnické podmínky 13
2. Soupis prací 14
2.1. Všeobecné práce 14
2.2. Geometrie původního mostu 15
2.3. Popis původního mostu 18
2.4. Stavba mostu 18
2.4.1. Přípravné práce k modernizaci mostu 18
2.4.2. Zatrubnění potoka 18
2.4.3. Snesení nosné konstrukce 18
2.4.4. Příprava plošin pro přístup ke spodní stavbě 19
2.4.5. Snesení spodní stavby 19
2.4.6. Skrývka ornice 19
2.4.7. Zemní práce 19
2.4.8. Skrývka ornice 20
2.4.9. Materiály stavby 21
2.4.10. Spodní stavba 21
2.4.11. Přechodové desky 21
2.4.12. Nosná konstrukce 22
2.4.13. Ukládání betonářské výztuže 22
2.5. Vybavení mostu 22

2.5.1. Vozovka a izolace 22
2.5.2. Římsy 23
2.5.3. Svodidla 23
2.5.4. Odvodnění 24
2.5.5. Povrchové úpravy ocelových konstrukcí 24
2.5.6. Zpětné zásypy, úpravy pod a kolem mostu 24
2.5.7. Zakrytí zrcadla mezi mosty 25
2.5.8. Ohumusování 25
2.5.9. Zvláštní vybavení mostu 25
ČÁST C – STATICKÝ VÝPOČET 26
1.1. Polohový popis objektu 27
1.2. Stručný popis návrhu stavby, její funkce a umístění 27
1.3. Popis stávajícího stavu 27
1.4. Předmět výpočtu 29
1.5. Seznam použitých norem a programů pro výpočet 29
1.5.1. Normy 29
1.5.2. Programy 29
1.6. Použitý materiál 30
1.6.1. Betonářská výztuž 30
1.6.2. Předpínací výztuž 30
1.6.3. Beton 30
1.7. Geometrie mostu 31
2. Výpočet mostní konstrukce 34
2.1. Popis konstrukce a postupu výpočtu 34
2.2. Desko-stěnový výpočetní model 34
2.3. Prutový model pro výpočet TDA 35
2.4. Zatížení 35
2.4.1. Vlastní tíha 35
2.4.2. Ostatní stálé zatížení 35
2.4.3. Nerovnoměrné sedání 37
2.4.4. Teplotní zatížení konstrukce 37
2.4.5. Zatížení větrem 39
2.4.6. Zatížení dopravou 41
2.4.6.1. Skupina pozemních komunikací 41
2.4.6.2. LM1 41
2.4.6.3. LM2 44

2.4.6.4. LM3 ... 45
2.4.6.5. Zatížení chodníků ... 47
2.4.6.6. Rozjezdové a brzdné síly – LM1 ... 47
2.4.6.7. Rozjezdové a brzdné síly – LM3 ... 47
2.4.6.8. Odstředivé a jiné příčné síly ... 47
2.4.6.9. Sestavy zatížení dopravou ... 48
2.5. Dilatační posuny mostu ... 48
2.6. Stanovení zemních tlaků ... 49
2.7. Kombinace zatížení ... 52
2.7.1. Kombinace pro mezní stav únosnosti - MSÚ ... 54
2.7.2. Kombinace pro mezní stav použitelnosti – MSP ... 55
3. Předpětí nosné konstrukce ... 57
3.1. Krytí předpínací výztuže ... 57
3.2. Rozteče kabelových kanálků ... 60
3.3. Návrh předpínací výztuže ... 60
3.3.1. Předběžný návrh předpínací výztuže ... 60
3.4. Mezní stav omezení napětí trhlin ... 62
3.4.1. Požadavky z hlediska mezního stavu omezení napětí ... 62
3.4.2. Průběhy napětí na nosné konstrukci od předpětí ... 62
4.1.1. Průběhy vnitřních sil na konstrukci ... 68
4.1.2. Ztráty předpětí ... 75
4.2. Návrh výztuže deskové prefabrikátu pro stavební stav ... 78
5. Založení mostu ... 80
5.1. Zatížení spodní stavby ... 80
5.2. Charakteristiky zeminového prostředí ... 83
5.3. Posouzení jednotlivých částí spodní stavby ... 83
5.3.1. Posouzení základu pilíře P2 ... 83
5.3.2. Posouzení základu opěry O1 ... 84
5.3.3. Posouzení základu opěry O3 ... 84
ČÁST D – VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE ... 85
Závěr ... 87

Seznam obrázků

Obrázek 1: Rozdělení jednotlivých úseků modernizace dálnice D1 v úseku Praha - Brno [1] 2
Obrázek 2: Schéma příčného uspořádání čtyřpruhových směrově rozdělených silnic a dálnic [12] 2
Obrázek 3: Rozdíly mezi jednotlivými typy mostů z hlediska uložení a zachycení dilatačních pohybů [9] .. 4
Obrázek 4: Typy integrovaných mostů [4] 5
Obrázek 5: Deformace rámového IM vlivem dopravy [4] 6
Obrázek 6: Deformace rámového IM vlivem teploty [4] 6
Obrázek 7: Deformace mostní konstrukce a přechodové oblasti délkovými změnami mostní konstrukce [3] 6
Obrázek 8: Deformace kloubového IM vlivem teploty [4] 7
Obrázek 9: Deformace IM na náspu vlivem dopravy [4] 7
Obrázek 10: Deformace IM na násypu vlivem teploty [4] 8
Obrázek 11: Mechanismus chování zásypu vlivem cyklických deformací opěr [9] 10
Obrázek 12: Půdorys původního mostu SO13-203.1 15
Obrázek 13: Příčný řez původním mostem 16
Obrázek 14: Podélný řez původním mostem 17
Obrázek 15: Půdorys mostu 31
Obrázek 16: Vzorový příčný řez v poli 32
Obrázek 17: Podélný řez mostem 33
Obrázek 18: Desko-stěnový model použitý pro výpočet v programu SCIA Engineer 34
Obrázek 19: Prutový model pro výpočet časově závislé analýzy (TDA) v programu SCIA Engineer 35
Obrázek 20: Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu na území ČR [17] 38
Obrázek 21: Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu na území ČR [17] 38
Obrázek 22: Mapa větrných oblastí ČR [16] 39
Obrázek 23: Schéma zatěžovacího modelu LM1 [20] 41
Obrázek 24: Schéma příčného roznosu nápravových sil (TS) [20] 42
Obrázek 25: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta A 43
Obrázek 26: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta B 43
Obrázek 27: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta C 43
Obrázek 28: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta D 44
Obrázek 29: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta E 44
Obrázek 30: Model zatížení LM2 [20] 44
Obrázek 31: Uspořádání náprav a definice dotykových ploch modelu LM3 [20] 45
Obrázek 32: Pojezd zvl. vozidla 1800/200 - varianta A 46
Obrázek 33: Pojezd zvl. vozidla 1800/200 - varianta B 46
Obrázek 34: Pojezd zvl. vozidla 3000/240 47
Obrázek 35: Obálka ohybových momentů M_y z kombinace 6.10 (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou 54
Obrázek 36: Obálka posouvajících sil V_z z kombinace 6.10 (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou .. 54
Obrázek 37: Obálka ohybových momentů M_y z kombinací 6.10a/6.10b (pohled od opěry 3) od zatížení dopravou 55
Obrázek 38: Obálka posouvajících sil V_z z kombinace 6.10a/6.10b (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou 55
Obrázek 39: Obálka ohybových momentů M_y z CHARAKTERISTICKÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 55
Obrázek 40: Obálka posouvajících sil V_z z CHARAKTERISTICKÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 56
Obrázek 41: Obálka ohybových momentů M_y z ČASTÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 56
Obrázek 42: Obálka posouvajících sil V_z z ČASTÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 56
Obrázek 43: Obálka ohybových momentů M_y z KVAZISTÁLÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 57
Obrázek 44: Obálka posouvajících sil V_z z KVAZISTÁLÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou 57

Obrázek 45: Maximální hodnoty ohybových momentů v kNm pro kvazistálou kombinaci od dopravy ... 61
Obrázek 46: Minimální hodnoty ohybových momentů v kNm pro kvazistálou kombinaci od dopravy 61
Obrázek 47: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0 62
Obrázek 48: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0 63
Obrázek 49: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0 63
Obrázek 50: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0 63
Obrázek 51: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0 63
Obrázek 52: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0 64
Obrázek 53: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu 64
Obrázek 54: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu 64
Obrázek 55: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu 64
Obrázek 56: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu 65
Obrázek 57: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu 65
Obrázek 58: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu 65
Obrázek 59: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci na konci životnosti 65
Obrázek 60: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci na konci životnosti 66
Obrázek 61: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti 66
Obrázek 62: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti 66
Obrázek 63: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci na konci životnosti 66
Obrázek 64: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci na konci životnosti 67
Obrázek 65: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0..... 68
Obrázek 66: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0..... 68
Obrázek 67: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0..... 68
Obrázek 68: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0 68
Obrázek 69: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0 69
Obrázek 70: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0 69
Obrázek 71: Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0 69
Obrázek 72: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0 69
Obrázek 73: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0 70
Obrázek 74: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu 70
Obrázek 75: Průběh posouvající síly Vz pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu 70
Obrázek 76: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu 70
Obrázek 77: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu..... 71
Obrázek 78: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu..... 71
Obrázek 79: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu..... 71
Obrázek 80: Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu 71
Obrázek 81: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu..... 72
Obrázek 82: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu..... 72
Obrázek 83: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci na konci životnosti..... 72
Obrázek 84: Průběh posouvající síly Vz pro CHAR kombinaci na konci životnosti..... 72
Obrázek 85: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci na konci životnosti..... 73
Obrázek 86: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti 73
Obrázek 87: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti 73

Obrázek 88: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti 73
Obrázek 89 : Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci na konci životnosti 74
Obrázek 90: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci na konci životnosti 74
Obrázek 91: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci na konci životnosti 74
Obrázek 92: Ztráty předpětí v konstrukci 77
Obrázek 93: Schéma vyztužení prefabrikátu na začátku nosníku – opěra..... 78
Obrázek 94: Schéma vyztužení prefabrikátu uprostřed pole 78
Obrázek 95: Schéma vyztužení prefabrikátu na konci nosníku – pilíř..... 79
Obrázek 96: Obálka ohybového momentu My pro mezní stav únosnosti..... 79
Obrázek 97: Obálka Posouvající síly Vz pro mezní stav únosnosti..... 79
Obrázek 98: Intenzity momentových reakcí v patě opěr..... 80
Obrázek 99: Intenzity vodorovných reakcí v patě opěr 80
Obrázek 100: Intenzity svislých reakcí v patě opěr..... 81
Obrázek 101: Velikosti momentových reakcí v patách pilířů..... 81
Obrázek 102: Velikosti vodorovných reakcí v patách pilířů 82
Obrázek 103: Velikosti svislých reakcí v patách pilířů..... 82
Obrázek 104: Posudek základu pod pilířem P2..... 83
Obrázek 105: Posudek základu pod opěrou O1..... 84
Obrázek 106: Posudek základu opěry O3 84

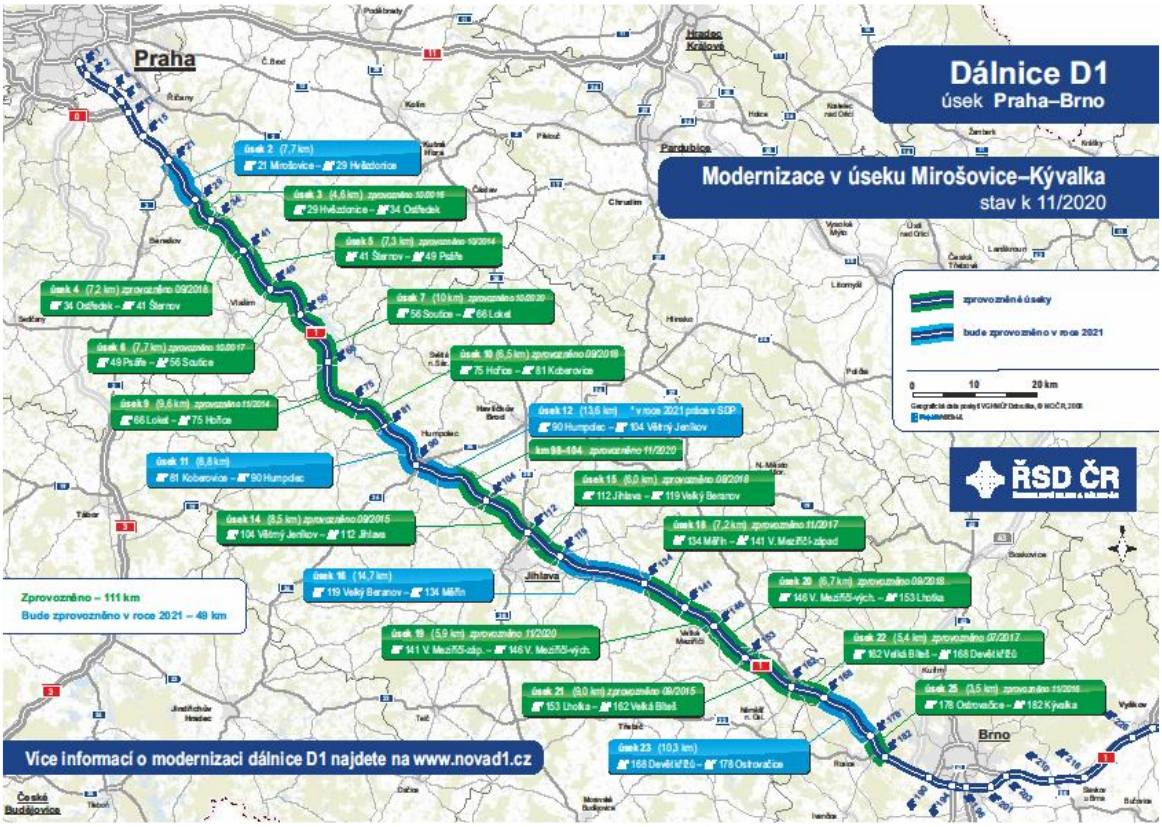
Seznam tabulek

Tabulka 1: Návrhové kategorie čtyř a vícepruhových silnic a dálnic [12] 3
Tabulka 2: Intenzity střední charakteristické hodny zatížení $(g-g_0)_m$ 36
Tabulka 3: Intenzity dolní charakteristické hodnoty zatížení $(g-g_0)_{k,inf}$ 36
Tabulka 4: Intenzity horní charakteristické hodny zatížení $(g-g_0)_{k,sup}$ 37
Tabulka 5: Výšky použité pro $A_{ref,x}$ [16] 40
Tabulka 6: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [20] 41
Tabulka 7: Hodnoty součinitele β_Q [20] 41
Tabulka 8: Charakteristického hodnoty sil a zatížení pro model LM1 [20] 41
Tabulka 9: Přepočet LM1 - TS na efektivní styčnou plochu 42
Tabulka 10: Přepočet LM1 - UDL 42
Tabulka 11: Přepočet LM2 - TS na efektivní styčnou plochu 45
Tabulka 12: Zvláštní vozidla pro dálnice užívaná v ČR podle MD ČR [20] 45
Tabulka 13: Přepočet LM3 1800/200 na styčnou plochu 46
Tabulka 14: Přpočet LM3 3000/240 na styčnou plochu 46
Tabulka 15: Charakteristické hodnoty odstředivých sil [20] 48
Tabulka 16: Stanovení sestav zatížení dopravou [20] 48
Tabulka 17: Hodnoty zemních tlaků působících na opěru O1 50
Tabulka 18: Hodnoty zemních tlaků působících na opěru O1 51
Tabulka 19: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty PK [14] 52
Tabulka 20: Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) dle ČSN EN 1990/A1 [14] 53
Tabulka 21: Stupně vlivu prostředí [24] 58
Tabulka 22: Doporučená úprava klasifikace konstrukcí [21] 59
Tabulka 23: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti [21] 60
Tabulka 24: Ztráty předpětí v kabelu 75
Tabulka 25: Hodnota maximálního napětí po přenosu 76
Tabulka 26: Hodnoty zatížené použité při posouzení základů pro MSÚ 84

ČÁST A – TEORETICKÝ ÚVOD

1. Úvod

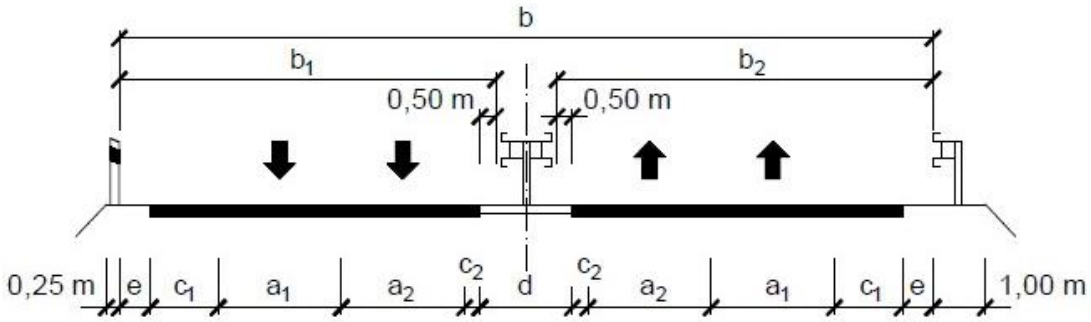
Původní cementobetonová vozovka naší páteřní dálnice D1 dosáhla v posledních několika letech konce své životnosti, kdy i po lokálních opravách vykazovala rozsáhlé vady a poruchy. Vzhledem k tomuto stavu bylo rozhodnuto o celkové modernizaci dálnice v úseku Mirošovice (EXIT 21) – Kývalka (EXIT 182).



Obrázek 1: Rozdělení jednotlivých úseků modernizace dálnice D1 v úseku Praha - Brno [1]

Současně s modernizací vozovky byla navržena její úprava tak, aby v základním příčném uspořádání byla šíře každého jízdního pásu min. 11,50 m, tj. přechod ze současné návrhové kategorie D26,5/120 na kategorii D28/120.

Jelikož současná ČSN 73 6101 – Projektování silnic a dálnic (2018) nezná návrhovou kategorii D28/120, je tato odvozena z kategorie D27,5/130.



Obrázek 2: Schéma příčného uspořádání čtyřpruhových směrově rozdělených silnic a dálnic [12]

Tabulka 1: Návrhové kategorie čtyř a vícepruhových silnic a dálnic [12]

Návrhová kategorie			Šířka [m]					
Písmenný znak	b [m]	Návrhová rychlost [km/h]	a_1/a_2	c_1	c_2	d^a	e	b_1, b_2
S	20,75	90	3,25/3,25	2,50	0,25	1,25	0,50	10,25
D a S	21,5	110	3,50/3,25	1,50	0,50	3,00	0,50	9,75
S	24,5	110	3,50/3,50	2,75	0,50	3,00	0,50	11,25
D a S	25,5[b,c]	130	3,75/3,50	3,00	0,50	3,00	0,50	11,75
D a S	26,0[b]	130	3,75/3,50	3,00	0,50	3,50	0,50	11,75
D	27,5	130	3,75/3,75	3,50	0,50	3,50	0,50	12,50
D	33,5	130	3,75/3,50	3,00	0,50	3,50	0,50	15,50

[a] Ve středním dělicím pásu se umístí silniční záchytný systém s odpovídající úrovní zadržení. Poloha silničního záchytného systému a šířka středního dělicího pásu se navrhnou s ohledem na splnění délky rozhledu pro zastavení, viz příloha C. V odůvodněných případech lze navrhnout rozšíření o násobek 0,5 m.

[b] V úsecích s přidanými pruhy ve stoupání nebo v klesání je šířka a_2 = 3,75 m.

[c] Kategorijní typ D a S 25,5 se nově nenavrhuje.

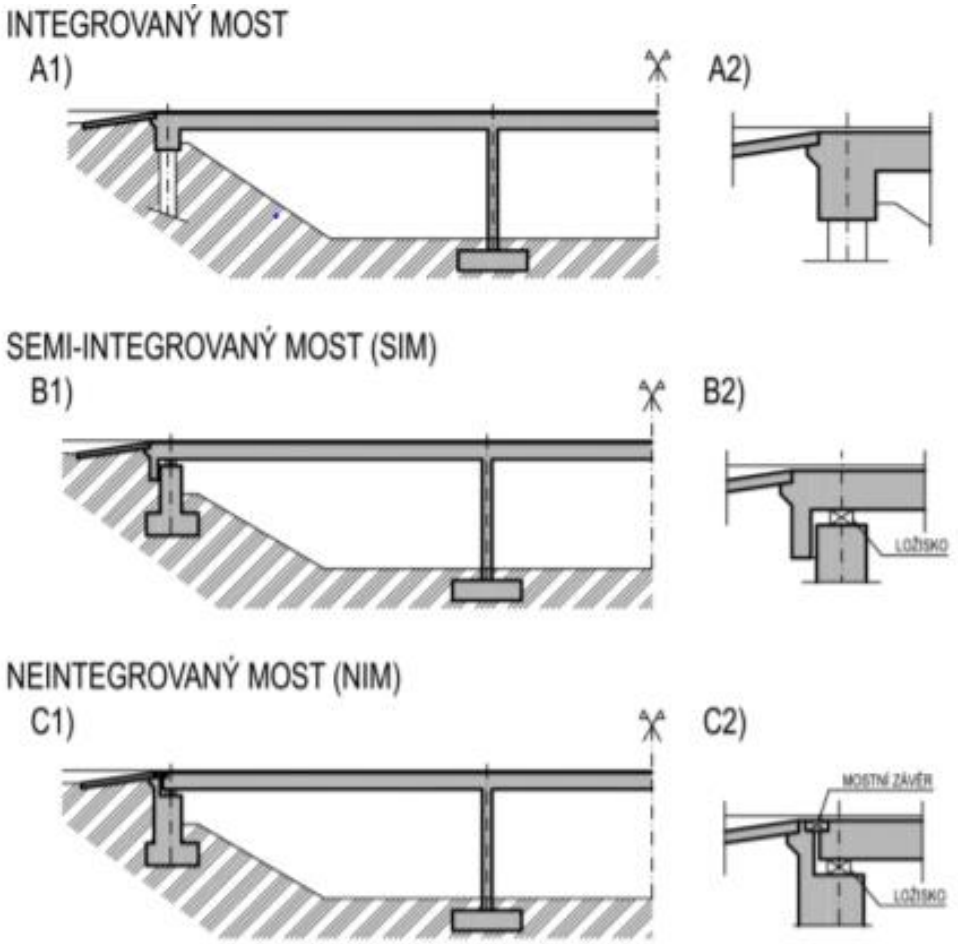
Tato úprava do budoucna umožní při provádění dílčích oprav v jednotlivých jízdních pásech vést provizorně dopravu v režimu 2+2 v jednom jízdním pásu. Z tohoto důvodu je nutné provést modernizaci a přestavbu stávajících mostních objektů, včetně rozšíření průjezdné šířky pro novou kategorii, úpravy odvodnění a vybavení dálnice.

V letošním roce 2021 by měl být projekt modernizace dálnice D1 celkově dokončen.

2. Obecně o integrovaných mostech

V první řadě je potřeba definovat, co je vlastně integrovaný most. Pojem integrovaný most označuje takový mostní objekt, u kterého *hlavní nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti [8]*, můžeme se však v praxi setkat i s upravenou definicí, kdy *integrovaný most je most, jehož nosná konstrukce je neposuvně spojena se spodní stavbou a v důsledku toho nejsou na mostě provedena ložiska ani mostní závěry [9].*

Spojení trámu s opěrou je zpravidla tuhé, ale není to bezpodmínečně nutné. Most může mít i více polí, při čemž spojení opěry s vodorovnou konstrukcí bývá zpravidla kloubové. Přestože spojení opěry s vodorovnou konstrukcí velmi omezí dilatační posuny mezi mostem a vozovkou na rostlém terénu či násypu, zcela tento pohyb se nevyloučí [5].



Obrázek 3: Rozdíly mezi jednotlivými typy mostů z hlediska uložení a zachycení dilatačních pohybů [9]

Z těchto definic je jasné, že integrované mosty mají oproti mostům klasickým zásadní odlišnosti, která spočívá absenci ložisek a mostních závěrů. Absence těchto prvku má pochopitelně vliv na konstrukční uspořádání a určité detaily.

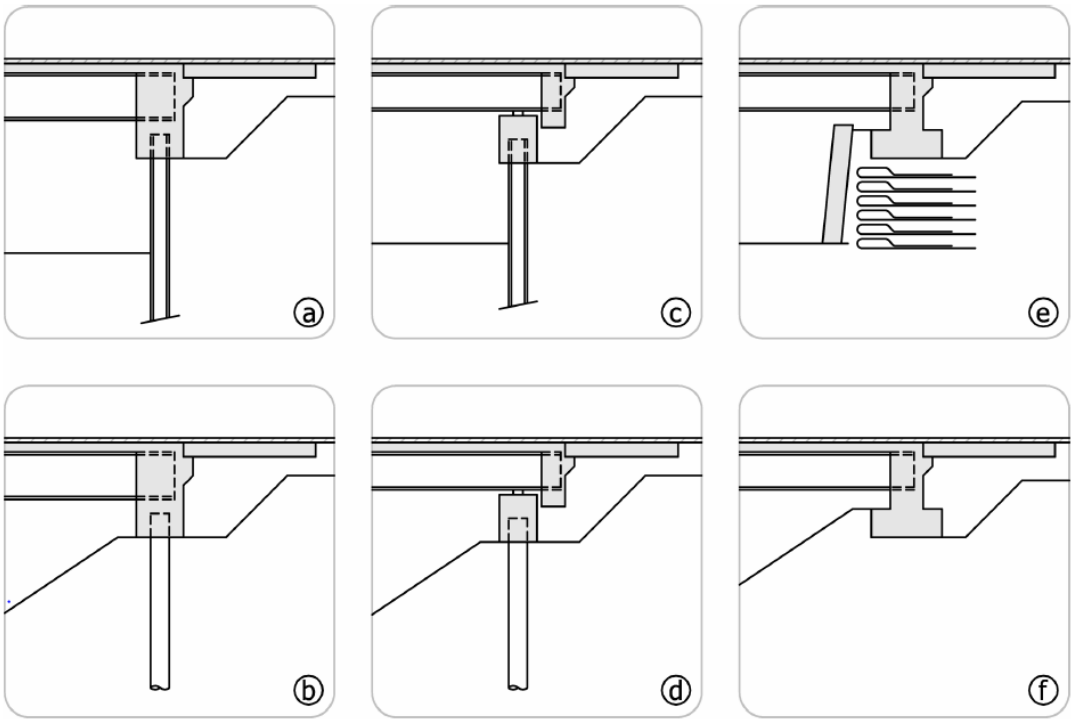
Nejmarkantnější odlišností integrovaných mostů od běžných mostů je, že při návrhu koncových podpěr integrovaného mostu počítáme s tím, že tyto podpěry jsou zemním tělesem podepřeny, zatím co u běžných mostů musí podpěry v první řadě odolat účinkům zatížení z nosné konstrukce a současně odolávat zemním tlakům z přilehlého zemního tělesa [4].

Při zvětšování délky konstrukce (např. při zvýšení teploty) je rub koncové podpěry zatlačován do zeminy, při zkracování konstrukce (např. při snížení teploty se rub podpěry od zeminy oddaluje. Proto se hodnota působícího zemního tlaku mění od tlaku v klidu směrem k tlaku aktivnímu na jedné straně (při zkrácení konstrukce), resp. k tlaku pasivnímu na druhé straně (při prodloužení konstrukce) [A.3].

Použití integrovaných mostů je vhodné pro malá a střední rozpětí, tedy do 60 m, je možné budovat i vícepólové integrované mosty, kde se projevuje jejich další zásadní vlastnost. Vlivem spojení opěr a nosné konstrukce je možné budovat mosty s méně příznivými poměry rozpětí krajních polí, kdy zde nebude docházet k jejich nadzvedávání vlivem tahových reakcí, které částečně eliminuje vlastní tíha spodní stavby, ale tuto skutečnost nelze neomezeně využívat, jelikož například návrh silně tažených pilot by byl z hlediska dlouhodobého a cyklického namáhání konstrukce velmi značně nepříznivým ať z hlediska porušení takových pilot, nebo z hlediska deformací („vytahování“) pilot[A.3], [A.5].

Pro přesnější popis chování integrovaných mostů je potřeba je rozdělit na 3 základní typy podle konstrukčního uspořádání [4]:

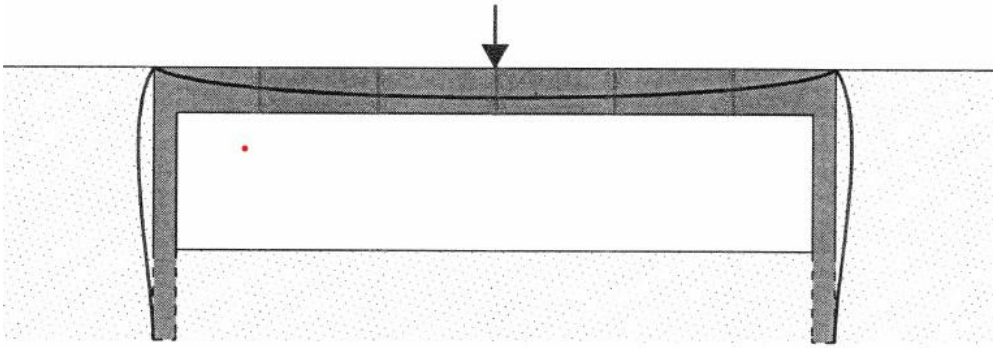
- **rámové integrované mosty** – obrázek 2a, b
- **kloubové integrované mosty** – obrázek 2c, d
- **integrované mosty založené na násypu** – obrázek 2e, f



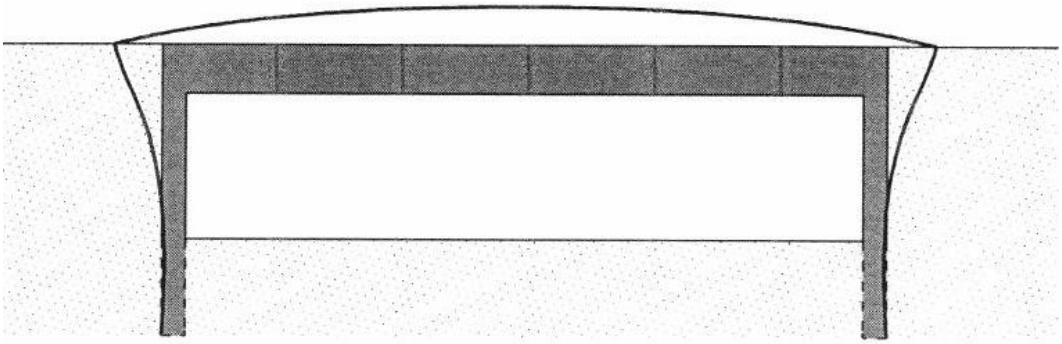
Obrázek 4: Typy integrovaných mostů [4]

2.1. Rámové integrované mosty

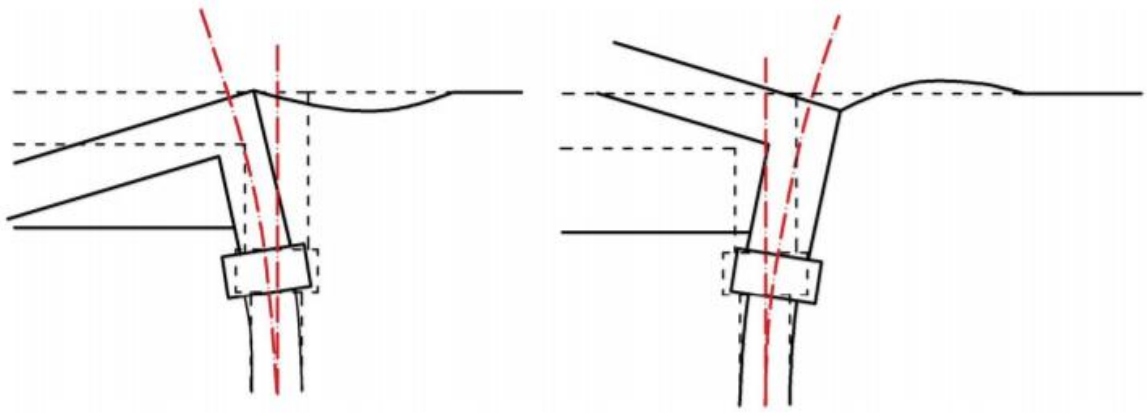
U tohoto typu integrovaného mostu je nosná konstrukce tuze spojena s podpěrami mostu prostřednictvím tuhého rámového rohu, který přenáší jak ohybové momenty z nosné konstrukce do podpěr, tak deformace od zatížení dopravou nebo teplotou.



Obrázek 5: Deformace rámového IM vlivem dopravy [4]



Obrázek 6: Deformace rámového IM vlivem teploty [4]



Obrázek 7: Deformace mostní konstrukce a přechodové oblasti délkovými změnami mostní konstrukce [3]

Rámový roh může být realizován jako podporový příčník, který lze provést několika způsoby. Může být zhotoven jako běžný podporový příčník napojený přímo na podpěru mostu (opěru/pilíř) nebo přímým spojením hlav jednotlivých pilot/štětovnic tvořících stěnu. Vhodnější je však použít monolitický příčník, který poskytuje větší „vůli“ pro eliminaci nepřesností, např. odchylky výšky hlav pilot od projektové výšky.

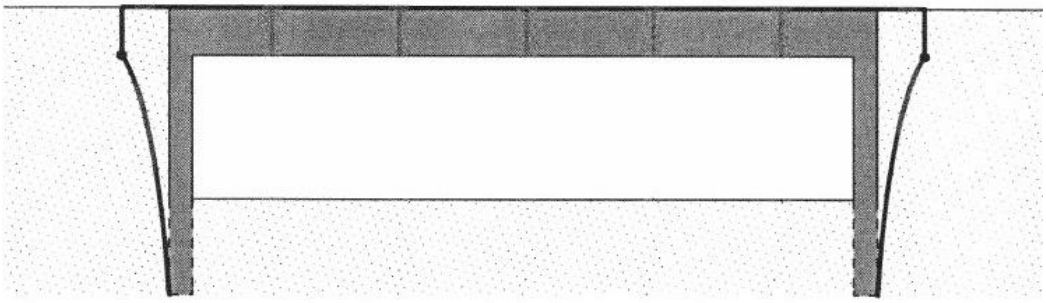
Nejzásadnější vlastností podporového příčníku je jeho tuhost v kroucení.

Rámové integrované mosty jsou použity často v kombinaci s tzv. *opěrami plné výšky*, které se budují v případech, kdy je například nutné dodržet minimální podjezdnou výšku pod mostem.

2.2. Kloubové integrované mosty

Hlavní markantem tohoto typu integrovaných mostů je skutečnost, že jsou na nich osazena ložiska, ač bylo v úvodu řečeno, že integrované mosty se vyznačují právě absencí ložisek. Některé případy však neumožňují nadimenzování rámového rohu z hlediska únosnosti a trvanlivosti konstrukce, tehdy můžeme použít ložiska, která osadíme jako u běžných mostů, ale s tím rozdílem, že použitá ložiska jsou pevná ve směru podélného posunu mostu, čímž je stále zajištěna vzájemné spolupůsobení nosné konstrukce a spodní stavby, kdy nosná konstrukce nemůže samostatně dilatovat [4]

Úlohu pevných ložisek mohou suplovat vrubové („betonové“) klouby, u kterých je však nutné věnovat zvýšenou pozornost jejich dimenzování z hlediska střihu vlivem podélných sil na ně působících a maximální namáhání betonu v dostředném tlaku.

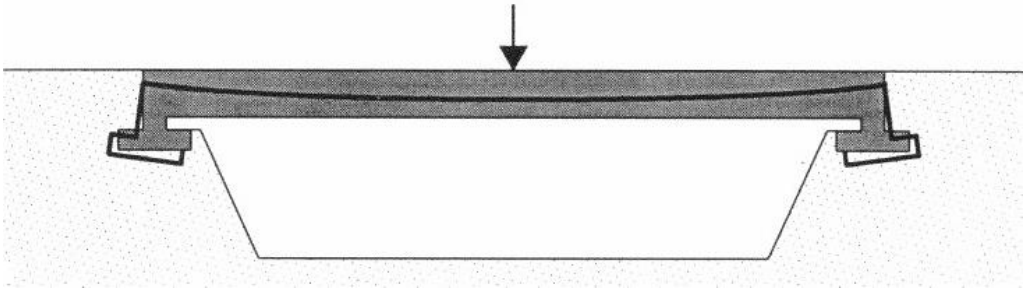


Obrázek 8: Deformace kloubového IM vlivem teploty [4]

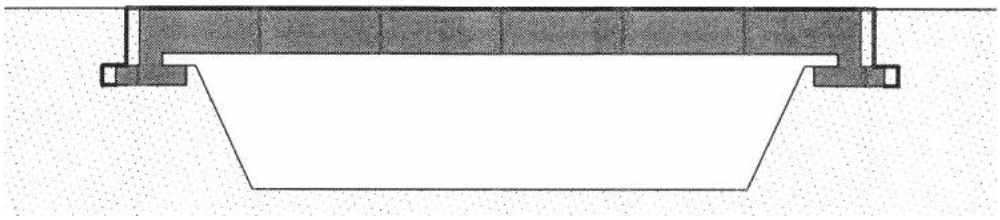
Ačkoliv jsou na integrovaných mostech tohoto typu použita ložiska, která jsou obecně částí mostu velmi nákladnou, avšak s životnostní násobně menší, než jaká je životnost mostu, kterou obvykle uvažujeme 100 let, pro tento typ integrovaných mostů tato zvyklost neplatí. Výroba pevných ložisek není nákladná a zároveň pevná ložiska vydrží celou dobu životnosti mostu, tudíž odpadávají náklady na jejich výměnu a současně s tím potřeba výluk v provozu na mostě.

2.3. Integrované mosty založené na násypu

Integrované mosty založené na násypu „vybízejí“ k jejich aplikaci v místech, kde není stěžejní požadavek na přemotění překážky s definovaným průjezdným průřezem, pro takový most tedy nepotřebujeme navrhovat vysoké opěry. Velmi vhodná aplikace tohoto typu řešení integrovaných mostů je například v místech, kde je postřeba převést komunikaci přes vodoteč v kombinaci s využitím původního profilu terénu, který nám částečně plní úlohy uměle vytvořeného násypu [4].



Obrázek 9: Deformace IM na náspu vlivem dopravy [4]



Obrázek 10: Deformace IM na násypu vlivem teploty [4]

Takovéto konstrukční řešení integrovaného mostu odpovídá „prostému“ uložení, vzhledem k poměru délky nosné konstrukce a výšky opěr. Specifikem tohoto typu IM je možný pokles únosnosti v základové spáře, která je vlivem prodlužování a zkracování mostu namáhaná cyklicky a veškerá natočení z nosné konstrukce se u tohoto typu IM přenášejí i do základové spáry, tudíž tento typ integrovaných mostů je možné budovat pouze na dostatečně únosné základové půdě. Zároveň není možné budovat dlouhé mosty tohoto typu, jelikož s délkou nosné konstrukce úměrně narůstají její dilatační pohyby. [4]

Výhody integrovaných mostů

Zjednodušení spodní stavby

Jelikož je nosná konstrukce integrovaného mostu přímo spojena s opěrou, odpadá zhotovení podložiskových bločků a závěrné zídky, kdy je tato část konstrukce “sloučena“ do koncového příčníku. Jelikož obecně mohou být integrované mosty navrhovány subtilnější, ruku v ruce s tím jde i redukce dimenzí spodní stavby a následná úspora materiálu i prostředků na zbudování spodní stavby [2].

Štíhlost a tvarová nenáročnost konstrukce

Jelikož integrované mosty lze ze statického hlediska považovat za spojitý rám, jsou mnohem menší nároky na členitost bednění takové konstrukce. Oproti neintegrovaným mostům, zde jsou opěry rozepřeny vlastní nosnou konstrukcí a zapřeny o přiléhající zemní těleso, což vede k větší stabilitě opěr a možnosti navrhovat štíhlejší opěry, než u neintegrovaných mostů. Jelikož nosná konstrukce může být přímo vetknutá do opěr, kdy dochází k rámovému působení a částečnému přenosu ohybových momentů do opěr, můžeme navrhovat štíhlejší nosnou konstrukci a tím i snížit stavební výšku, hlavně v místech, kde je nutné stavební výšku stlačit na minimu z důvodu nedostatku prostoru [2,4].

Absence mostních závěrů a ložisek

Pokud z konstrukce odstraníme ložiska a mostní závěry, které jsou jednak velmi nákladné, a to jak na pořízení, tak následnou údržbu, můžeme tak v některých případech nezanedbatelně snížit náklady na stavbu, zároveň tím odstraňujeme části mostu, které mají násobně nižší životnost, než samotná nosná konstrukce a spodní stavba mostu. U integrovaných mostů bez těchto částí je eliminován problém zatékání vody s obsahem soli na čelo nosné konstrukce a úložný práh opěry, což je velmi vážný problém u běžných mostů vedoucí ke značné degradaci betonu a korozi výztuže v těchto místech [2,4].

Vyšší komfort jízdy

Díky absenci mostního závěru je napojení vozovky na most plynulé, pokud je vybrána správná varianta řešení přechodové oblasti, nemělo by docházet k jejím poruchám, zejména nadměrnému sedání zásypu za opěrou a následnému vzniku „skoku“ na vozovce [2].

Odstranění koncentrací napětí

Tradiční mosty mají přenos reakcí z nosné konstrukce do spodní stavby zajištěn přes ložiska uložená na podložiskových blocích a úložný práh, v těchto místech dochází k velkým koncentracím napětím, které mohou mít za následek vznik lokálních a velmi závažných poruch. Díky využití koncových příčníků je roznos zatížení mnohem rovnoměrnější [2].

Jednoduché uložení nosné konstrukce

Absencí ložisek u integrovaných mostů mizí nutnost dodržení přísných geometrických tolerancí pro jejich osazení a následnou správnou funkci. Nosná konstrukce je s opěrou/pilířem spojena buďto rámovým rohem nebo pomocí vrubových kloubů.

Vyšší odolnost proti mimořádným zatížením

Integrované mosty mají výraznou rezervu v únosnosti, jsou odolné vůči nadměrnému provoznímu zatížení, zemětřesení, nárazu vozidla při nehodě nebo zatížení při povodních [4].

Nevýhody integrovaných mostů

Náročnější návrh konstrukce

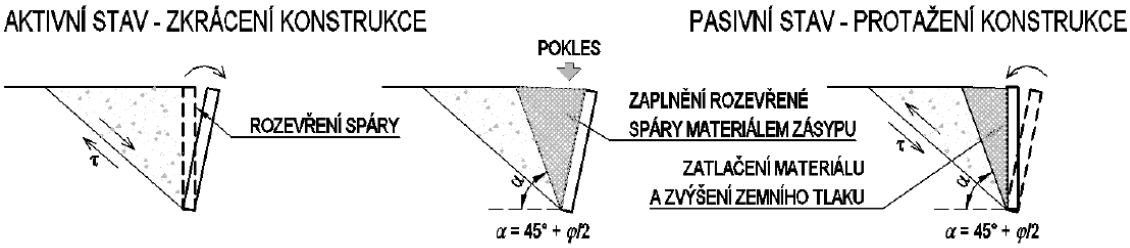
Velkým úskalím návrh integrovaných mostů je vliv interakce samotné konstrukce mostu a zeminy za opěrou. Vliv interakce mezi konstrukcí integrovaného mostu a okolního zemního prostředí vyvolává nezanedbatelná zatížení, která u běžných mostů nenastávají.

Již návrh samotného založení integrovaného mostu vyžaduje splnit dvě kritéria, která se však vzájemně vylučují, a to zajistit dostatečnou vodorovnou tuhost a zároveň minimalizovat horizontální zatížení základových konstrukcí [TP 261].

Dohutňování zásypu přechodové oblasti

Most je dlouhodobě a cyklicky zatěžovanou konstrukcí, kdy vliv zatížení (doprava a teplota) lze popsat jako „zkracování a prodlužování“, které má za následek postupné dohutňování zásypu za opěrou, jehož vlivem dochází k sesednutí tohoto zásypu [A.3].

Vlivem dohutňování zásypu za opěrou dochází k poklesům přechodové oblasti a změnám zemního tlaku, který působí na opěru [9].



Obrázek 11: Mechanismus chování zásypu vlivem cyklických deformací opěr [9]

Vyšší požadavky na vyztužení konstrukce

Vlivem přímého spojení nosné konstrukce a spodní stavby dochází ke vzniku přídavných sil v podélném směru, které je třeba zachytit větší plochou výztuže, pokud máme konstrukci předpjatou, je třeba zvýšit napětí pro předpínání nebo zvětšit počet kabelů.

Zvýšené namáhání základů

Jelikož u integrovaných mostů spolupůsobí nosná konstrukce se spodní stavbou, dochází vlivem tohoto spolupůsobení ke zvýšenému přenosu zatížení do základů mostů. Nejvýznamnějším zatížením je vliv objemových změn nosné konstrukce, které jsou způsobeny vlivem teploty (zkrácení X prodloužení). Tyto objemové změny se přenáší do základů ve formě zvýšeného smykového namáhání základů [9].

Půdorysně zakřivené mosty

U přímých integrovaných mostů dochází vlivem omezení dilatačních pohybů nosné konstrukce k nárůstu podélných sil. Pokud však navrhujeme značně půdorysně zakřivený most, dochází vlivem omezení dilatačních pohybů k vybočení konstrukce, které má za následek vznik příčných ohybových momentů za současného poklesu podélně působící síly. Současně s tímto jevem dochází k pootočení konců nosné konstrukce kolem svislé osy [9].

ČÁST B – TECHNICKÁ ZPRÁVA

1. Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Trvalý silniční, jednopodlažní, nepohyblivý o dvou polích, složený ze dvou samostatných NK, každá pro jeden směr dálnice, prefamonolitická železobetonová předpjatá konstrukce. V místě krajních podpor jsou příčníky, které jsou s opěrami mostu spojeny skrze vrubové klouby. Nově jsou provedeny opěry, pilíře i základy mostu.
Délka přemostění:	29,802 m
Délka mostu:	41,697 m
Délka nosné konstrukce:	31,478 m
Rozpětí polí:	15,32 + 15,32 m
Šikmost mostu:	pravá
Volná šířka mostu:	12,75 m
Šířka mostu:	14,45 m
Šířka nosné konstrukce:	13,85 m
Výška mostu nad terénem:	5,687 m
Stavební výška:	1,305 m
Plocha nosné konstrukce:	31,478 x 13,85 = 435,97 m^2
Plocha mostu:	31,478 x 13,85 = 435,97 m^2
Zatížení mostu:	Skupina 1 dle ČSN EN 1991-2/2007 (tab. N2.1) a Z3/2012
Důležitá upozornění:	Nejsou

1.1. Popis stavby

Účelem mostu je převedení dálnice D1 přes silnici třetí třídy III/3484 spojující obce Skorkov a Zbinohy. Návrh mostu je řešen jako kompletní náhrada stávajícího mostního objektu s rozšířením konstrukce pro převedení nové šířky dálnice. Nová šířka vozovky mezi svodidly je 12,75 m.

Nový most je navržen jako sdružený deskový rám o dvou polích, šikmé rozpětí polí je rozpětí polí 15,32 + 15,32 m a kolmé rozpětí 14,632 + 14,632 m, Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonové , předpjaté deskové prefabrikáty SMP P délky 15 m v šířkách 2,0 m (6 ks) a 1,73 m (1 ks), které jsou spojeny pomocí petlicových spojů. Horní povrch deskových prefabrikátů tvoří přímo povrch mostovky. Nosná konstrukce je na pilíř řešena jako vetknutá a na krajních opěrách se spojena se spodní stavbou prostřednictvím vrubových kloubů. Spodní stavbu tvoří tři střední pilíře a dvě krajní opěry O1 a O3, na která navazují rovnoběžná křídla. Založení mostu je navrženo plošné.

1.2. Stavba a její zvláštnosti

1.2.1. Údaje o převáděné komunikaci D1

Šířkové uspořádání:	D28/120
Výška nivelety v místě křížení:	587,991 m n.m.
Směrové poměry v místě křížení:	Most v přechodnici, příčný sklon PJP levostranný 2,50 %, LJP pravostranný 2,50 %
Výškové poměry v místě křížení:	Konstantní stoupání 2,4 %

1.2.2. Údaje o křižující překážce – silnice III/3484

Překážku tvoří silnice III/3484 spojující obce Skorkov a Zbinohy. Pod pražskou opěrou je koryto bezejmenné vodoteče, pod brněnskou opěrou je koryto Úsobského potoka. Směrově je komunikace v přímé.

1.2.3. Vztah k území

Modernizace bude prováděna za vyloučeného provozu na daném směru dálnice.
Dálniční mosty se nachází v intravilánu obce Skorkova u Herálce.
Dálniční těleso je v násypu výšky cca 9,5-11,5 m se zemními kužely kolem opěr.

Pod a na mostě jsou vedeny následující inženýrské sítě:

1. Na mostě ve SDP
    a. Silnoproud 1ks
    b. CETIN – metalický 1ks
    c. Sdělovací vedení 1ks
2. Pod mostem
    a. ČEZ Distribuce 1ks
    b. Silnoproud 1ks

Stavba se nachází v katastru obce Skorkova u Herálce

1.3. Geotechnické podmínky

Z hlediska regionálního geologického členění spadá zájmové území do oblasti českého moldanubika.

České moldnanubikum – litogicky je zde tvořeno horninami jednotvárné skupiny, zastoupené biotickými a muskovit – biotickými pararulami a cordierit – biotickými migmatity.

Kvartérní pokryv tvoří v nejspodnější části deluvio – eluviální produkty zvětrávání hornin, charakteru úlomků podložních hornin s příměsí jemnozrnných částic, které jsou často poznamenány svahovou redeponací. Tyto vrstvy jsou překryty zeminami směsného charakteru – písčitými jíly až jílovitými písky. Při povrchu terénu se potom vyskytují různě mocné akumulace soudržných prachovitých jílů, převážně střední, méně nízké plasticity.

Deluviofluviální a fluviální sedimenty - jedná se vesměs o výplně drobných údolních niv menších povrchových vodotečí, které trasa dálnice přetíná. Jelikož se jedná o drobné vodoteče jsou náplavy charakteru jemnozrnné, neštěrkovité sedimentace písčitých a jílovitých hlín. Uloženiny nemusí být striktně fluviálního původu, sedimentace může být i splachového charakteru, takže v této skupině jsou uvedeny i sedimenty deluviofluviální (to platí zejména pro údolí drobných bezejmenných potůčků).

V rámci svrchního náplavového patra se lokálně objevují bahnité polohy se zřetelnějším podílem organické hmoty.

Významnou roli hraje i vznik antropogenních sedimentů.

Z hydrogeologického hlediska můžeme v oblasti krystalinika vymezit svrchní zvodeň, vázanou především na kvartérní pokryv, zónu zvětrávání a podpovrchového rozpojení hornin a spodní zvodeň, vázanou na propustné tektonické zóny v hlubších částech krystalinika. Pro naše účely má význam svrchní zvodeň. Hladina svrchní zvodně je převážně volná a sleduje konformně terén. Nejčastějším způsobem odvodnění mělkého oběhu podzemních vod je skrytý příron do údolních niv, příp. přímo do vodotečí. Uplatňuje se zde propustnost průlinová, která směrem do hloubky přechází v propustnost puklinovou. Dotace první zvodně se uskutečňuje převážně infiltrací atmosférických srážek v širším okolí, v závislosti na míře propustnosti pokryvu a zvětralinového pláště.

Objekt je hodnocen dle ČSN EN 1997 - 1 jako konstrukce odpovídající 2. geotechnické kategorii. V projektované hloubce založení byly zjištěny odlišné geotechnické typy GT 2.2, GT 3.1.2. Vzhledem k proměnlivosti zastižených zemin, nepravidelnému zvětrání skalního masivu a rozdílné mocnosti eluvia je nutné počítat s nerovnoměrným sedáním opěr a pilířů při uvažovaném plošném založení. Proto doporučujeme zvážit hlubinné založení nebo výměnu stlačitelného podloží, případně kombinaci v závislosti na hloubce výskytu únosného skalního podloží. Plošné založení lze uvažovat za předpokladu, že bude ověřeno únosné skalní podloží pod celým základem do hloubky cca 2 m a méně únosné zeminy budou vyměněny za štěrkový polštář.

Poznámka:
Tato část technické zprávy je převzata z doplňujícího geotechnického průzkumu zpracovaného firmou Geostar s.r.o. pro potřeby modernizace dálnice D1 – úsek 13 (10/2015).

2. Soupis prací

2.1. Všeobecné práce

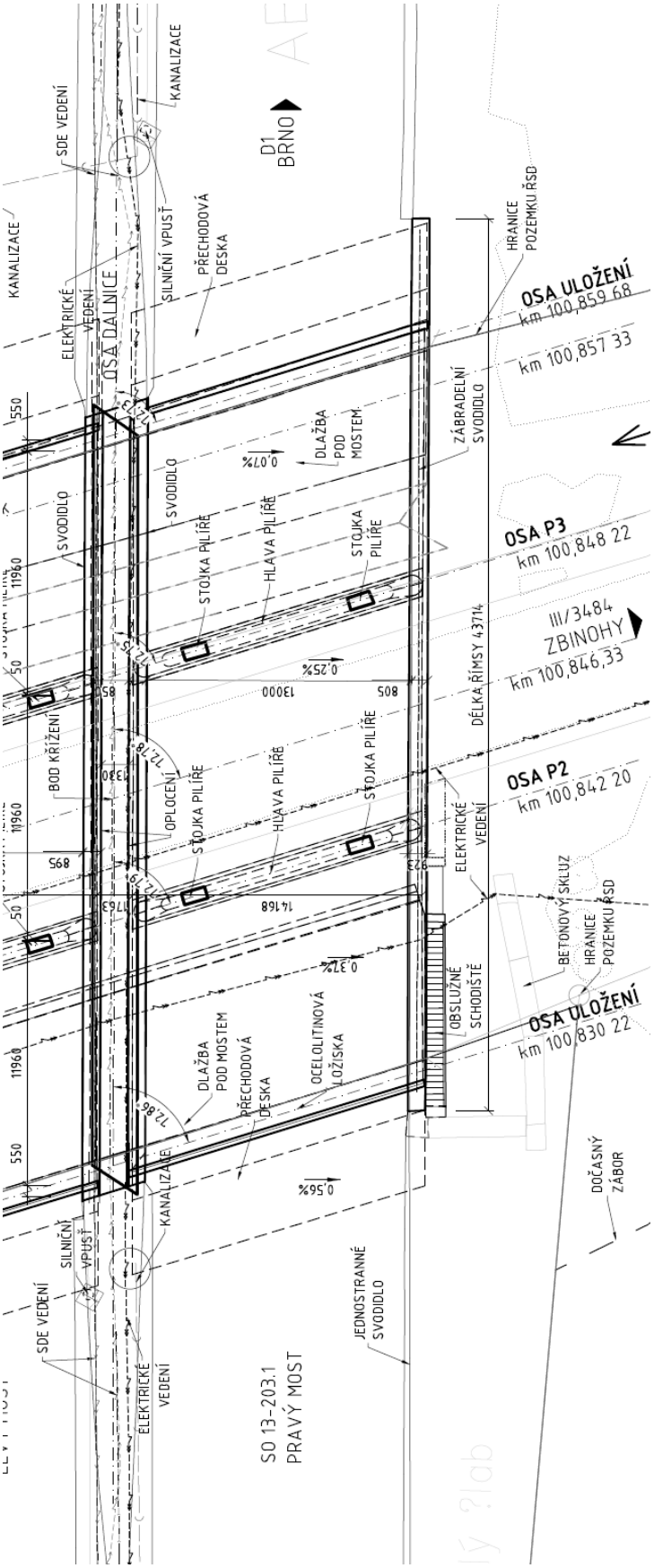
V rámci stavebních prací bude zřízeno zařízení staveniště. Zřízení oplocení není předepsáno. Přístup na stavbu bude řešen a zajištěn ze stávajících komunikací v místě stavby.

V předstihu před zahájením stavby bude provedeno odstranění lesní i mimolesní zeleně, včetně odstranění pařezů, vyčištění ploch a srovnání terénu.

Před vlastním započetím zemních prací bude provedeno odstranění zbytků vegetace a skrývka drnové vrstvy v průměrné tloušťce 15 cm, která bude následně odvezena skládku, kde se počítá s jejím kompostováním a následným využitím.

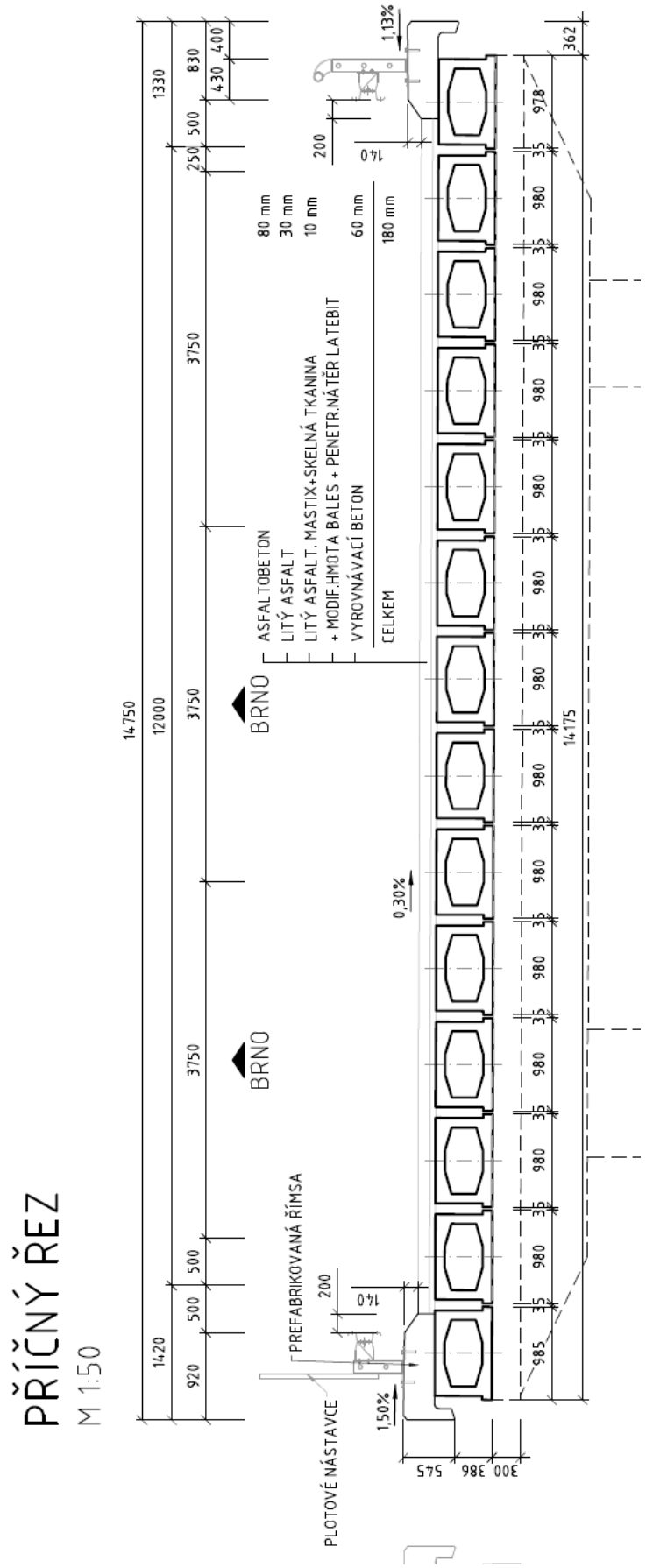
2.2. Geometrie původního mostu

Půdorys



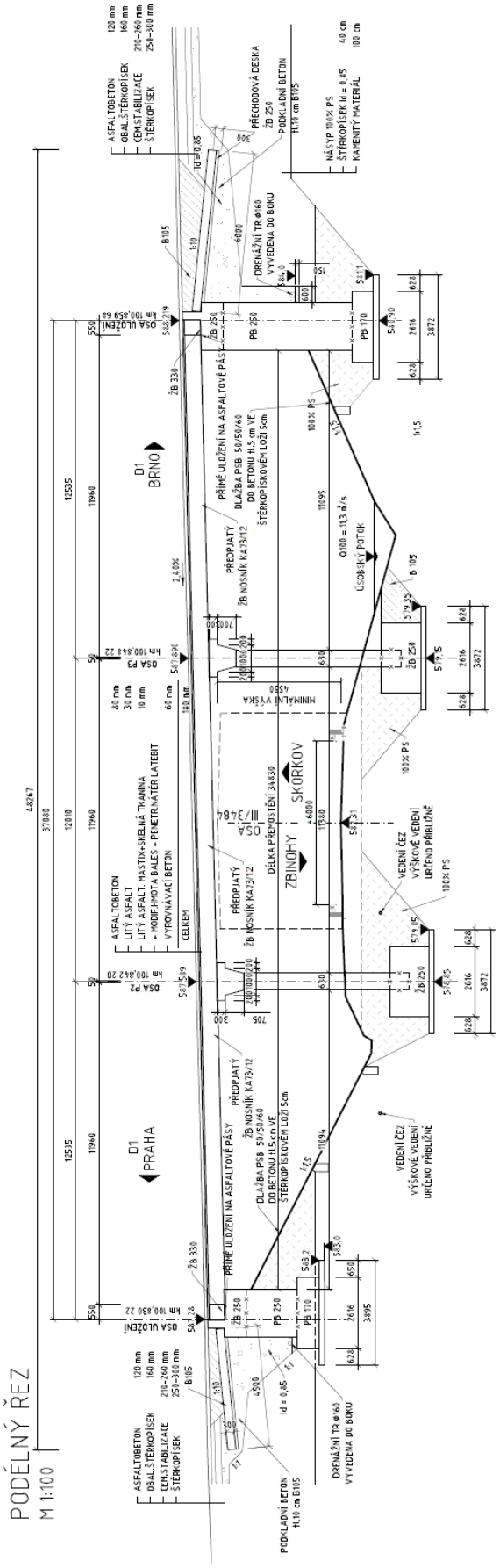
Obrázek 12: Půdorys původního mostu SO13-203.1

Příčný řez



Obrázek 13: Příčný řez původním mostem

Podélný řez



Obrázek 14: Podélný řez původním mostem

2.3. Popis původního mostu

Původní mostní objekt byl postaven roku 1980.

Založení – Základy mostu jsou nepřístupné a podle mostního listu je založení mostu plošné.

Spodní stavba – Spodní stavbu tvoří železobetonové opěry. křídla a pilíře z betonu B250, základy opěr jsou z betonu B170. Opěry i pilíře jsou založeny plošně.

Nosná konstrukce – Nosnou konstrukci tvoří nosníky KA-73, které jsou na třech prostých polích o rozpětí 12+12+12 m, prostá pole jsou s bezdilatačním stykem, v příčném řezu je v každém poli most sestaven z 14 nosníků. Nosná konstrukce je uložena v místě opěr na ocelolitinových ložiskách.

Mostní svršek a vybavení – Horní povrch nosníků je upraven spádovým vyrovnávacím betonem, jako podklad pod izolaci. Izolační systém je mastix. Vozovka na mostě je živičná, její tloušťka je podle dostupné dokumentace 80 mm. Římsy jsou prefabrikované železobetonové s výškou obruby v úrovni přilehlé vozovky. Na římsách jsou osazeny mostní svodidla a na vnitřní římse mostu jsou doplněny o plotové nástavce. Odvodnění mostu je řešeno po povrchu vozovky. Voda na koncích mostu je odváděna za opěry a dále po svahu skluzy z prefabrikovaných betonových žlabovek do stávajícího příkopu. Svahy pod mostem před opěrami jsou odlážděny betonovými deskami 50/50/6 do betonu.

Podle mimořádné prohlídky je stavební stav nosné konstrukce mostu klasifikován stupněm IV– uspokojivý a stavební stav spodní stavby je též klasifikován stupněm IV – uspokojivý.

2.4. Stavba mostu

2.4.1. Přípravné práce k modernizaci mostu

Dojde k vytyčení veškerých inženýrských sítí za mostem a pod mostem. Ochrana a přemístění IS v místě opěry bude provedeno tak, aby bylo možné provést kotvené pažení.

2.4.2. Zatrubnění potoka

Obě vodoteče budou zatrubněny pomocí trubky DN 800 mezi opěrou O1 a pilířem P2 a pomocí trubky DN 800 mezi pilířem P3 a opěrou O4 stávajícího mostu. Přesypané části zatrubnění budou osazeny dvěma vrstvami silničních betonových pro zajištění roznosu zatížení.

2.4.3. Snesení nosné konstrukce

Prvně dojde k převedení dopravy z pravého mostu na levý most, kde bude doprava vedena v systému 2+2 oddělena betonovým svodidlem. Pro provedení pažení u stávajících pilířů a SDP dálnice bude nutné dočasné uzavření rychlých pruhů.

Snesení stávajícího mostu bude provedeno po odstranění vozovkového souvrství, přechodové desky, zábradlí, říms, mostních závěrů a dalších součástí mostního příslušenství. Most bude během provádění těchto prací uzavřen, provoz na silnici pod mostem bude zachován, kdy je nutné zajistit ochranu komunikace pod mostem proti pádu předmětů a kusů suti během demolice mostu.

Vlastní demolice zahrnuje rozebrání nosné konstrukce stávajícího mostu složené z nosníků KA - 73, po snesení nosné konstrukce bude provedeno celkové odbourání spodní stavby, až na úroveň základové spáry. Beton z demolice bude odvezen na skládku k recyklaci. Izolaci je nutné likvidovat jako nebezpečný odpad.

Během stavby bude muset být na krátké časové úseky silnice pod mostem uzavřena, během doby demolice a výstavby nové konstrukce.

Během celé doby prací je nutné, aby byla na místě k dispozici havarijní souprava pro případ úniku provozních kapalin mechanizace (motorová nafta, olej, atd.) k jejich zachycení a likvidaci.

2.4.4. Příprava plošin pro přístup ke spodní stavbě

Po snesení nosné konstrukce původního mostu budou vybudovány plošiny pro přístup ke spodní stavbě.

2.4.5. Snesení spodní stavby

Jelikož jsou dříky, základy opěr a úložný práh zhotoveny z prostého betonu, bude snesena kompletní spodní stavba až na úroveň základové spáry.

S ohledem na stávající stav stativ a nové geometrické uspořádání nové konstrukce budou úplně odstraněny včetně obou prefabrikovaných dříků pilíře a základových patek s kalichy.

Odstranění stávajících pilířů bude provedeno pod ochranou kotveného pažení v místě krajnic silnice III/3484. Obě vodoteče budou zatrubněny, aby se omezilo zaplavení základových spár původních pilířů P2 a P3 (nová opěra O1 a pilíře P2)

2.4.6. Skrývka ornice

Skrývka ornice bude provedena v rámci demolice stávajícího mostu.

2.4.7. Zemní práce

Stavební jámy

Po odstranění vozovkového souvrství za mostem bude odstraněna přechodová deska.

Vzhledem k postupu modernizace bude provedeno provizorní kotvené pažení mezi mosty za opěrami ve SDP dálnice. Před provedením pažení musí být vytyčeny inženýrské sítě ve SDP a zajištěna jejich ochrana případně provizorní přeložení mimo oblast provádění provizorního pažení.

Zemní kužely kolem stávajících křídel a opěr budou provizorně odkopány v nezbytně nutné míře tak, aby bylo možné provést založení. Stavební jáma opěr levého mostu bude chráněná ze strany pravého mostu kotevním pažením. Pažení bude vysoké 10 m, délka u opěry O1 bude cca 10,5 m a délka u opěry O4 bude cca 11 m.

Základ opěry O1 a pilíře P2 bude proveden pod ochranou pažení, které umožní zachovat provoz na silnici III/3484 pod mostem. Pažení u silnice bude ochráněno pomocí betonových svodidel umístěnými po dobu výstavby.

Výkopový materiál

Výkopový materiál se uskladní na meziskládce a v případě vhodnosti bude použit pro pozdější zásypy.

Zásyp stavebních jam a zásyp za objekty

Přechodová oblast musí být provedena ve shodě s platnou ČSN 73 6244 – Přechody mostů pozemních komunikací. Následuje popis jednotlivých částí přechodové oblasti.

Zásyp základů

Zásyp bude proveden z vhodné zeminy. Zásyp může být proveden ze zemin typu GW, GP, G-F, SW, SP, S-F. Zásyp je nutno provádět po vrstvách tloušťky max. 200 mm a hutnit lehkou až

středně těžkou technikou. Zásyp bude hutněn u zemin nesoudržných na Id=0,80, popř. na 95 % PcS u zemin soudržných.

Zásyp za opěrou

V přechodové oblasti bude zásyp za opěrou proveden z vhodné nebo podmínečně vhodné dle TP94 a ČSN 73 6133 hutněné podle ČSN 72 1006. Pro jemnozrnné zeminy bude hutnění splňovat parametry dle tab. 2 jako konstrukční pláň a pro písčité a štěrkovité zeminy dle tab.3 jako horní vrstva pod pláň. Násyp je nutno provádět po vrstvách tloušťky max. 200 mm a hutnit lehkou až středně těžkou technikou.

Těsnící vrstva

Těsnící vrstva bude provedena pomocí fólie. Těsnící fólie bude tvořena geomembránou s pevností min 20kN/m, protažením min 20 % (v obou směrech). Složení těsnící vrstvy je ŠP 0 - 16 tl. 150 mm, těsnící PE fólie, ŠP 0 -16 tl. 150 mm. Těsnící vrstva bude hutněna na míru zhutnění 103 % PcS, její horní plocha bude vyspádována se sklonem 5 % směrem k drenážnímu systému.

Podkladní přechodový klín

Podkladní přechodový klín bude proveden ve stejné kvalitě jako podkladní vrstva komunikací z nenamrzavého materiálu ze štěrkodrtě (ŠD) frakce 0-32mm, třídy A dle ČSN 73 6126-1,2 a ČSN EN 13285. Hutní se na Id=0,85. Hutnění bude dle ČSN 72 1006 po vrstvách tloušťky max. 200 mm před zhutněním. Vrstva zeminy pod koncem přechodové desky musí mít stlačitelnost odpovídající modulu přetvárnosti min. 45 MPa, který je stanoven z 2.cyklů zatěžování metodou B dle ČSN 72 1006.

Ochranný zásyp

Pro ochranný a drenážní násyp za rubem opěry musí být použit nenamrzavý materiál. Násyp bude zřízen ze štěrkodrtě (ŠD) frakce 0-32 mm, třídy A dle ČSN 736126. Hutní se na Id=0,85. Hutnění bude dle ČSN 721006 po vrstvách tloušťky max. 200 mm před zhutněním. Násyp za rubem opěry je zatažen až k podélné drenáži umístěné za rubem opěry. Minimální tloušťka vrstvy štěrkodrtě na zadním odstupku opěry je 600 mm.

Drenáž za opěrou

Drenáž za opěrou je navržena z perforované drenážní roury průměru 150 mm z lineárního PE nebo z PVC. Roura je uložena na lože z betonu **C12/15-X0** a je obetonována mezerovitým betonem MCB-10 dle TP83. Filtrační vrstva geotextilie je zavedena k drenážní rouře. Podélný sklon drenáže je min. 3 %. Drenáž je vyústěna do vsakovacích jímek umístěných v patě svahů zemního tělesa.

2.4.8. Skrývka ornice

Zakládání

Nové opěry a křídla a pilíře budou založeny plošně.

Čerpání vody

Předpokládá se občasné čerpání vody, z důvodu průsaku vody z potoka do stavebních jam. Je nutné počítat s čerpáním srážkové vody ze stavebních jam.

Ochrana proti agresivní podzemní vodě

Stupeň agresivity podzemní vody na základové betony je podle archivních laboratorních rozborů v souladu s ČSN EN 206-1 slabě agresivní, **stupeň agresivity XA1** (zvýšený obsah agresivního oxidu uhličitého a nízké pH).

2.4.9. Materiály stavby

Podkladní beton	**C 20/25 – XA1, D_{max}22, CL 0,2 S4**
Základy opěr	**C 30/37 – XF2+XA1+XC2, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Základy pilířů	**C 30/37 – XF2+XA1+XC2, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Opěry a křídla	**C 45/55 – XF2+XA1+XC4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, E=36 GPa**
Deskové prefabrikáty	**C 45/55 – XF4+XC4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, E=36 GPa**
Nosná konstrukce	**C 45/55 – XF4+XA1+XC4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, E=36 GPa**
Základ pilíře	**C 30/37 – XA1+XC2+XFXF2+XA1+XC2, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Pilíř	**C 45/55 – XF2+XA1+XC4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, E=36 GPa**
Přechodové desky	**C 30/37 – XF2+XA1+XC3+XD4, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Římsy	**C30/37 – XC4+XF4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4**
Betonářská výztuž	**B500B**
Předpínací výztuž	**Y 1860 S7 – 15,7**

Betonářská výztuž je z oceli dle ČSN EN 10080 (421039). Pro případné svařování výztuže platí TP 193.

Betony dle EN 206+A1.

2.4.10. Spodní stavba

Opěry jsou tvořeny základem a dříkem. Na vrcholu dříku je proveden vrubový kloub pro spojení spodní stavby s nosnou konstrukcí. Šířka základu opěry je 3,978 m (kolmo 3,8) a výška 1,2 m, dřík opěr je široký 848 mm (kolmo 800), výška dříku je proměnná. Vrchol dříku opěry má střechovitý sklon 4 % v podélném směru mostu. Příčný sklon dříku opěr kopíruje příčný sklon vozovky na mostě 25 %.

Uložení nosné konstrukce na opěry bude provedeno pomocí vrubových kloubů šířky 350 mm.

Konstrukce opěr a pilířů ve styku se zeminou budou opatřeny nátěr proti zemní vlhkosti 1xALP + 2xALN. Na takto ošetřených rubech opěr bude izolace tvořena NAIP, které budou překryty drenážní geotextilií. Izolace NAIP je celoplošně od přechodové desky po drenáž za rubem opěry. Minimální gramáž geotextilie je 400 g/m^2. Ve stejném rozsahu bude za opěrami umístěna pružná vložka z XPS tl. 100 mm.

Přechodová oblast za opěrami bude odvodněna pomocí drenážní trubky obetonované mezerovitým betone vedené ve sklonu 3 %. Drenáž bude vyvedena skrze dřík opěry na její líc pomocí PE trubky DN 150 dle VL4 204.1a

2.4.11. Přechodové desky

Na mostě jsou navrženy vlečené přechodové desky délek 7,50 m (kolmo) u opěry O1 a 6,50 m (kolmo) u opěry O3, tl. přechodových desek je 300 mm. Podélný sklon přechodových desek je 10 %. Uložení přechodových desek bude provedeno dle VL4 302.04.

2.4.12. Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci tvoří sdružený, dodatečně předpjatý prefamonolitický sdružený rám o dvou polích s podporovými příčníky o rozpětích polí 15,32 + 15,32 m. V příčném směru má konstrukce tvar desky konstantní tloušťky.

Nosná konstrukce je složena ze 7 prefabrikovaných deskových nosníků, šířka nosné konstrukce je 13,85 m a tloušťka prefabrikátů je 600 mm, které jsou v místě podpor zabetonovány do příčníků celkové výšky 1100 mm (opěry) a 900 mm (pilíř). Celá nosná konstrukce je navržena z betonu **C 45/55 – XF4** (prefabrikáty, petlicové styky, příčníky).

Nosná konstrukce je navržena na zatížení – Skupina pozemních komunikací 1, dle ČSN EN 1991-2 včetně změn.

Nosná konstrukce je v jednostranném příčném sklonu 2,5 % od osy dálnice D1 směrem k vnějšímu okraji jízdního pásu. Podélný sklon nosné konstrukce je 2,4 %. Nosná konstrukce je na středním pilíře vetknutá, na krajních podpěrách je uložena pomocí vrubových kloubů. Vrubové klouby budou provedeny v nevodivé úpravě.

2.4.13. Ukládání betonářské výztuže

Při ukládání betonářské výztuže se zajistí správné krytí pomocí vhodných betonových distančních podložek. Minimální krytí uvedené na výkresech platí pro veškerou betonářskou výztuž, tj. včetně spon, které mají pouze nekladné tolerance. Hlavní betonářská výztuž je navržena s tolerančním zvětšením krytí 10 mm podle TKP 18 (např. jmenovité krytí 55 mm, minimální krytí 45 mm).

Při ukládání výztuže do bednění se křižující vložky výztuže vzájemně spojují převážně vázáním. Svařování výztuže se užije pouze tam, kde je to projektem přímo předepsáno, jinak pouze výjimečně při bodovém spojování svary. Při svařování je nutno dodržet ustanovení výrobce betonářské výztuže. Zejména musí svařování provádět školený odborník, a to tak, aby svařované vložky nebyly oslabeny.

2.5. Vybavení mostu

2.5.1. Vozovka a izolace

Vozovka je navržena dvouvrstvá:

- obrusná vrstva SMA 11S PMB 45/80-60 modif. podle ČSN EN 13108-5, ČSN 73 6121	40 mm
- PS-EP (C 60 BP 5) podle TP 102	0,20 kg/m^2
- ochrana izolace MA 11 IV PMB 25/55-60 podle ČSN EN 13108-6	40 mm
- izolace NAIP	5 mm
- úprava povrchu NK s pečetící vrstvou	.
Celkem:	**85 mm**

Na povrchu obrusné vrstvy se provede posyp předobalenou drtí frakce 2/4 mm v množství 1,5 kg/m^2. Na povrchu ochranné vrstvy izolace z modifikovaného litého asfaltu se provede posyp předobalenou drtí frakce 4/8 mm v množství 2 - 4 kg/m^2. Technologie pokládky MA 11 IV musí být přizpůsobena typu izolačního souvrství. Pod římsami bude izolace zdvojena položením vrstvy NAIP s ochrannou vložkou. Celoplošná izolace bude přetažena i na přechodové desky. Podél říms bude vytvořen odvodňovací proužek z MA 11 IV bez posypu.

Celoplošná izolace i podklad pro izolaci musí splňovat požadavky ČSN 73 6242. Použit smí být pouze schválený typ izolačního systému (seznam schválených typů viz www.rsd.cz).

Povrch betonu musí být před položením izolace řádně očištěn a povrchová vrstva musí vykazovat pevnost v odtrhu min. 1,5 MPa. Rovinatost povrchu platí dle výše uvedené ČSN a dle TKP, kap. 18.

Šířka vozovky činí 12,75 m. Podél níže položených obrubníků říms jsou navrženy zapuštěné odvodňovací žlábky šířky 0,50 m viz VL4/20, det. 403.41. V místě žlábků je vozovka v celé tloušťce z litého asfaltu bez posypu horní vrstvy. Zapuštění žlábku je ukončeno před mostními závěry. Mezi vozovkou a obrubníky a podél mostních závěrů jsou těsnící zálivky v provedení dle VL4/2020, det. 403.42. Těsnící hmota zálivek spár mezi vrstvami vozovky a římsou bude typu N2 dle ČSN EN 14188-1, čl. 4.1. V ose odvodňovacího žlábku je v tloušťce ochranné vrstvy na celou délku mostovky navržen průběžný pás z drenážního polymerního betonu v šířce min. 150 mm s příčnými žebry ve vzdálenostech 2 až 4 m (podle podélného sklonu) zasahujícími 100 mm pod obrusnou vrstvu vozovky za hranu odvodňovacího proužku. V místě odvodňovacích trubiček je pás z polymerního betonu také rozšířen, viz VL4/2020, det. 406.12.

Mezi vozovkou a obrubníky budou těsnící zálivky v provedení viz VL4/2020, det. 403.42. Těsnící hmota zálivek spár mezi vrstvami vozovky a římsou bude typu N2 dle ČSN EN 14188-1, čl. 4.1.

Pro provádění vozovky platí TKP, kap. 7, TKP, kap. 8, TKP, kap. 21 a příslušné normy, na které se TKP odvolávají, zejména ČSN 73 6121, ČSN 73 6122 a ČSN 73 6242 a TP zhotovitele pro provádění izolace a asfaltových vrstev.

2.5.2. Římsy

Římsy mostu jsou navrženy jako monolitické z betonu **C30/37 XC4+XF4+XD3**. Ve svislé části říms u SDP budou osazeny 3ks chrániček φ110/96 mm pro převedení inženýrských sítí dle VL4/2020, 402.31.

Římsy budou kotveny do krajních prefabrikovaných desek nosné konstrukce pomocí kotev říms vyráběných zámečnickým způsobem. Kotvy říms budou osazovány po 1 m.

Na římsách jsou umístěny zábradelní svodidla s min. úrovní zadržení H2 se svislou výplní.

Detaily říms budou provedeny dle následných vzorových listů: povrchová úprava říms se svodidlem dle VL4/2020, 401.01a, střední římsa na opěře dle VL 4/2020, 401.12, kotva římsy ve vývrtu dle VL 4/2020, 402.02, vyvedení chrániček u opěr dle VL 4/2020, 402.11, těsnění dilatačních spár římsy dle VL 4/2020, 402.21, těsnění dilatačních spár římsy dle VL 4/2020, 402.22 a výztuž říms dle VL 4/2020, 402.31.

Armování říms ve SDP musí být provedeno s ohledem na ukládání optických kabelů bez přerušení provozu. To znamená, že jedna chránička musí být provedena jako <u>půlená</u>, aby během ukládání armatury římsy bylo možné přesunout 2ks optických kabelů do půlené chráničky.

2.5.3. Svodidla

Na římsách budou umístěna ocelová zábradelní svodidla s minimální úrovní zadržení H2 se svislou výplní.

Kotvení svodidel bude provedeno v souladu s certifikací dodavatele systému a bude provedeno podle VL 4/2020, det. 501.52. Ochrana proti bludným proudům bude provedena dle VL 4/2020 det. 601.06.

Tloušťka podlití patní desky svodidla nesmí přesáhnout 20 mm.

Svodnice musí být minimálně 750 mm nad povrchem vozovky.

Izolační odpor osazeného svodidla musí být minimálně 5 kΩ. Zábradlí se řídí TP 258 – Mostní zábradlí.

Protikorozní ochrana ocelových částí musí odpovídat TKP 19A. Popis navrženého řešení viz kapitola 4.4.5. Povrchové úpravy ocelových konstrukcí.

2.5.4. Odvodnění

Most je u vnější římsy vybaven odvodňovacím proužkem dle VL4/2020 det. 403.41.

Voda z mostu je sváděna příčným sklonem do odvodňovacího proužku, v něm je přidáván podélný spád konstrukce. Voda je sváděna do mostních odvodňovačů.

Mezi odvodňovači je navrženo žebro z drenážního plastbetonu šířky 150 mm a výšky na ochrannou vrstvu izolace dle VL4/2020 det. 406.12 a 406.12a. Drenážní žebro je po 6,0 m, respektive 4,8 m přerušeno drenážními trubičkami jejichž provedení bude dle VL4/2020 det. 406.11. Trubičky jsou zaústěné do podélného svodu odvodnění, které je svedena mimo průjezdný profil komunikace pod mostem.

Podélný svod je sveden pod nosnou konstrukci mostu svislým svodem DN150 z PE.

Vzhledem ke stlačené stavební výšce NK není podélný svod proveden nad pozemní komunikací III/3484. Svislý svod je proveden u pilíře P2 a další je u dříku pražské opěry. Voda ze svislého svodu bude odtékat do žlabu provedené z dlažby provedené v odlážděných svazích pod mostem. Žlab bude zaústěn do příkopu podél pozemní komunikace III/3484.

Těsnění spáry podél obrubníku bude provedeno dle VL4/2020 det. 403.42.

2.5.5. Povrchové úpravy ocelových konstrukcí

Veškerá svodidla budou mít svrchní nátěr barvy RAL 7043 Traffic Grey.

Povrchová úprava ocelových konstrukcí bude provedena dle revize kapitoly 19 TKP -Ocelové mosty a konstrukce. Jednotlivé konstrukční prvky mají korozní agresivitu a životnost ochranného povlaku podle ČSN EN 12944-2:

Ložiska a silniční záchytné systémy
C4 + K1 (speciální)
PKO podle TKP kap. 19B

Odvodňovací zařízení
C4 + K7 (speciální)
PKO podle TKP kap. 19B

U zabetonovaných prvků bude ochranný systém proveden do hloubky 50 mm od líce betonu.

Předpokládá se žárová metalizace a tři vrstvy nátěru. Jednotlivé vrstvy nátěrů musí být odlišeny barevně.

2.5.6. Zpětné zásypy, úpravy pod a kolem mostu

Zpevnění svahů bude provedeno z lomového kamene tl. 200 mm do betonu C20/25 – XF3 tl. 100 mm na štěrkopískovém podsypu tl. 100 mm.

V patě svahu budou provedeny betonové prahy z betonu C30/37- XF4+XD3.

Revizní schodiště šířky 0,75 m budou umístěna až za křídly a jsou vedeny až k patě násypu pod mosty vždy ve směru jízdního pásu dálnice. Schodiště je provedeno z prefabrikovaných dílců z betonu C30/37 - XF4 s obrubníkem do lože z betonu C20/25 - XF3 tl. 100 mm dle VL4/2020 206.21.

Jednotlivá pole dlažby budou od římsy uložené na křídle oddilatovány pomocí pružných spár, kterou budou vyplněny trvale pružným tmelem dle ČSN ISO 11600 (F-25-HM-M1p). Spáry

je případně možno vyplnit modifikovanou zálivkou dle TKP 6 a ŠSN EN 13877-1. Šířka pružných spár mezi konci říms a zádlažbami nesmí být menší než 25 mm ve všech místech.

2.5.7. Zakrytí zrcadla mezi mosty

Prostor mezi římsami v SDP bude zakryt pochozím roštem z taženého kompozitu dle VL4/2020 det. 102.01, 401.11 a 401.12. Rošty budou neseny nosníky z kompozitu kotvenými ocelovými přípravky na chemickou kotvu do říms.

2.5.8. Ohumusování

Ohumusování svahů zemního tělesa ve svahu bude provedeno zeminou vhodnou pro ohumusování v tloušťce 0,15 m ve specifikaci dle ZTKP. Zeminu vhodnou pro ohumusování si zajistí zhotovitel stavby.

2.5.9. Zvláštní vybavení mostu

Nivelační značky:

V souladu s ČSN 73 6201 čl 13.14.1 se do říms do dodatečně vyvrtaných otvorů osadí nivelační měřící značky Ø 16 mm, délky 70 mm z korozivzdorné oceli 1.4362, 1.4404 nebo 1.4571 dle ČSN EN 10027-2, které budou sloužit pro geodetické sledování konstrukce mostu (poloha značek ve středu rozpětí, v osách uložení nad opěrami, pilířem a na koncích říms nad křídly). Do opěr a pilíře se do dodatečně vyvrtaných otvorů podle ČSN ISO 4463-2 osadí malé čepové značky Ø 16 mm, délky 70 mm v nerezovém provedení, které budou sloužit pro geodetické sledování spodní stavby.

Chráničky:

Na mostě budou osazeny do říms v SDP 3 chráničky DN 110/96.

Označení letopočtu výstavby:

V souladu s ČSN 73 6201 čl 13.15.2 se na vnější křídla opěr vyznačí letopočet výstavby pomocí pryžové matrice umístěné do bednění křídla.

Označení evidenčního čísla mostu:

Na začátku mostu ve směru jízdy bude osazena značka s evidenčním číslem mostu. Provedení bude odpovídat požadavkům TKP kap. 14 – Dopravní značky a dopravní značení.

ČÁST C – STATICKÝ VÝPOČET

1.1. Polohový popis objektu

Druh převáděné komunikace:	Dálnice D1
Kategorie komunikace:	D 28/120
Druh přemosťované překážky:	Silnice III/3484
Staničení křížení na dálnici D1:	km 100,846 330 x = 1 117 417,268; y = 676 051,495
Staničení mostu:	km 100,837 115 – opěra 1 km 100,852 435 – pilíř 2 km 100,867 755 - opěra 3
Staničení přemosťované překážky:	km 100,846 330 – Silnice III/3484
Úhel křížení:	72,76°
Požadované podjezdná výška:	4,50+0,15=4,65 m
Volná výška pod mostem:	4,726

1.2. Stručný popis návrhu stavby, její funkce a umístění

Účelem mostu je převedení dálnice D1 v daném úseku přes silnici III/3484. Koncepční návrh mostu je řešen jako trvalý silniční, jednopodlažní, nepohyblivý o dvou polích, složený ze dvou samostatných nosných konstrukcí, každá pro jeden směr dálnice D1, železobetonový předpjatý integrovaný deskový rám. V místě pilíře je nadpodporový příčník vetknutý do pilíře a na opěrách je nosná konstrukce uložena přes koncový příčník spojený vrubovými klouby. Jsou provedeny kompletně nové opěry a pilíře včetně základů, založení mostu je plošné.

Příčný sklon mostu je jednostranný 2,5 % a podélný skon konstantně stoupá +2,4 % půdorysně je most v přechodnici.

1.3. Popis stávajícího stavu

Mostní objekt e nachází v extravilánu obce Skorkov.
Dálniční těleso je v násypu výšky cca 5m se zemními kužely kolem opěr.

Pod a na mostě jsou vedeny následující inženýrské sítě:

1. Na mostě ve SDP
    a. Silnoproud 1ks
    b. CETIN – metalický 1ks
    c. Sdělovací vedení 1ks
2. Pod mostem – podél opěry O1
    a. ČEZ Distribuce 1ks
    b. Silnoproud 1ks

Stavba se nachází v katastru obce Skorkova u Herálce

Údaje o dálnici D1 (SO 13-101)

Šířkové uspořádání:	D28/120
Směrové poměry v místě křížení:	Most v přechodnici, příčný sklon PJP pravostranný 2,50 %, LJP pravostranný 2,50 %
Výškové poměry v místě křížení:	Konstantní stoupání 2,4 %

Údaje o silnici III/3484

Šířkové uspořádání:	Silnice III. třídy
Výška nivelety v místně křížení:	587,991 m.n.m.
Směrové poměry v místě křížení:	Komunikace je v místě mostu v přímé, příčný sklon vozovky je střechovitý 2,50 %.

Základní údaje o mostu

Charakteristika mostu:	Trvalý, silniční, jednopodlažní, nepohyblivý o dvou polích, složený ze dvou samostatných NK, každá pro jeden směr dálnice D1, železobetonový předpjatý integrovaný deskový rám. V místě pilíře je nadpodporový příčník vetknutý do pilíře a na opěrách je nosná konstrukce uložena přes koncový příčník spojený vrubovými klouby. Jsou provedeny kompletně nové opěry a pilíře včetně základů, založení mostu je plošné. Příčný sklon mostu je jednostranný 2,5 % a podélný skon konstantně stoupá +2,4 %, půdorysně je most v přechodnici.
Délka přemostění:	29,802 m
Délka mostu:	46,12 m
Délka nosné konstrukce:	31,48 m
Rozpětí jednotlivých polí:	15,32 + 15,32 m
Světlost polí:	14,587 + 14,587 m
Šikmost mostu:	O1 – 72,80° (80,79g), šikmost pravá O3 – 72,74° (80,82g), šikmost pravá
Volná šířka:	12,75 m
Šířka mezi svodidly:	12,75 m
Šířka průjezdního prostoru:	12,75 m
Šířka průchozího prostoru:	Na mostě není provoz chodů.
Šířka nosné konstrukce:	13,85 m

Šířka mostu:	14,45 m
Výška mostu nad terénem:	5,687 m
Konstrukční výška:	0,60 m
Plocha nosné konstrukce mostu:	31,478 x 13,85 = 435,97 m^2
Zatížení mostu:	Zatížení mostů podle příslušných článků ČSN EN 1991-2 ed. 2/2015, Skupina PK-1 včetně změn
	Klimatická zatížení podle příslušných částí ČSN EN 1991
Důležitá upozornění:	Nejsou

1.4. Předmět výpočtu

Předmětem výpočtu je mostní objekt, který je navržen jako dodatečně předpjatá prefamonolitická desková konstrukce. Jedná se o návrh nové nosné konstrukce, která zcela nahrazuje původní mostní konstrukci tvořenou předpjatými nosníky KA-73 a vyrovnávací deskou.

1.5. Seznam použitých norem a programů pro výpočet

1.5.1. Normy

Viz přiložený seznam užitých norem a předpisů na konci práce.

1.5.2. Programy

SCIA Engineer	programový systém pro statické výpočty
IDEA StatiCa	programový systém pro statické výpočty
GEO 5	programový systém pro posudky geotechnických konstrukcí
EXCEL, Word	tabulkový procesor, textový editor
AutoCAD	grafický editor

1.6. Použitý materiál

1.6.1. Betonářská výztuž

Železobetonové částí konstrukce budou vyztužena výztuží **B500 B**

1.6.2. Předpínací výztuž

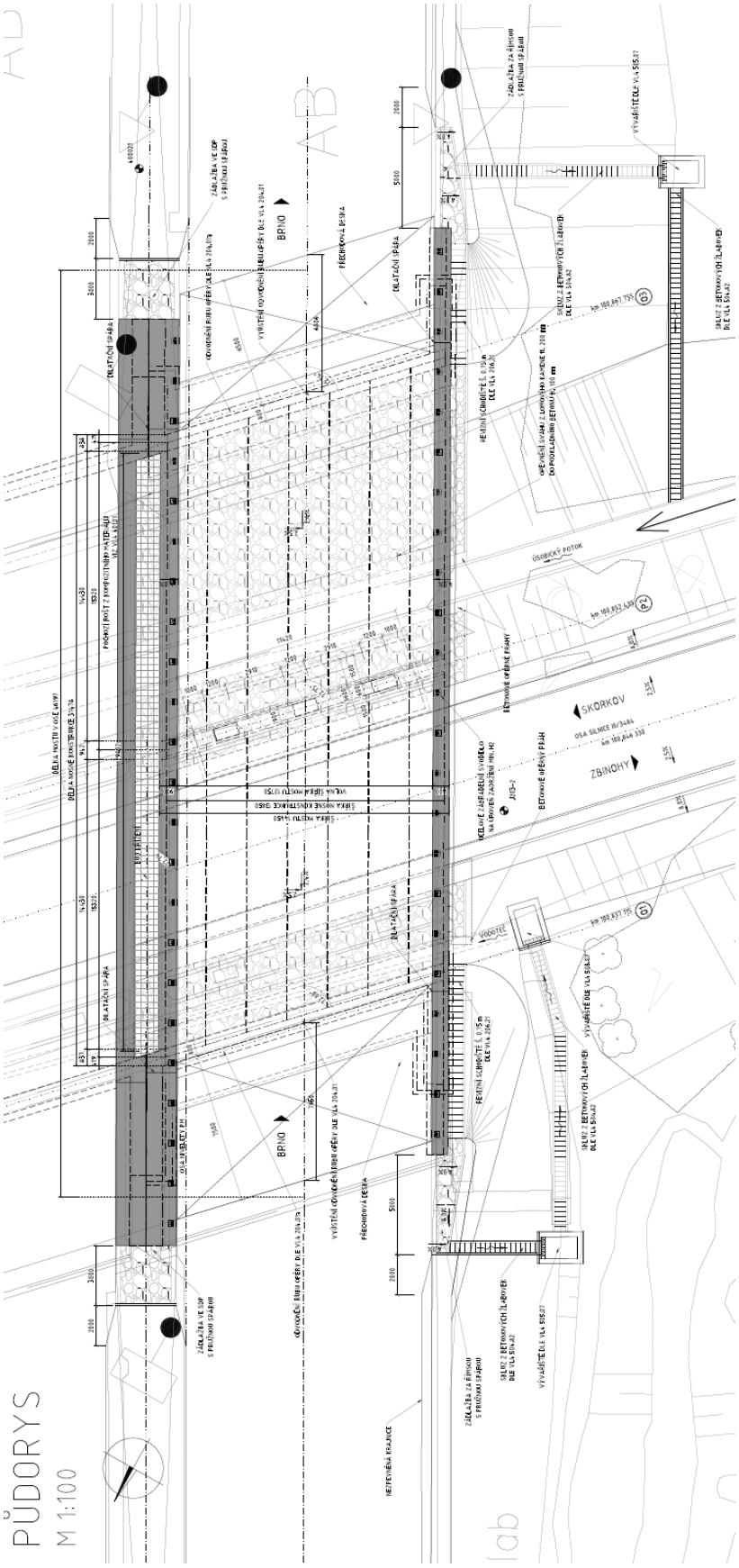
Pro předpjaté prvky a kabely spojitosti bude použita výztuž **Y 1860 S7 – 15,7**.

1.6.3. Beton

Podkladní beton	**C 20/25 – XA1, D_{max}22, CL 0,2 S4**
Základy opěr	**C 30/37 – XA1+XC2+XF1, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Opěry a křídla	**C 45/55 – XA1+XC4+XF2+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, 36 GPa**
Deskové prefabrikáty	**C 45/55 – XC4+XF4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, 36 GPa**
Nosná konstrukce	**C 45/55 – XC4+XF4+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, 36 GPa**
Základ pilíře	**C 30/37 – XA1+XC2+XF1, D_{max}22, CL 0,1 S4**
Pilíř	**C 45/55 – XA1+XC4+XF2+XD3, D_{max}22, CL 0,1, S4, 36 GPa**

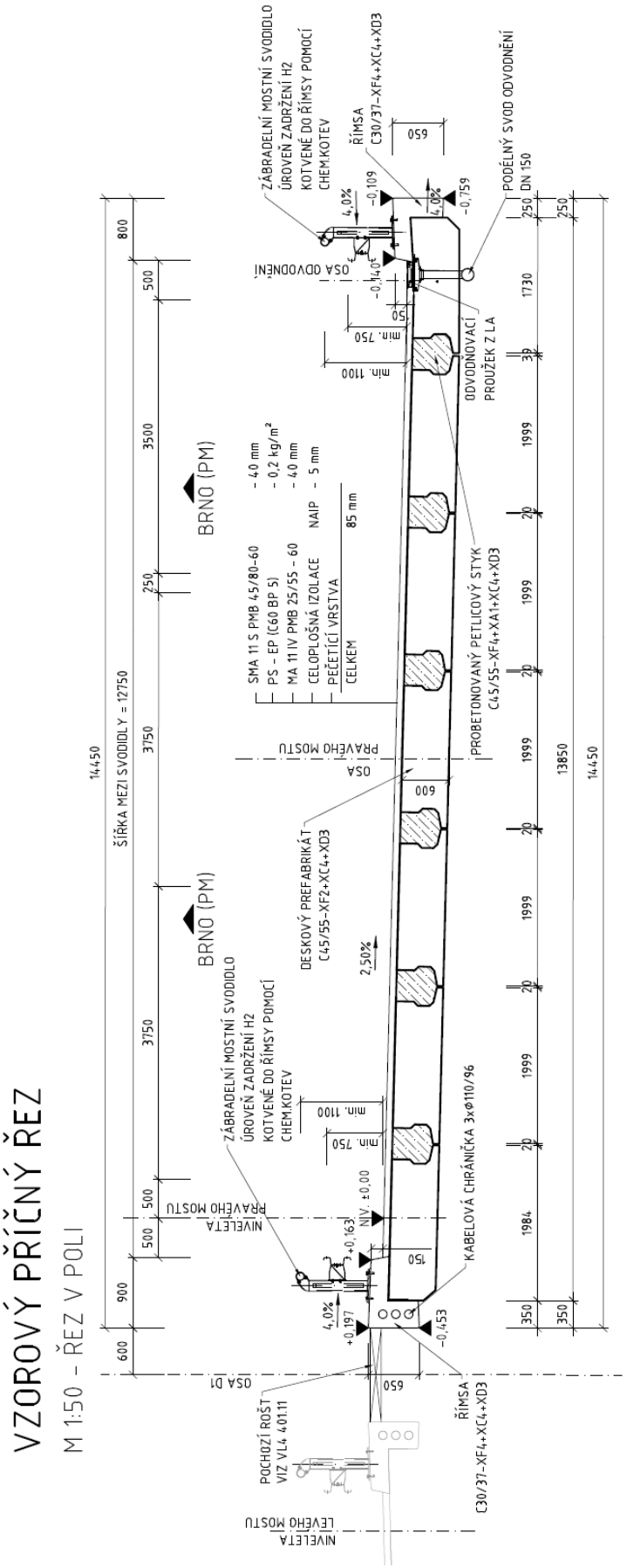
1.7. Geometrie mostu

Půdorys mostního objektu



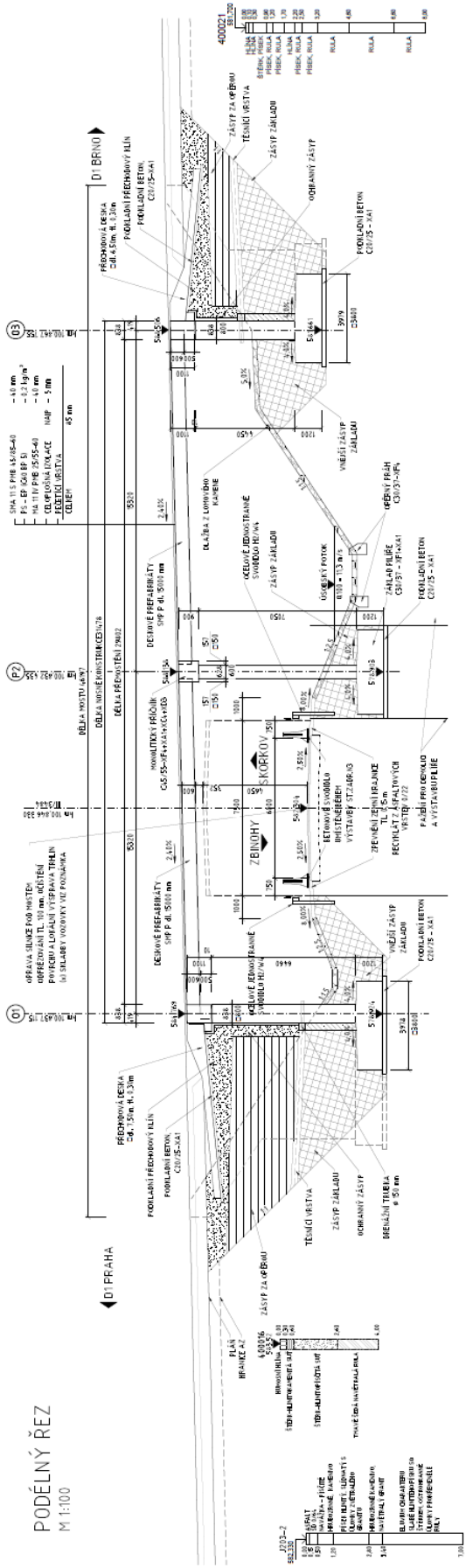
Obrázek 15: Půdorys mostu

Vzorový příčný řez



Obrázek 16: Vzorový příčný řez v poli

Podélný řez



Obrázek 17: Podélný řez mostem

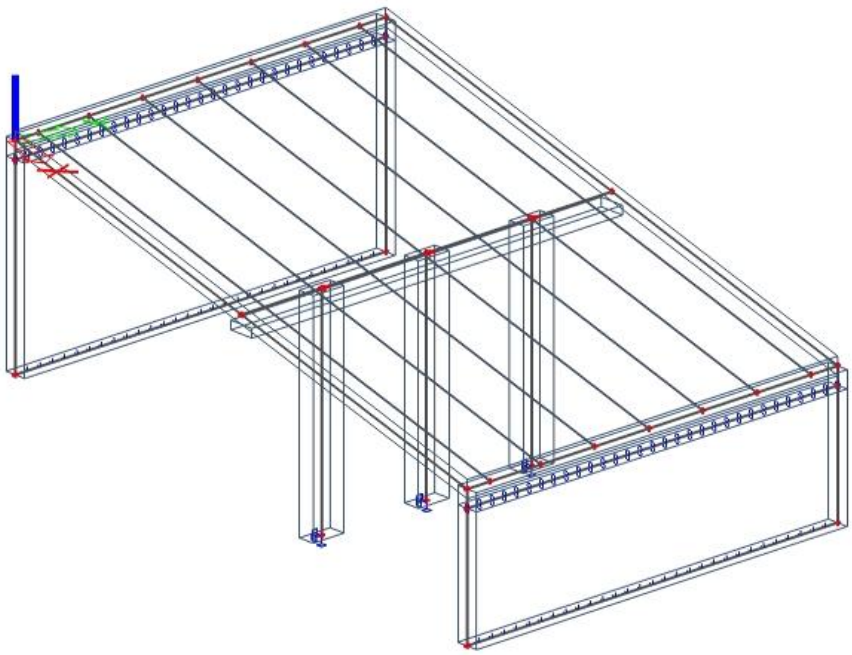
2. Výpočet mostní konstrukce

2.1. Popis konstrukce a postupu výpočtu

Nosná konstrukce je navržená jako dodatečně předpjatý, prefamonolitický deskový integrovaný rám. Výška nosné konstrukce je proměnná – v polích je výška NK 0,60 m, Výška nosné konstrukce nad 0,90 m, kdy je zde zhotoven příčník šířky 0,9 m (kolmo na osu uložení). Nad krajními opěrami je navržen koncový příčník výšky 0,90 m a šířky 0,60 m (kolmo na osu uložení), který je s opěrou spojen vrubovým kloubem.

Pro výpočet konstrukce byla použita kombinace výpočetních modelů. Pro časově závislou analýzu (TDA výpočet) byl vytvořen 2D prutový model respektující geometrické a tuhostní parametry konstrukce. Pro globální analýzu konstrukce byl pak použit prostorový desko-stěnový model, kde byly zohledněny geometrické, materiální a tuhostní relace celé mostní konstrukce. V oblasti krajních opěr je nosná konstrukce pomocí liniových podpor. S pilířem je nosná konstrukce spoje tuze.

2.2. Desko-stěnový výpočetní model

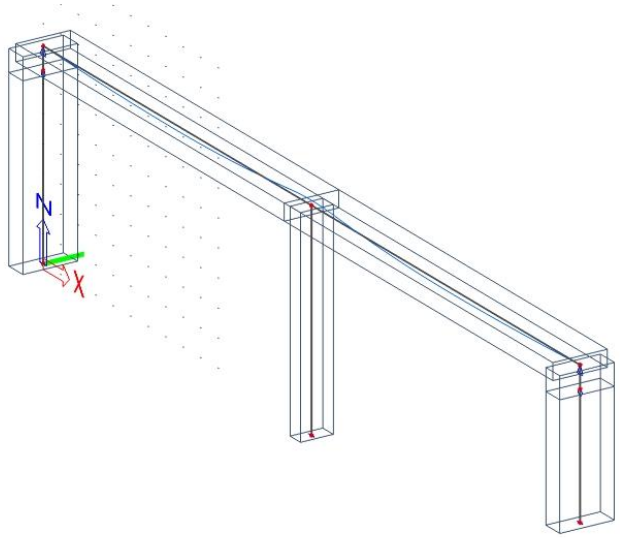


Obrázek 18: Desko-stěnový model použitý pro výpočet v programu SCIA Engineer

Na desko-stěnovém modelu byly zadány proměnná zatížení od jednotlivých zatěžovacích modelů dopravou a stálých zatížení. Účinky jednotlivých zatěžovacích stavů byly pomocí normových kombinací 6.10, 6.10a a 6.10.b stanoveny na jednotlivá žebra (deskové prefabrikáty), ze kterých byla následně složena celková obálka vnitřních sil, působících na konstrukci. Stejně bylo postupováno pro sestavení obálek kombinací pro MSP – charakteristická, častá a kvazistálá.

Tyto kombinace byly následně vloženy do prutového modelu pro návrh nejvíce zatíženého prefabrikátu, kde byly doplněny o vliv zatížení zemními tlaky, teplotou a zatížení vlivem vnesení předpětí do konstrukce.

2.3. Prutový model pro výpočet TDA



Obrázek 19: Prutový model pro výpočet časově závislé analýzy (TDA) v programu SCIA Engineer

V rámci zjednodušení výpočtu byl pro výpočet časově závislé analýzy (TDA) „vyříznut“ pruh konstrukce o šíří 2,0 m, který reprezentuje jeden deskový prefabrikát a účinky zatížení na něj působící. Průřez deskového prefabrikátu byl zjednodušen na obdélník průřezu 2,0 x 0,6 m.

Na tento model bylo mimo vnitřních sil z desko-stěnového modelu aplikováno zatížení teplotou, poklesy podpor, zemními tlaky, předpětím a jednotlivými fázemi provozu.

2.4. Zatížení

2.4.1. Vlastní tíha

Vlastní tíha je generována automaticky na základě průřezové plochy prutového prvku nebo tloušťky plošného prvku. Objemová tíha betonu pro konstrukci byla uvažována hodnotami γ=26 kN/m^3 pro nosnou konstrukci a γ=25 kN/m^3 pro pilíře, opěry a základy.

2.4.2. Ostatní stálé zatížení

Byla uvažována vlastní tíha říms, svodidel a živičného vozovkového souvrství dle následujících předpokladů. Veškeré hodnoty jsou do výpočetního modelu zadány v charakteristických hodnotách. Na prutový model bylo zatížení římsami a vozovkovým souvrstvím aplikováno prostřednictvím vnitřních sil nepočítaných v modelu a na desko-stěnový model bylo zatížení aplikováno jako volné plošné zatížení vymezené geometrií konstrukce.

V zatížení tíhou vozovkového souvrství je uvažována odchylka -20 % a + 40 % pro stanovení dolní a horní charakteristické hodnoty celkové intenzity ostatního stálého zatížení působícího na konstrukci.

Tabulka 2: Intenzity střední charakteristické hodny zatížení $(g\text{-}g_0)_m$

Střední charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,24	25	6
Levá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,223	25	5,575
Pravá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,225	25	5,625
Pravá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,16	25	4
Vozovka	tl. [mm]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
SMA 11	40	25	1
MA 11	40	25	1
NAIP	5	23	0,115
Celkem			**2,115**

Tabulka 3: Intenzity dolní charakteristické hodnoty zatížení $(g\text{-}g_0)_{k,inf}$

Dolní charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,24	25	6
Levá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,223	25	5,575
Pravá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,225	25	5,625
Pravá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,16	25	4
Vozovka	tl. [mm]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
SMA 11	40	25	0,8
MA 11	40	25	0,8
NAIP	5	23	0,092
Celkem			**1,692**

Tabulka 4: Intenzity horní charakteristické hodny zatížení $(g\text{-}g_0)_{k,sup}$

Horní charakteristická hodnota			
Levá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,24	25	6
Levá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,223	25	5,575
Pravá římsa	[m]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
Plocha na NK	0,225	25	5,625
Pravá římsa	[m^2]	γ [kN/m^3]	kN/m
Přesah pře NK	0,16	25	4
Vozovka	tl. [mm]	γ [kN/m^3]	kN/m^2
SMA 11	40	25	1,4
MA 11	40	25	1,4
NAIP	5	23	0,161
Celkem			**2,961**

2.4.3. Nerovnoměrné sedání

Vzhledem k zastiženému geologickému profilu byla hodnota nerovnoměrného poklesu uvažována 10 mm.

2.4.4. Teplotní zatížení konstrukce

- Typ nosné konstrukce – betonová deska, typ 3
- Maximální teplota vzduchu v lokalitě T_{MAX} = 40 °C
- Minimální teplota vzduchu T_{MIN} = -34 °C
- Výchozí teplota nosné konstrukce T_0 = 10 °C
- Maximální rovnoměrná složka teploty mostu $T_{e,\,MAX}$ = 42 °C
- Minimální rovnoměrná složka teploty mostu $T_{e,MIN}$ = -27 °C
- Oteplení nosné konstrukce: $\boldsymbol{\Delta T_{N,EXP}}$ = 42-10 = **32 °C**
- Ochlazení nosné konstrukce: $\boldsymbol{\Delta T_{N,CON}}$ = 10 – (-27) = **37 °C**
- Celkový rozsah teploty: $\boldsymbol{\Delta T_N}$ = 42 – (-27) = **69 °C**
- Lineární nerovnoměrné ohřátí horního povrchu:
  k_{sur} = 0,79 $\Delta T_{M,HEAT}$ = 15 °C $\boldsymbol{\Delta T_{UP}}$ = **11,85 °C**
- Lineární nerovnoměrné ohřátí dolního povrchu:
  k_{sur} = 1,0 $\Delta T_{M,COOL}$ = 8°C $\boldsymbol{\Delta T_{BOTT}}$ = **8 °C**

Dle normy ČSN EN 1991-1-5, pokud současně uvažujeme rozdíl teplot $\Delta T_{M,HEAT}$/ $\Delta T_{M,COOL}$ a maximální rozsah rovnoměrné složky teploty mostu $\Delta T_{N,EXP}$/ $\Delta T_{N,NOC}$, lze pro jejich kombinaci využít dva vztahy, kdy zvolíme ten, který na konstrukci vyvolává nejnepříznivější účinky.

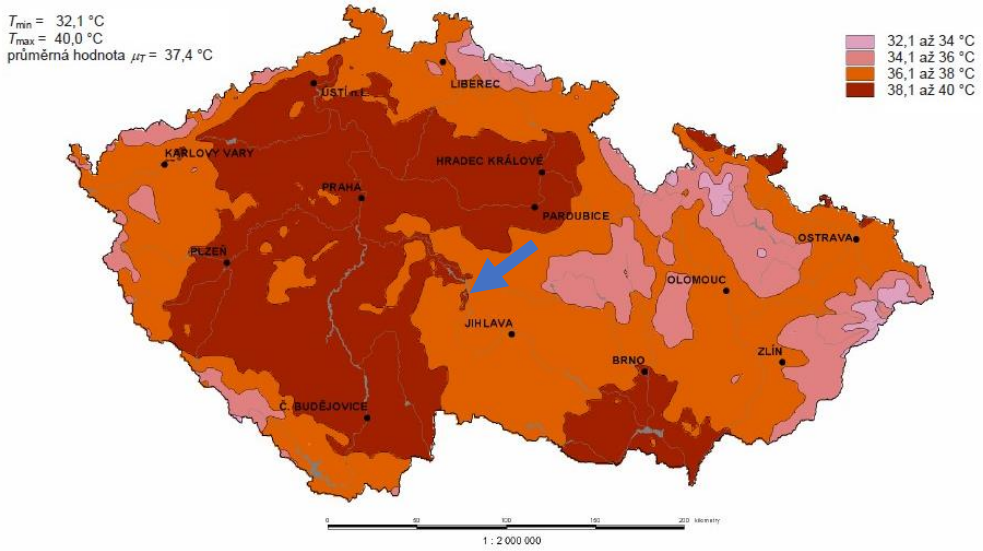
$$\Delta T_{M,heat}\ (nebo\ \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}\ (\ nebo\ \Delta T_{M,con})$$

$$\omega_N \Delta T_{M,heat}\ (nebo\ \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}\ (nebo\ \Delta T_{N,con})$$

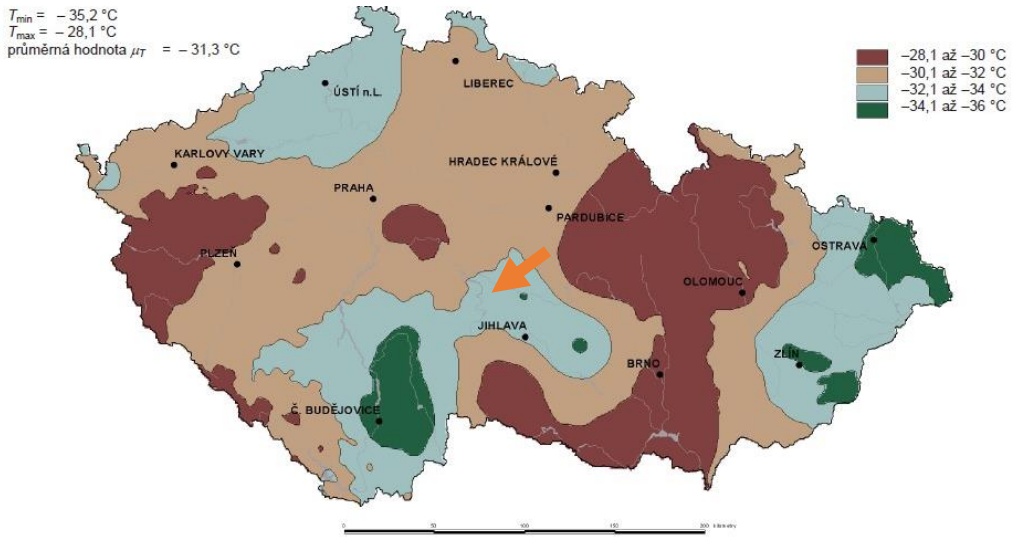
Kde hodnoty součinitelů jsou:

$\omega_N = 0,35$

$\omega_M = 0,75$



Obrázek 20: Mapa maximálních teplot vzduchu ve stínu na území ČR [17]



Obrázek 21: Mapa minimálních teplot vzduchu ve stínu na území ČR [17]

2.4.5. Zatížení větrem

- Větrná oblast: **III.** - $v_{b,0}$ = 27,5 m/s
- Kategorie terénu: **II.**
- Parametr drsnosti terénu z_0 = 0,05 m
- Minimální výška z_{min} = 2,0 m
- Součinitel směru c_{dir} = 1,0
- Součinitel ročního období c_{season} = 1,0
- Součinitel turbulence k_I = 1,0
- Výška nad terénem z = 8,50 m
- Součinitel ortografie $c_{o(z)}$=1,0

$$k_r = 0{,}19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07} = 0{,}19 * \left(\frac{0{,}05}{0{,}05}\right)^{0{,}07} = 0{,}19$$

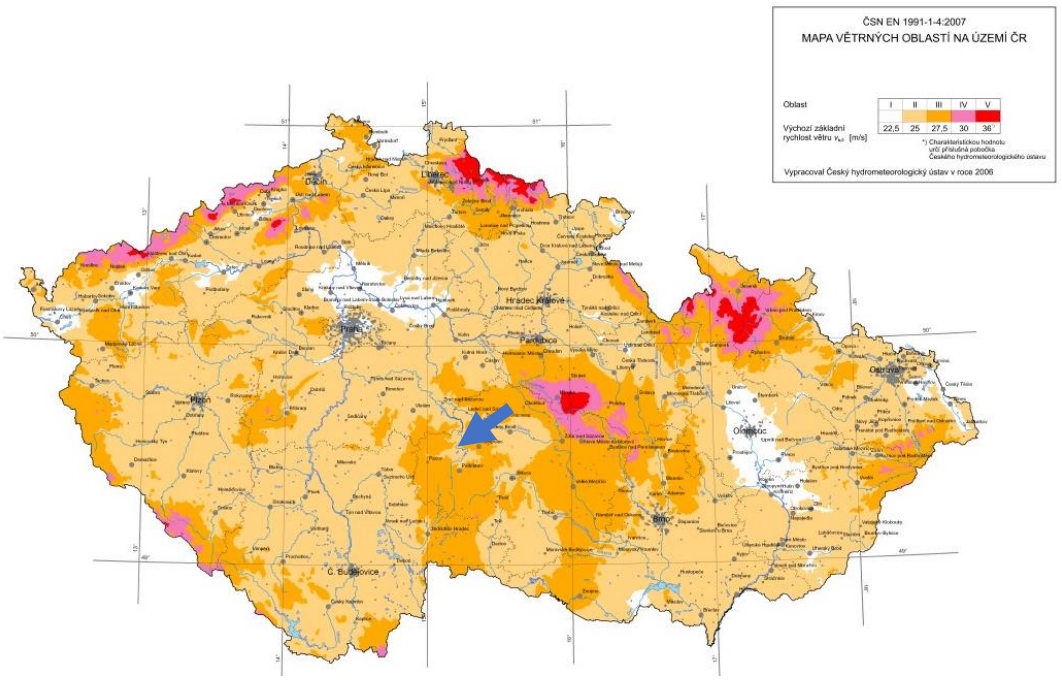
$$c_{r(z)} = k_r * ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0{,}19 * ln\left(\frac{8{,}56{,}5}{0{,}05}\right) = 0{,}976$$

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1{,}0 * 1{,}0 * 27{,}5 = 27{,}5\ m/s$$

$$v_m = c_{r(z)} * c_{o(z)} * v_b = 0{,}976 * 1{,}0 * 27{,}5 = 26{,}84\ m/s$$

$$I_{v(z)} = \frac{k_I}{c_{0(z)} * ln(z/z_0)} = \frac{1{,}0}{1{,}0 * ln(8{,}5/0{,}05)} = 0{,}195$$

$$q_{p(z)} = \left[1 + 7 * I_{v(z)}\right] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2 = [1 + 7 * 0{,}195] * \frac{1}{2} * 1{,}25 * 26{,}84^2 = 1{,}068\ kN/m^2$$



Obrázek 22: Mapa větrných oblastí ČR [16]

Stanovení zatížení objektu:

L = 31,48 m délka nosné konstrukce
B = 14,7 m šířka mostu
d = 0,86 m výška konstrukce

Druh mostu: Silniční most
Záchytné zařízení: Prodyšné zábradlí a svodidlo se svodnicí na obou stranách

$V_{Z,LEVY}$ = 0,0 m
$V_{Z,PRAVY}$ = 0,0 m
$V_{dopravy}$ = 2,0 m

Tabulka 5: Výšky použité pro $A_{ref,x}$ [16]

Silniční záchytný systém	Na jedné straně	Na obou stranách
Prodyšné zábradlí nebo svodidlo se svodnicí	d + 0,3 m	d + 0,6 m
Neprodyšné zábradlí nebo plné svodidlo	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Prodyšné zábradlí a svodidlo se svodnicí	d + 0,6 m	d + 1,2 m

Nezatížený most:

d_{tot} = d + 1,2 = 2,06 m

b/d_{tot} = 14,7/2,06 = 7,14

$c_{f,x}$ = 1,0
$c_{f,z}$ = 0,9

$q_{w,x}$ = 1,06 kN/m
$q_{w,z}$ = 0,96 kN/m
$q_{w,y}$ = 0,27 kN/m

Zatížený most:

d_{tot} = d + 2,0 = 2,86 m

b/d_{tot} = 5,14

$c_{f,x}$ = 1,0
$c_{f,z}$ = 0,9

$q_{w,x}$ = 1,06 kN/m
$q_{w,z}$ = 0,96 kN/m
$q_{w,y}$ = 0,27 kN/m

2.4.6. Zatížení dopravou

2.4.6.1. Skupina pozemních komunikací

Skupina pozemních komunikací 1

Tabulka 6: Hodnoty regulačních součinitelů α pro ČR [20]

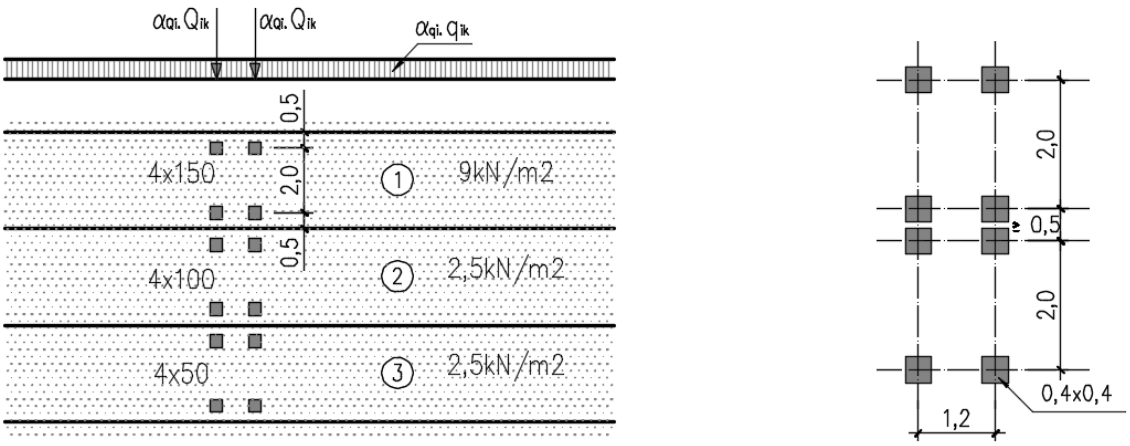
Skupina pozemních komunikací	α_{Q1}	α_{Q2}	α_{Q3}	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} ($i > 2$) a α_{qr}
1	1	1	1	1	2,4	1,2
2	0,8	0,8	0,8	0,45[1)]	1,6	1,6
[1)] Rovnoměrné zatížení v zatěžovacím pruhu 1 je 0,45 × 9,0 kN/m² ~ 4 kN/m².						

Tabulka 7: Hodnoty součinitele β_Q [20]

Skupina pozemních komunikací	Součinitel β_Q
1	0,80
2	0,65

2.4.6.2. LM1

Pro snazší pozdější tvorbu normových kombinací zatížení působících na konstrukci bylo při výpočtu na desko-stěnovém modelu SE užito pouze tandemové náprav 100 kN, které byly následně pomocí upravených součinitelů v kombinacích převedeny na nápravy 300 kN, 200 kN a 100 kN.



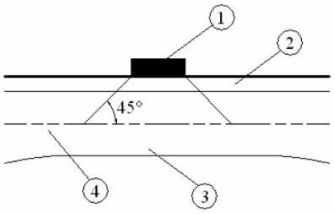
Obrázek 23: Schéma zatěžovacího modelu LM1 [20]

Tabulka 8: Charakteristického hodnoty sil a zatížení pro model LM1 [20]

Umístění	Dvojnáprava (TS)	Rovnoměrné zatížení (UDL)
	nápravové síly Q_{ik} (kN)	q_{ik} (nebo q_{rk}) (kN/m²)
Pruh č. 1	300	9
Pruh č. 2	200	2,5
Pruh č. 3	100	2,5
Ostatní pruhy	0	2,5
Zbývající plocha (q_{rk})	0	2,5

Šířka komunikace je 12,75 m, pro působení zatěžovacího modelu LM1 tedy tento prostor rozdělíme do celkem 5-ti zatěžovacích pruhů, pruhy $LM1_1$ - LM_4 šíře 3 m a pruh $LM1_{ost.}$ šíře 0,75 m.

Při výpočtu zatížení modelem LM1 byl uvažován roznos zatížení dle ČSN EN 1991-2 4.3.6.



Legenda

1 dotykový tlak kola
2 vozovka
3 betonová deska mostovky
4 střednicová plocha betonové desky mostovky

Obrázek 24: Schéma příčného roznosu nápravových sil (TS) [20]

Tloušťka vozovkového souvrství je 85 mm, vzdálenost střednicové roviny od povrchu mostovky je uvažována jako ½ tloušťky desky v poli, tedy 300 mm, za tohoto předpokladu získáváme náhradní styčnou plochu pro zatížení:

$$A_{roznos} = \left(0{,}4 + 2 * (0{,}085 + 0{,}3)\right)^2 = 1{,}369\ m^2$$

Pro zadání zatížení modelem LM1 na konstrukci v programu je nutné přepočítat nápravové síly (TS) na plošná zatížení působící v oblasti náhradních styčných ploch.

Tabulka 9: Přepočet LM1 - TS na efektivní styčnou plochu

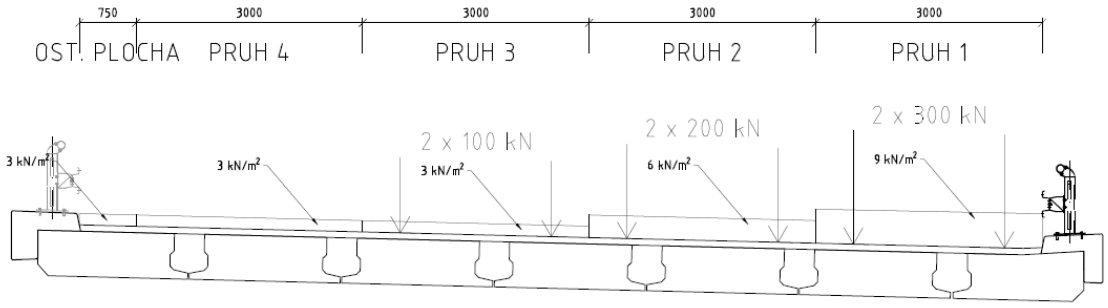
Zatěžovací pruh	Q_k [kN]	α_Q	$Q_k * \alpha_Q$ [kN]	$(Q_k * \alpha_Q)/(2xA_{roznos})$ [kN/m²]
$LM1_1$	300	1,0	300	109,57
$LM1_2$	200	1,0	200	73,05
$LM1_3$	100	1,0	100	36,52
$LM1_4$	0	-	-	0,00
$LM1_{ost.}$	0	-	-	0,00

Dále stanovíme rovnoměrná spojitá zatížení (UDL) v jednotlivých zatěžovacích pruzích.

Tabulka 10: Přepočet LM1 - UDL

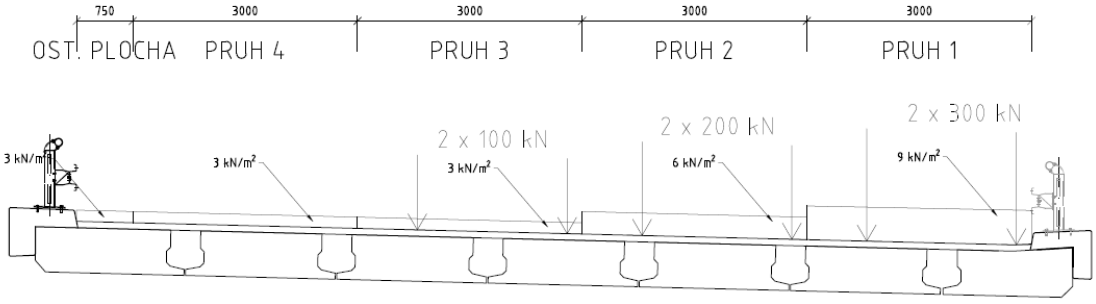
Zatěžovací pruh	q_k [kN/m²]	α_q	$q_k * \alpha_q$ [kN/m²]
$LM1_1$	9,0	1,0	9,0
$LM1_2$	2,5	2,4	6,0
$LM1_3$	2,5	1,2	3,0
$LM1_4$	2,5	1,2	3,0
$LM1_{ost.}$	2,5	1,2	3,0

SESTAVA ZATÍŽENÍ LM1 – ROZVRŽENÍ A



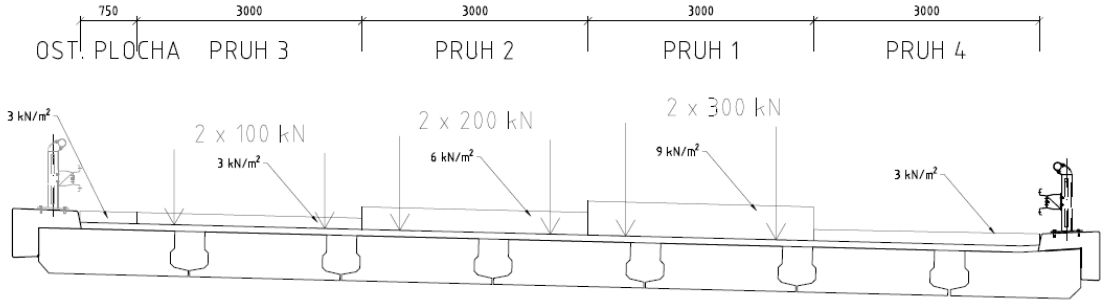
Obrázek 25: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta A

SESTAVA ZATÍŽENÍ LM1 – ROZVRŽENÍ B



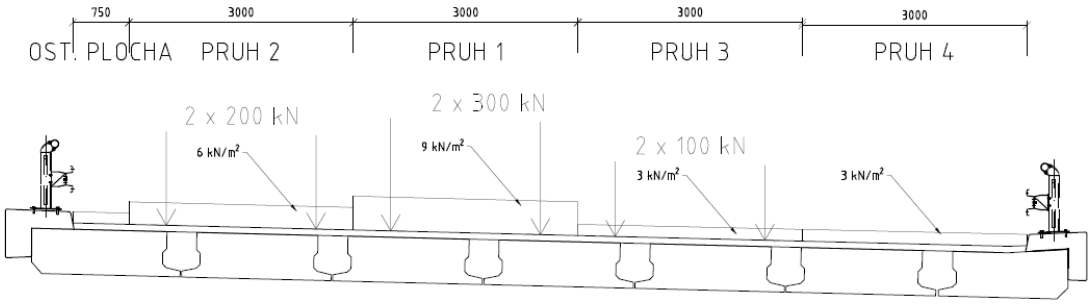
Obrázek 26: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta B

SESTAVA ZATÍŽENÍ LM1 – ROZVRŽENÍ C



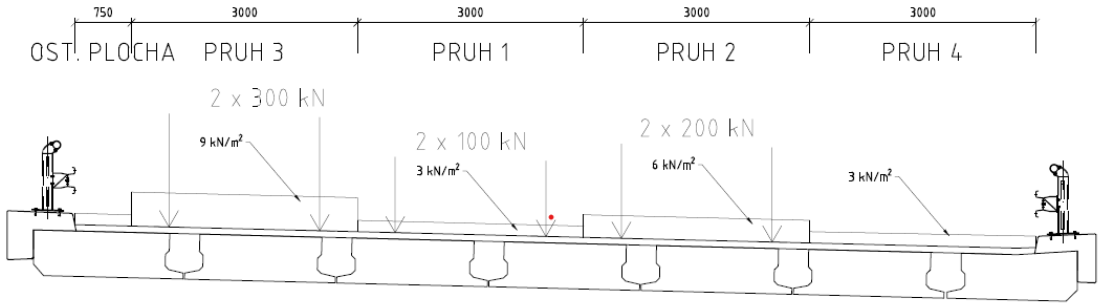
Obrázek 27: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta C

SESTAVA ZATÍŽENÍ LM1 – ROZVRŽENÍ D



Obrázek 28: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta D

SESTAVA ZATÍŽENÍ LM1 – ROZVRŽENÍ E



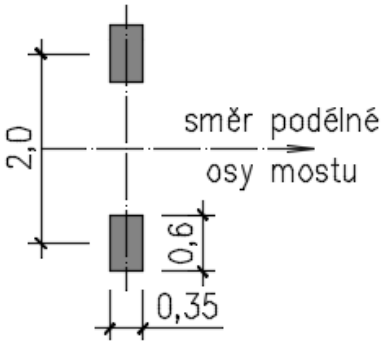
Obrázek 29: Schéma uspořádání sestavy LM1 pro výpočet - varianta E

2.4.6.3. LM2

Zatěžovací model tvořen jednou nápravou β_Q xQ_{ak}

Q_{ak}= 400kN – může působit v kterémkoliv místě na vozovce

β_Q = 0,8



Obrázek 30: Model zatížení LM2 [20]

Pro model zatížení LM2 má být opět uvažován vliv roznosu podle ČSN EN 1991-2 4.3.6

$$A_{roznos} = \left(0{,}35 + 2 * (0{,}085 + 0{,}3)\right) * \left(0{,}6 + 2 * (0{,}085 + 0{,}3)\right) = 1{,}534\ m^2$$

Tabulka 11: Přepočet LM2 - TS na efektivní styčnou plochu

Zatěžovací pruh	Q_k [kN]	β_Q	$Q_k * \beta_Q$ [kN]	$(Q_k * \beta_Q)/(2xA_{roznos})$ [kN/m^2]
LM2	400	0,8	320	104,31

Vzhledem k tomu, že zatěžovací model LM 2 je užíván pouze pro lokální ověření pro zatěžovací délky 3 – 7 m dle ČSN EN 1991-2 4.3.1, nebyl při výpočtu této konstrukce uvažován.

2.4.6.4. LM3

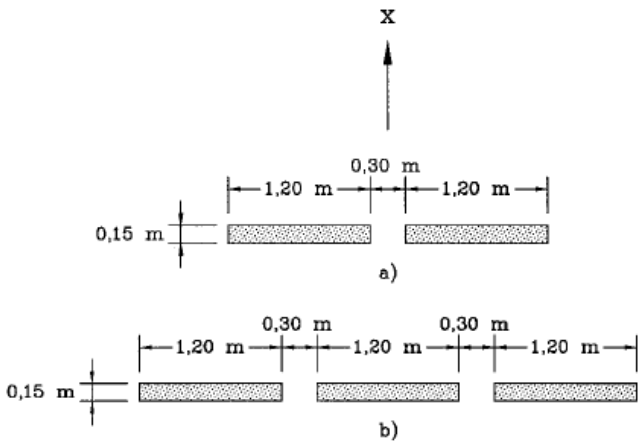
Zvláštní vozidlo pro dálnice dle ČSN EN 1991-2/Z3

Pro návrh konstrukce je uvažováno zvláštní vozidlo 1800/200 a 3000/240. Pohyb vozidla 1800/200 je uvažován ve třech různých polohách s ohledem na podélnou osu mostu (vlevo, vpravo a ve středu). Vozidlo 3000/240 se pohybuje v teoretické ose nosné konstrukce mostu s přípustnou odchylkou ±0,50 m.

Tabulka 12: Zvláštní vozidla pro dálnice užívaná v ČR podle MD ČR [20]

Celková tíha	1 800 kN	3 000 kN
Označení	1800/200	3000/240
Nápravy	n = 9 × 200 kN, e = 1,50 m	n = 1 × 120 + 12 × 240 kN e = 1,50 m
Umístění zatížení	Zvláštní vozidlo se pohybuje v jednom jízdním pruhu (číslo 1), v tomto pruhu se nesmí umístit současně působící model zatížení LM1 po celé délce mostu. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy se provede podle A.3(2).	Zvláštní vozidlo šířky do 4,5 m se pohybuje v ideální stopě v prostoru všech zatěžovacích pruhů podle A.3(2), přičemž se uvažuje možná odchylka od této polohy ±0,50 m.
Kombinace zatížení	Model zatížení LM1 se uvažuje v pruhu 2 (a dalších) hodnotami pro pruh 2 (a další) bez soustředěných zatížení od dvojnápravy, tj. pouze charakteristickými hodnotami pro rovnoměrné zatížení $\alpha_{q2}q_{k2}$, resp. $\alpha_{qr}q_{kr}$.	Po celé délce nosné konstrukce mostu musí být vyloučena veškerá ostatní doprava.
Rychlost	Normální (≤ 70 km/hod)	Nízká (≤ 5 km/hod)
Dynamický součinitel	Ano, φ = 1,25[1)]	Ano, φ = 1,05
Poznámka	Při přejezdu zvláštního vozidla nebude povolen souběžný provoz pro vozidla nad 5 t.	Jedná se o jediné vozidlo na mostě.

[1)] Pokud není stanoveno přesněji, viz také ČSN 73 6222.



Legenda

x směr podélné osy mostu

a) nápravy 100 kN až 200 kN

b) nápravy 240 kN

Obrázek 31: Uspořádání náprav a definice dotykových ploch modelu LM3 [20]

Při aplikaci modelu zatížení LM3 není uvažován vliv příčného roznosu zatížení z dotykových ploch v úrovni vozovky do střednicové plochy.

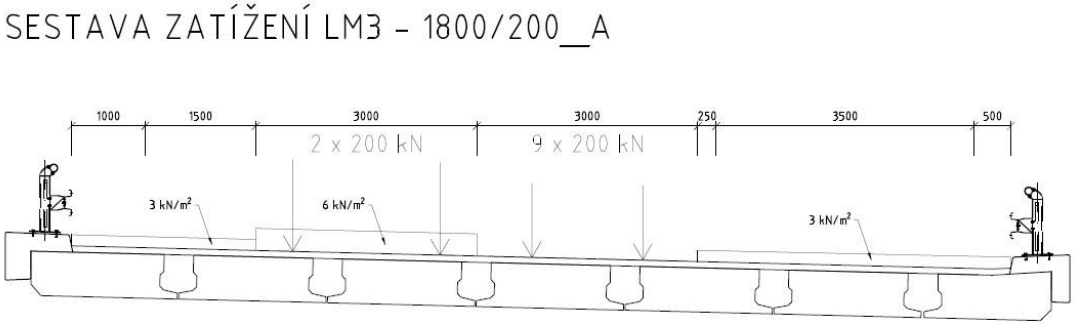
Nápravové síly TS pro model zatížení LM3 zvláštními vozidly 1800/200 a 3000/240 byly přepočteny na rovnoměrné spojité zatížení v následujících tabulkách.

Tabulka 13: Přepočet LM3 1800/200 na styčnou plochu

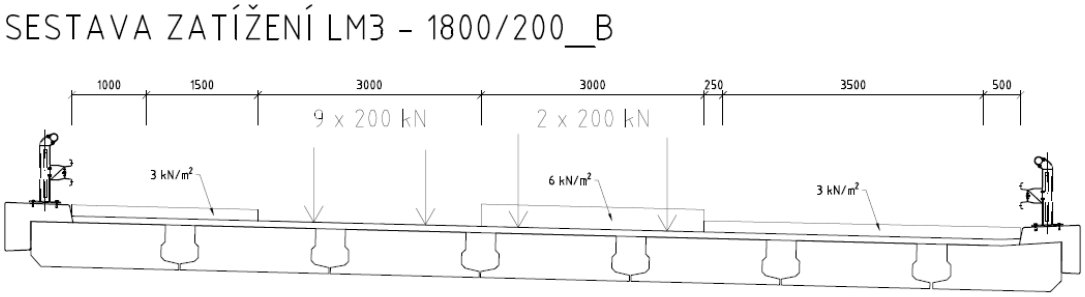
Náprava	**Q_k [kN]**	**A [m²]**	**Q_k/2A [kN/m²]**
240 kN	240	0,2	666,67

Tabulka 14: Přpočet LM3 3000/240 na styčnou plochu

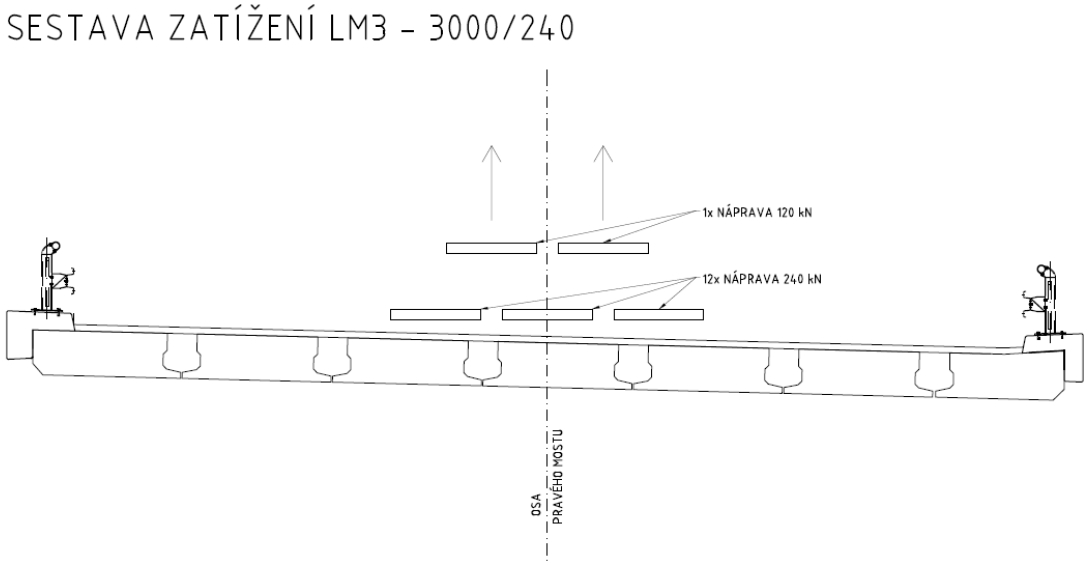
Náprava	**Q_k [kN]**	**A [m²]**	**Q_k/A [kN/m²]**
240 kN	240	0,54	444,44
120 kN	120	0,36	333,33



Obrázek 32: Pojezd zvl. vozidla 1800/200 - varianta A



Obrázek 33: Pojezd zvl. vozidla 1800/200 - varianta B



Obrázek 34: Pojezd zvl. vozidla 3000/240

2.4.6.5. Zatížení chodníků

Vzhledem k tomu, že římsy mostu nejsou uvažovány jako pochozí vzhledem k jejich šíři nebylo na ně zatížení chodníků aplikováno.

2.4.6.6. Rozjezdové a brzdné síly – LM1

Brzdné síly Q_{lk} se uvažují jako podélné síly působící v úrovni povrchu vozovky.

Charakteristická hodnota Q_{lk} je omezena maximální hodnotou 900 kN a je vypočtena jako část celkového maximálního svislého modelu zatížení LM1 umístěného v zatěžovacím pruhu 1 takto:

$$Q_{lk} = 0{,}6 * \alpha_{q1} * 2Q_{1k} + 0{,}1 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$$
$$Q_{lk} = 0{,}6 * 1{,}0 * 2 * 300 + 0{,}1 * 1{,}0 * 9 * 3 * 31{,}478 = 445\ kN$$

Podélné plošné zatížení ve směru osy mostu v prostoru mostovky:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L * B} = \frac{445}{31{,}478 * 14{,}7} = 0{,}962\ kN/m^2$$

2.4.6.7. Rozjezdové a brzdné síly – LM3

Tyto síly se uvažují pro LM3 pohybující se normální rychlostí. Charakteristická hodnota je omezena na 600 kN.

$$Q_{lk} = 0{,}6 * Q_{LM3} = 0{,}6 * 1800 = 1080 > 600\ kN$$

$$Q_{lk} = 600\ kN$$

Podélné plošné zatížení ve směru osy mostu v prostoru mostovky:

$$q_{lk} = \frac{Q_{lk}}{L * w} = \frac{600}{31{,}478 * 12{,}75} = 1{,}495\ kN/m^2$$

2.4.6.8. Odstředivé a jiné příčné síly

Most se nachází v přechodnici, tato byla proložena obloukem o poloměru R = 28017 m. Podle tabulky 4.3 ČSN EN 1991-2 je tedy hodnota Q_{tk} = 0 kN.

Tabulka 15: Charakteristické hodnoty odstředivých sil [20]

$Q_{tk} = 0{,}2\ Q_v$ (kN)	je-li $r < 200$ m
$Q_{tk} = 40\ Q_v / r$ (kN)	je-li $200 \le r \le 1\,500$ m
$Q_{tk} = 0$	je-li $r > 1\,500$ m

2.4.6.9. Sestavy zatížení dopravou

Tabulka 16: Stanovení sestav zatížení dopravou [20]

		VOZOVKA						CHODNÍKY A CYKLISTICKÉ PRUHY
Typ zatížení		Svislé síly				Vodorovné síly		Pouze svislé zatížení
Odkaz		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2.1
Zatěžovací systém		LM1 (dvojnáprava a rovnoměrné zatížení)	LM2 (jednotlivá náprava)	LM3 (zvláštní vozidla)	LM4 (zatížení davem lidí)	brzdné a rozjezdové síly[a]	odstředivé síly a příčné síly[a]	rovnoměrné zatížení
Sestavy zatížení	gr1a	charakteristické hodnoty				NP21)	NP21)	kombinační hodnota[b]
	gr1b		charakteristická hodnota					
	gr2	časté hodnoty				charakteristická hodnota	charakteristická hodnota	
	gr3[d]							charakteristická hodnota[c]
	gr4				charakteristická hodnota			charakteristická hodnota
	gr5	viz příloha A NP16)		charakteristická hodnota NP16)		NP18)	NP20)	
	Hlavní složka zatížení (označená jako složka příslušející k sestavě)							

[a] Lze definovat v národní příloze (pro uvedené případy).
[b] Lze definovat v národní příloze. Doporučená hodnota je 3 kN/m². NP21)
[c] Viz 5.3.2.1(2). Pokud je účinek od zatížení pouze jednoho chodníku nepříznivější než při zatížení obou dvou, má se uvažovat zatížení pouze na jednom chodníku.
[d] Tato sestava nemá praktický význam, pokud se uvažuje sestava gr4.

U zatěžovací sestavy gr1a nebylo uvažováno zatížení říms mostu hodnotou 3,0 kN/m^2 z důvodu jejich šířky, kdy nejsou uvažovány jako pochozí. Sestavy gr1b a gr2 nebyly při výpočtu uvažovány vůbec.

2.5. Dilatační posuny mostu

Prodloužení mostu vlivem teploty:

$$\Delta L^{T+} = \alpha * L * \left(T_{e,MAX} - T_0\right) = 10 * 10^{-6} * 31{,}48 * (42 - 10) = 10{,}07\ mm$$

Zkrácení mostu vlivem teploty:

$$\Delta T^{T-} = \alpha * L * \left(T_{e,MIN} - T_0\right) = 10 * 10^{-6} * 31{,}48 * (-27 - 10) = -11{,}65\ mm$$

Zkrácení mostu vlivem předpětí:

- po předpětí uvažujeme průměrné tlakové napětí σ = 5 MPa
- střední hodnota modulu pružnosti pro C 45/55 E_{cm} = 36 GPa
- součinitel dotvarování pro C 45/55 φ =

poměrné přetvoření od předpětí: $\varepsilon = \sigma / E_{cm} = -5/36000 = -1{,}39 * 10^{-4}$

zkrácení nosné konstrukce: $\Delta L_{NK} = \varepsilon * L = -1{,}39 * 10^{-4} * 31480 = -4{,}4\ mm$

Celkové zkrácení NK: $\Delta L_C = \Delta L_{NK} * \varphi = -4{,}4 * 1{,}35 = -5{,}94\ mm$

Zkrácení vlivem smršťování betonu:

$$\Delta L_s = \varepsilon_s * L = -0{,}00025 * 31480 = -7{,}9\ mm$$

Celkové zkrácení mostu:

$$\Delta L^{-} = \Delta L_C + \Delta L_s + \Delta L^{T-} = -5{,}94 - 7{,}9 - 11{,}65 = \mathbf{-25{,}49\ mm}$$

Celkové prodloužení mostu:

$$\Delta L^{+} = \Delta L^{T+} = \mathbf{10{,}07\ mm}$$

2.6. Stanovení zemních tlaků

Pro stanovení zatížení, která na konstrukci vlivem interakce se zeminou působí bylo využito metodiky uváděné v TP 261, konkrétně část *P1.2.2.4 Mobilizovaný zemní tlak podle Vogta.*

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + \left(K_{ph} + K_0\right) * \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$$

K_0 – součinitel zemního tlaku v klidu podle vztahu: $K_0 = 1 - \sin\varphi$

K_{ph} – součinitel pasivního zemního tlaku stanovený s uvažovaným $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$

$$k_{ph} = \frac{cos^2(\varphi + \alpha)}{cos^2\alpha.\cos(\alpha + \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta)\cos\alpha - \beta}}\right]^2}$$

z – vzdálenost od horní hrany opěry

v(z) – vodorovná deformace opěry ve výšce z podle vztahu: $v(z) = s_h * \left(1 - \frac{z}{h}\right)$

h – celková výška opěry

a – součinitel zohledňující charakter zásypu, lze uvažovat a = 0,2

Tyto vztahy lze ekvivalentně použít pro výpočet aktivního tlaku a to v modifikaci:

$$k_{ah} = \frac{cos^2(\varphi - \alpha)}{cos^2\alpha.\cos(\alpha + \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta)\cos\alpha - \beta}}\right]^2}$$

Intenzitu zemního tlaku poté získáme ze vztahu: $e_i = K_i * \gamma * z$

Zatížení na opěru integrovaného mostu se určí v letním období jako méně příznivá hodnota z tlaků $e_{ph,mob}(z)$ a $e_0(z)$ (zemní tlak v klidu). V zimním období se zatížení určí jako méně příznivá hodnota z tlaků $e_0(z)$ a 1/2 $e_a(z)$ (poloviční hodnota pořadnice aktivního zemního tlaku na opěru) [9].

Pro výpočet účinků zatížení zemními tlaky byly uvažovány součinitele doporučené v TP 261, tedy $\gamma_{g,sup}$ = 1,35; $\gamma_{g,inf}$ = 1,00 a ψ_0 = 0,80.

Hloubka z	γ	φ	K_0	K_{ph}	K_{ah}	s_h	v(z)	$K_{ph,mob}$	K_{ah}	$e_{ph,mob}(z)$	$e_0(z)$	$e_a(z)$	Letní období		Zimní období	
[m]	[kN/m^3]	[°]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[kPa]	[kN/m]
0,50							0,00470	0,752	0,500	7,89	5,25	5,25	7,89	15,79	5,25	10,50
1,00							0,00437	0,620	0,500	13,02	10,50	10,50	13,02	26,03	10,5	21,00
1,50							0,00404	0,574	0,500	18,09	15,75	15,75	18,09	36,19	15,75	31,50
2,00							0,00370	0,551	0,500	23,16	21,00	20,99	23,16	46,32	21	42,00
2,50							0,00337	0,538	0,500	28,22	26,25	26,24	28,22	56,44	26,25	52,50
3,00							0,00304	0,528	0,500	33,28	31,50	31,49	33,28	66,56	31,5	63,00
3,50							0,00270	0,522	0,500	38,34	36,75	36,75	38,34	76,67	36,75	73,50
4,00	21	30	0,500	6,105	0,469	0,005	0,00237	0,517	0,500	43,39	42,00	42,00	43,39	86,78	42	84,00
4,50							0,00204	0,513	0,500	48,45	47,25	47,25	48,45	96,89	47,25	94,50
5,00							0,00170	0,510	0,500	53,50	52,50	52,50	53,50	107,00	52,5	105,00
5,50							0,00137	0,507	0,500	58,56	57,75	57,75	58,56	117,11	57,75	115,50
6,00							0,00104	0,505	0,500	63,61	63,00	63,00	63,61	127,22	63	126,00
6,50							0,00071	0,503	0,500	68,67	68,25	68,25	68,67	137,33	68,25	136,50
7,00							0,00037	0,501	0,500	73,72	73,50	73,50	73,72	147,44	73,5	147,00
7,50							0,00004	0,500	0,500	78,77	78,75	78,75	78,77	157,55	78,75	157,50
7,56							0,00000	0,500	0,500	79,38	79,38	79,38	79,38	158,76	79,38	158,76

Tabulka 17: Hodnoty zemních tlaků působících na opěru O1

Tabulka 18: Hodnoty zemních tlaků působících na opěru O1

Opěra O3 - 5,56 m																
Hloubka Z	γ	φ	K_0	K_{ph}	K_{ah}	s_h	v(z)	$K_{ph,mob}$	$K_{ah,mob}$	$e_{ph,mob}(z)$	$e_0(z)$	$e_a(z)$	**Letní období**		**Zimní období**	
[m]	[kN/m^3]	[°]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[kPa]	[kN/m]
0,50	21	30	0,500	6,105	0,469	0,005	0,00458	0,746	0,500	7,83	5,25	5,25	7,83	15,66	5,25	10,50
1,00							0,00413	0,613	0,500	12,88	10,50	10,50	12,88	25,76	10,5	21,00
1,50							0,00368	0,568	0,500	17,89	15,75	15,75	17,89	35,78	15,75	31,50
2,00							0,00322	0,545	0,500	22,88	21,00	21,00	22,88	45,76	21	42,00
2,50							0,00277	0,531	0,500	27,87	26,25	26,25	27,87	55,74	26,25	52,50
3,00							0,00232	0,522	0,500	32,86	31,50	31,50	32,86	65,72	31,5	63,00
3,50							0,00187	0,515	0,500	37,85	36,75	36,75	37,85	75,69	36,75	73,50
4,00							0,00141	0,510	0,500	42,83	42,00	42,00	42,83	85,66	42	84,00
4,50							0,00096	0,506	0,500	47,81	47,25	47,25	47,81	95,63	47,25	94,50
5,00							0,00051	0,503	0,500	52,80	52,50	52,50	52,80	105,60	52,5	105,00
5,50							0,00005	0,500	0,500	57,78	57,75	57,75	57,78	115,56	57,75	115,50
5,56							0,00000	0,500	0,500	58,38	58,38	58,38	58,38	116,76	58,38	116,76

2.7. Kombinace zatížení

Tabulka 19: Doporučené hodnoty součinitelů ψ pro mosty PK [14]

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

Zatížení	Značka	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení sněhem	$Q_{Sn,k}$ (během provádění)	0,8	-	-
Staveništní zatížení	Q_c	1,0	-	1,0

[1] Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0, ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{Qi}, α_{qi}, α_{qr} a β_Q rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídkakdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α. Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1(LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

[2] Kombinační hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukovaná hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

[3] Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stavy únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokódy pro navrhování.

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,infq}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,infq}$ jsou:[NP13]

- 0,80 pro gr1a (LM1), gr1b (LM2), gr3 (zatížení chodci), gr4 (LM4, zatížení davem lidí) a T (zatížení teplotou);
- 0,60 pro F_{wk} v trvalých návrhových situacích;
- 1,00 v ostatních případech (tj. charakteristická hodnota se použije jako občasná hodnota).

Tabulka 20: Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B) dle ČSN EN 1990/A1 [14]

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10))	$\gamma_{G,j,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{kj}$

(*) Proměnná zatížení jsou ta, která jsou uvedena v tabulkách A2.1 až A2.3.

Trvalé a dočasné návrhové situace	Stálá zatížení		Předpětí	Hlavní proměnné zatížení (*)	Vedlejší proměnná zatížení (*)	
	Nepříznivá	Příznivá			Nejúčinnější (pokud se vyskytuje)	Ostatní
(Výraz (6.10a))	$\gamma_{G,j,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{kj}$
(Výraz (6.10b))	$\xi\gamma_{G,j,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_P P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{kj}$

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.(NP20)

POZNÁMKA 2 Hodnoty součinitelů γ a ξ lze stanovit v národní příloze. Při použití výrazů (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) jsou doporučené hodnoty součinitelů γ a ξ následující:(NP20)

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ [1)]

$\gamma_{G,inf} = 1,00$

$\gamma_Q = 1,35$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od silniční dopravy nebo od chodců; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26[3)] a 27[3)]), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,20$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 16 a 17 a SW/2; (0 pro příznivá);

$\gamma_Q = 1,50$ pro ostatní zatížení dopravou a pro další proměnná zatížení; [2)]

$\xi = 0,85$ (takže $\xi\gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 \equiv 1,15$).

$\gamma_{Gset} = 1,20$ v případě pružné lineární analýzy a $\gamma_{Gset} = 1,35$ v případě nelineární analýzy, pro návrhové situace, kdy nerovnoměrné sedání může mít nepříznivé účinky. Pro návrhové situace, kdy zatížení způsobená nerovnoměrným sedáním mohou mít příznivé účinky, se tato zatížení neuvažují.

Viz také EN 1991 až EN 1999 pro hodnoty γ, které se použijí pro vynucená přetvoření.

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

2.7.1. Kombinace pro mezní stav únosnosti - MSÚ

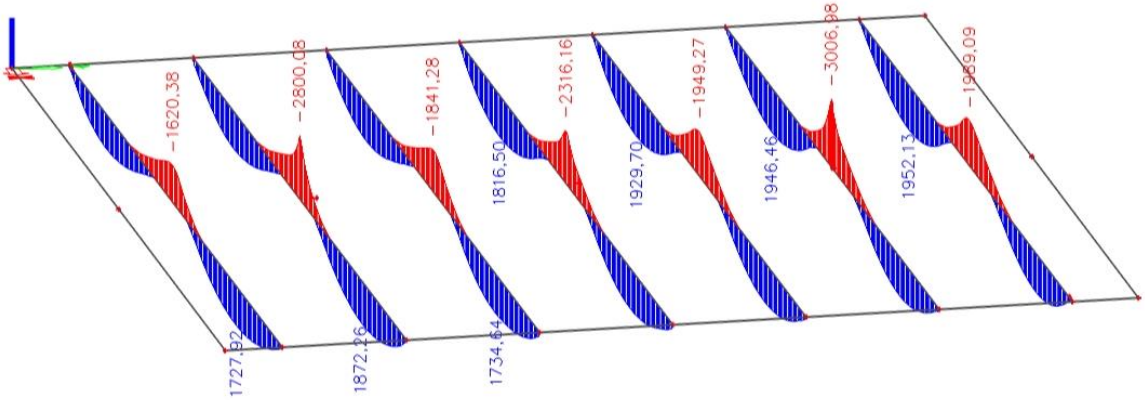
Podle části 6.4.3.2 ČSN EN 1990 můžeme uvažovat tři základní kombinace:

6.10 $$\sum \gamma_{G,j}\, G_{k,j}" + "\gamma_p P" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum \gamma_{Q,i}\, \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

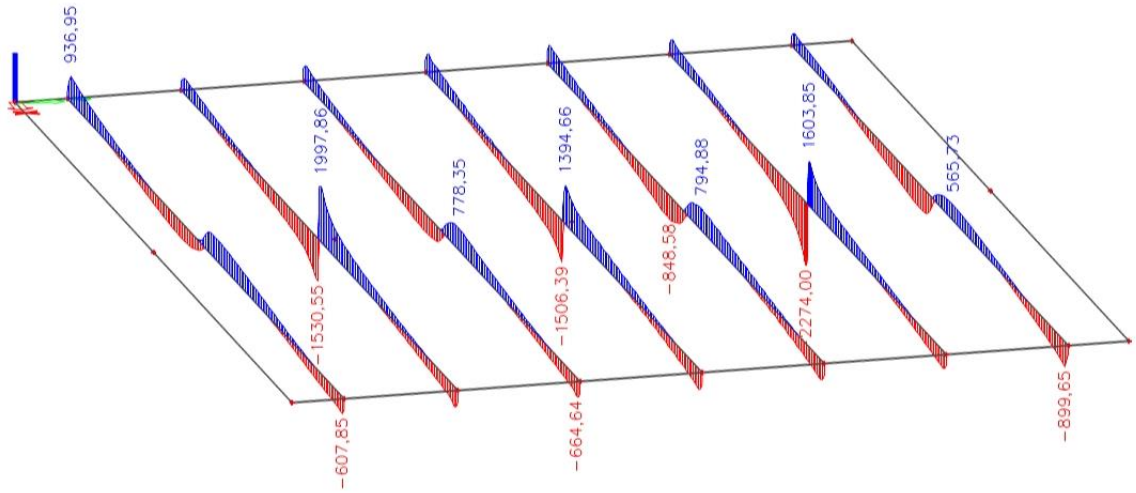
Alternativně lze použít pro MS STR a GEO méně příznivou kombinaci z těchto dvou:

6.10a $$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_p P" + "\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}" + "\sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i}\, Q_{k,i}$$

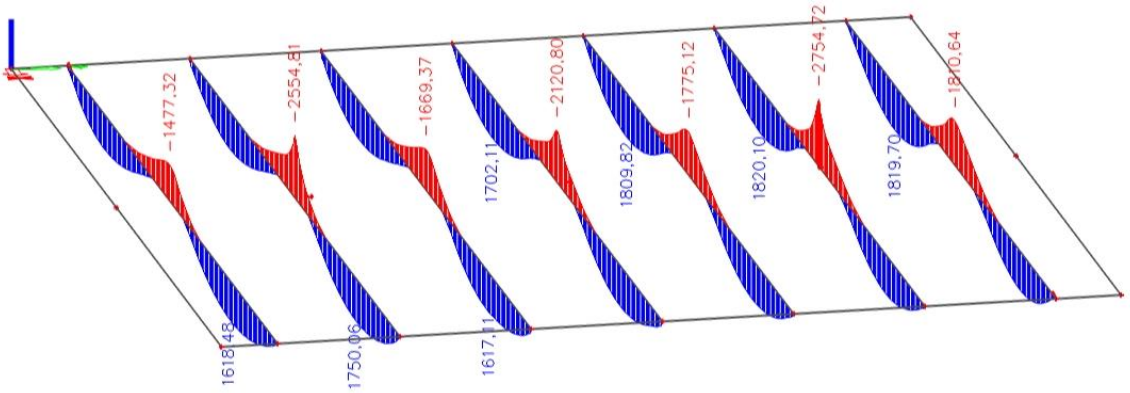
6.10b $$\sum \xi_j\, \gamma_{G,j} G_{k,j}" + "\gamma_p P" + "\gamma_{Q,1} Q_{k,1}" + "\sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$



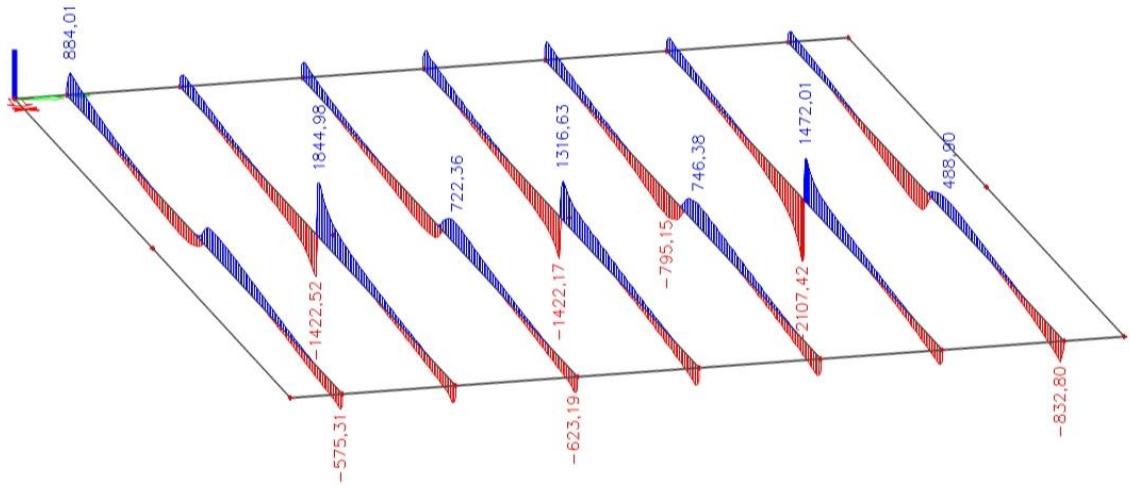
Obrázek 35: Obálka ohybových momentů M_y z kombinace 6.10 (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou



Obrázek 36: Obálka posouvajících sil V_z z kombinace 6.10 (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou



Obrázek 37: Obálka ohybových momentů M_y z kombinací 6.10a/6.10b (pohled od opěry 3) od zatížení dopravou



Obrázek 38: Obálka posouvajících sil V_z z kombinace 6.10a/6.10b (pohled od opěry O3) od zatížení dopravou

2.7.2. Kombinace pro mezní stav použitelnosti – MSP

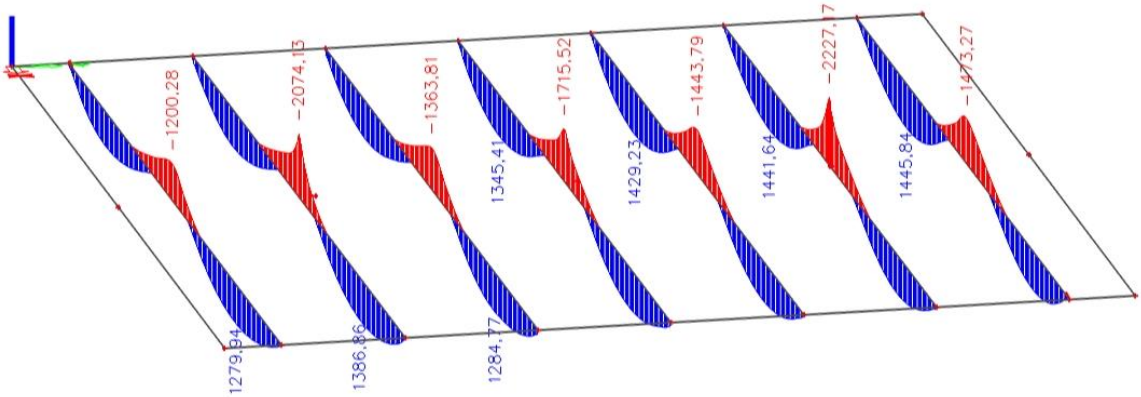
Podle části 6.5.3 ČSN EN 1990 a A2.2.2 ČSN EN 1990/A1 uvažujeme tyto kombinace zatížení:

6.14b (charakteristická) $\sum \boldsymbol{G_{k,j}}" + "\boldsymbol{P}" + "\boldsymbol{Q_{k,1}}" + "\sum \boldsymbol{\psi_{0,i} Q_{k,i}}$

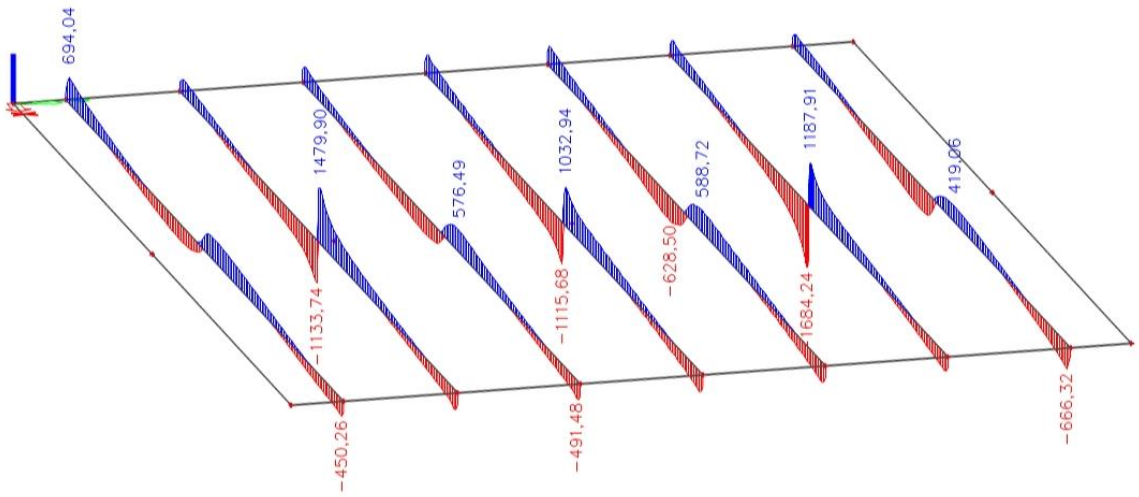
6.15b (častá) $\sum \boldsymbol{G_{k,j}}" + "\boldsymbol{P}" + "\boldsymbol{\psi_{1,1} Q_{k,1}}" + "\sum \boldsymbol{\psi_{2,i} Q_{k,i}}$

6.16b (kvazistálá) $\sum \boldsymbol{G_{k,j}}" + "\boldsymbol{P}" + "\sum \boldsymbol{\psi_{2,i} Q_{k,i}}$

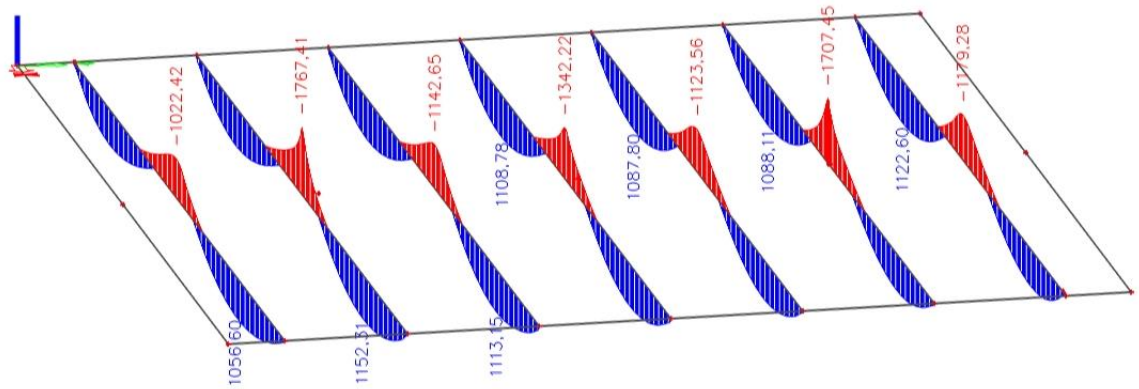
A2.1b (občasná) $\sum \boldsymbol{G_{k,j}}" + "\boldsymbol{P_k}" + "\boldsymbol{Q_{k,1}}" + "\sum \boldsymbol{\psi_{0,1} Q_{k,i}}$



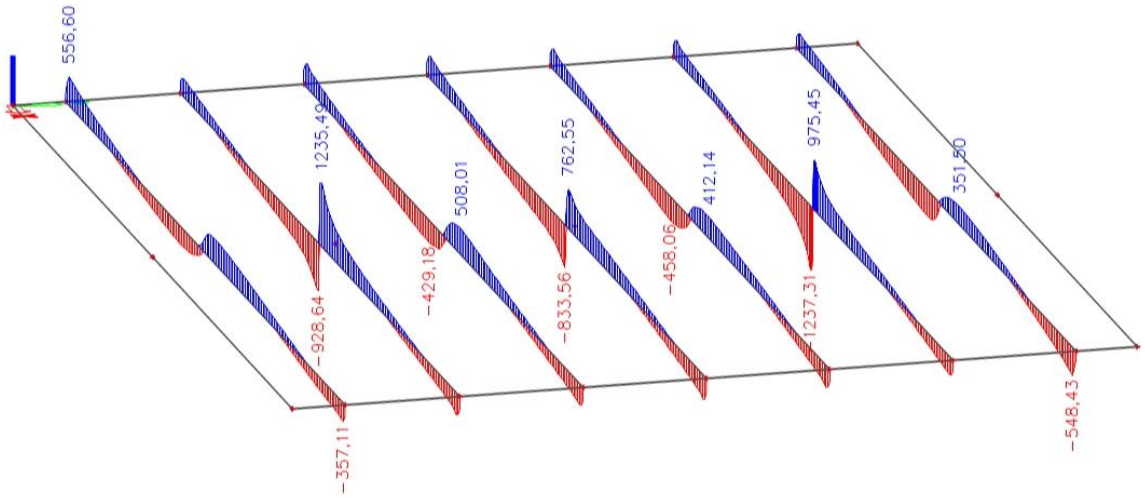
Obrázek 39: Obálka ohybových momentů M_y z CHARAKTERISTICKÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou



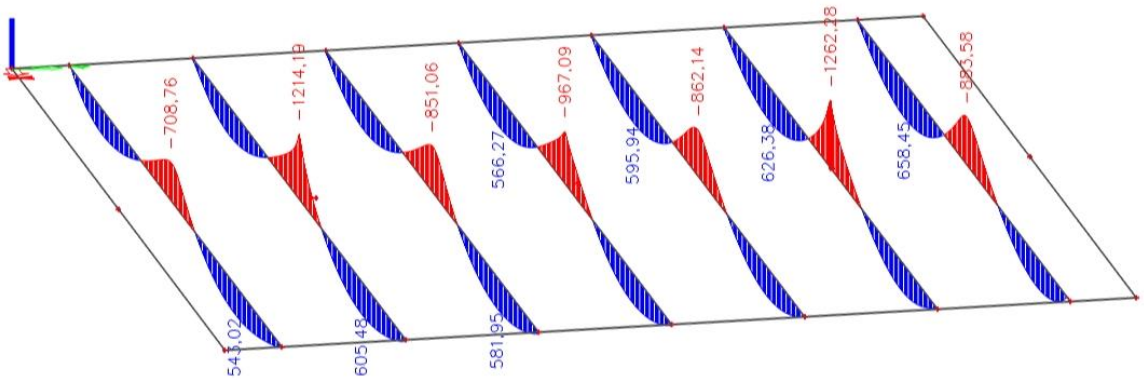
Obrázek 40: Obálka posouvajících sil V_z z CHARAKTERISTICKÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou



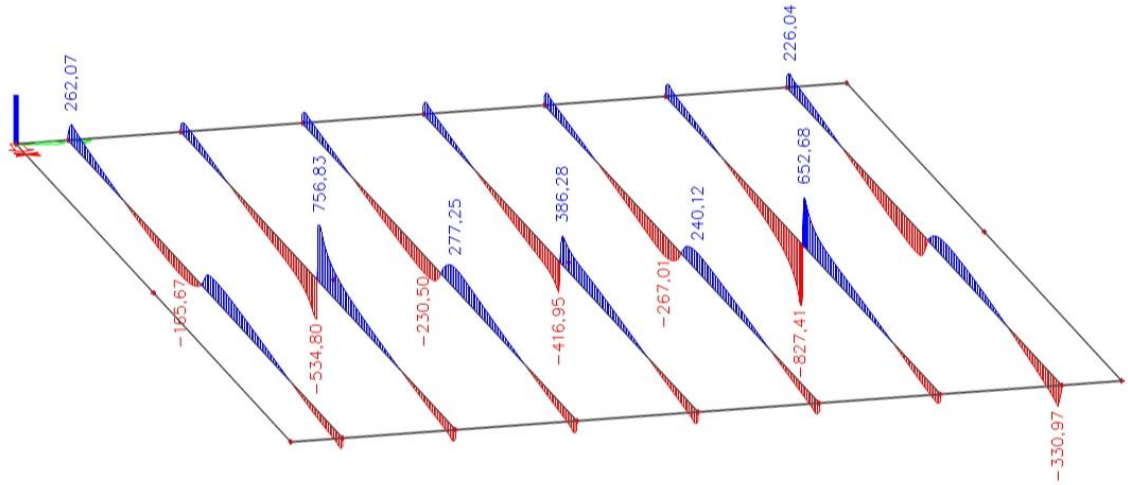
Obrázek 41: Obálka ohybových momentů M_y z ČASTÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou



Obrázek 42: Obálka posouvajících sil V_z z ČASTÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou



Obrázek 43: Obálka ohybových momentů M_y z KVAZISTÁLÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou



Obrázek 44: Obálka posouvajících sil V_z z KVAZISTÁLÉ kombinace (pohled od O3) od zatížení dopravou

3. Předpětí nosné konstrukce

Pro předpínání konstrukce je uvažován systém FREYSSINET, konkrétně ve variantě řada C.

3.1. Krytí předpínací výztuže

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

c_{nom} – nominální krycí vrstva výztuže

c_{min} – minimální krycí vrstva výztuže

$$c_{min} = max\{c_{min,b};\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur,add};\ 10\}$$

$c_{min,b}$ – Ø kanálku = 100 mm (korugovaná hadice 95/100)

*$c_{min,dur}$ – minimální krycí vrstva zohledňující vliv prostředí (beton **C45/55 - XF4**)*

- *požadovaná životnost 100 let => třída konstrukce **S6***
- *beton C45/55 => zmenšit třídu o 1 => **S5***
- *desková konstrukce => zmenšit třídu o 1 => **S4***
- *zajištění zvláštní kvality výroby (prefa) => zmenšit třídu o 1 => **S3***

*Výsledná hodnota $c_{min,dur}$ pro třídu konstrukce **S3** a stupeň vlivu prostředí **XF4** = 50 mm*

Δ_{cdev} – přídavek na návrhovou odchylku (uvažováno 10 mm)

$\Delta_{cdur,y}$ – přídavná bezpečnostní složka, uvažována v ČR 0 mm

$\Delta_{cdur,st}$ – redukce vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta_{cdur,add}$ – redukce vrstvy při použití přídavné ochrany

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 100 + 10 = 110\ mm$$

Tabulka 21: Stupně vlivu prostředí [24]

Označení stupně	**Popis prostředí**	**Informativní příklady výskytu stupně vlivu prostředí**
1 Bez nebezpečí koroze nebo narušení		
X0	Beton bez výztuže nebo zabudovaných kovových vložek. Všechny vlivy s výjimkou zmrazování a rozmrazování, obrusu nebo chemicky agresivního prostředí. Pro beton s výztuží nebo se zabudovanými kovovými vložkami: Velmi suché	Beton uvnitř budov s velmi nízkou vlhkostí vzduchu.
2 Koroze vlivem karbonatace		
Pokud je beton obsahující výztuž nebo jiné zabudované kovové vložky vystaven ovzduší a vlhkosti, pak se stupeň vlivu prostředí určí následovně:		
XC1	Suché nebo stále mokré.	Beton uvnitř budov s nízkou vlhkostí vzduchu; Beton trvale ponořený ve vodě.
XC2	Mokré, občas suché.	Povrch betonu vystavený dlouhodobému působení vody; Většina základů.
XC3	Středně mokré, vlhké.	Beton uvnitř budov se střední nebo velkou vlhkostí vzduchu; Venkovní beton chráněný proti dešti.
XC4	Střídavě mokré a suché.	Povrchy betonu ve styku s vodou, které nejsou zahrnuty ve stupni vlivu prostředí XC2.
3 Koroze vlivem chloridů, ne však z mořské vody		
Pokud přichází beton, obsahující výztuž nebo jiné zabudované kovové vložky, do styku s vodou obsahující chloridy, včetně rozmrazovacích solí, ze zdrojů jiných než z mořské vody, určí se vliv prostředí následovně:		
XD1	Středně mokré, vlhké.	Povrchy betonů vystavené chloridům rozptýleným ve vzduchu.
XD2	Mokré, občas suché.	Plavecké bazény. Beton vystavený působení průmyslových vod obsahujících chloridy.
XD3	Střídavě mokré a suché.	Části mostů vystavené postřikům obsahujícím chloridy. Vozovky, betonové povrchy parkovišť.

Označení stupně	Popis prostředí	Informativní příklady výskytu stupně vlivu prostředí
4 Koroze vlivem chloridů z mořské vody		
Pokud přichází beton, obsahující výztuž nebo jiné zabudované kovové vložky, do styku s chloridy z mořské vody nebo slaným vzduchem z mořské vody, musí být vliv prostředí určen následovně:		
XS1	Vystaven slanému vzduchu, ale ne v přímém styku s mořskou vodou.	Stavby blízko mořského pobřeží nebo na pobřeží.
XS2	Trvale ponořen ve vodě.	Části staveb v moři.
XS3	Smáčený a ostřikovaný přílivem.	Části staveb v moři.
5 Působení mrazu a rozmrazování s rozmrazovacími prostředky nebo bez nich		
Pokud je mokrý beton vystaven významnému působení střídavého mrazu a rozmrazování, určí se vliv prostředí následovně:		
XF1	Mírně nasycen vodou bez rozmrazovacích prostředků.	Svislé betonové povrchy vystavené dešti a mrazu.
XF2	Mírně nasycen vodou s rozmrazovacími prostředky.	Svislé betonové povrchy silničních konstrukcí vystavené mrazu a rozmrazovacím prostředkům rozptýleným ve vzduchu.
XF3	Značně nasycen vodou bez rozmrazovacích prostředků.	Vodorovné betonové povrchy vystavené dešti a mrazu.
XF4	Značně nasycen vodou s rozmrazovacími prostředky nebo mořskou vodou.	Vozovky a mostovky vystavené rozmrazovacím prostředkům. Betonové povrchy vystavené přímému ostřiku rozmrazovacími prostředky a mrazu. Omývaná část staveb v moři vystavená mrazu.
6 Chemické působení		
Pokud je beton vystaven chemickému působení rostlé zeminy a podzemní vody, určí se vliv prostředí následovně:		
XA1	Slabě agresivní chemické prostředí.	Beton vystavený rostlé zemině a podzemní vodě podle tabulky 2.
XA2	Středně agresivní chemické prostředí.	Beton vystavený rostlé zemině a podzemní vodě podle tabulky 2.
XA3	Vysoce agresivní chemické prostředí.	Beton vystavený rostlé zemině a podzemní vodě podle tabulky 2.

Tabulka 22: Doporučená úprava klasifikace konstrukcí [21]

Kritérium	Třída konstrukce						
	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3/XS2/ XS3
návrhová životnost 100 let	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2	zvětšit třídu o 2
pevnostní třída [1) 2)]	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C30/37 zmenšit třídu o 1	≥ C35/45 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C40/50 zmenšit třídu o 1	≥ C45/55 zmenšit třídu o 1
deskové konstrukce (poloha výztuže není ovlivněna výrobním postupem)	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1
zajištěna zvláštní kontrola kvality výroby betonu	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1	Zmenšit třídu o 1	zmenšit třídu o 1

POZNÁMKA 1 Pevnostní třída a poměr *w/c* se považují za související hodnoty. Pro výrobu málo propustného betonu lze použít zvláštní složení (druh cementu, hodnota *w/c*, jemné plnivo).

POZNÁMKA 2 Stanovenou mez lze snížit o jednu pevnostní třídu, pokud použijeme provzdušnění větší než 4 %.

Tabulka 23: Minimální hodnoty krycí vrstvy $c_{min,dur}$ požadované z hlediska trvanlivosti [21]

Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm)							
Třída konstrukce	Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Poznámka:
V normě ČSN EN 1992-1-1 nejsou uvedeny hodnoty pro stupeň vlivu prostředí XF4, ale podle publikace: PROCHÁZKA, Jaroslav a kolektiv., Navrhování betonových konstrukcí podle norem ČSN EN 1992 (Eurokód 2), ČBS 2009. lze hodnoty pro třídu XF4 uvažovat jako ekvivalentní pro třídy XD3/XS2/XS3.

3.2. Rozteče kabelových kanálků

Vodorovně: ≥ Ø kanálku = 100 mm

≥ 50 mm

≥ d_g + 5 mm – D_{max}. = 22 mm => 27 mm

Svisle: ≥ Ø kanálku = 100 mm

≥ 40 mm

≥ d_g = D_{max}. = 22 mm

3.3. Návrh předpínací výztuže

3.3.1. Předběžný návrh předpínací výztuže

Předpětí konstrukce je řešeno průběžnými zvedanými kabely z lan průměru 15,7 mm. Zvedané kabely byly navrženy v jedné vrstvě v těžišti prefabrikátů.

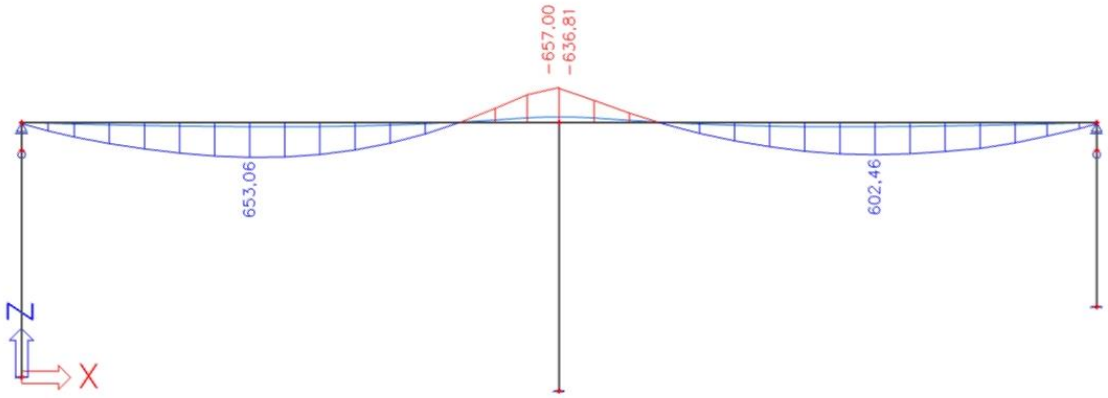
Plocha jednoho lana = 150 mm^2

Maximální napětí v předpínací výztuži:

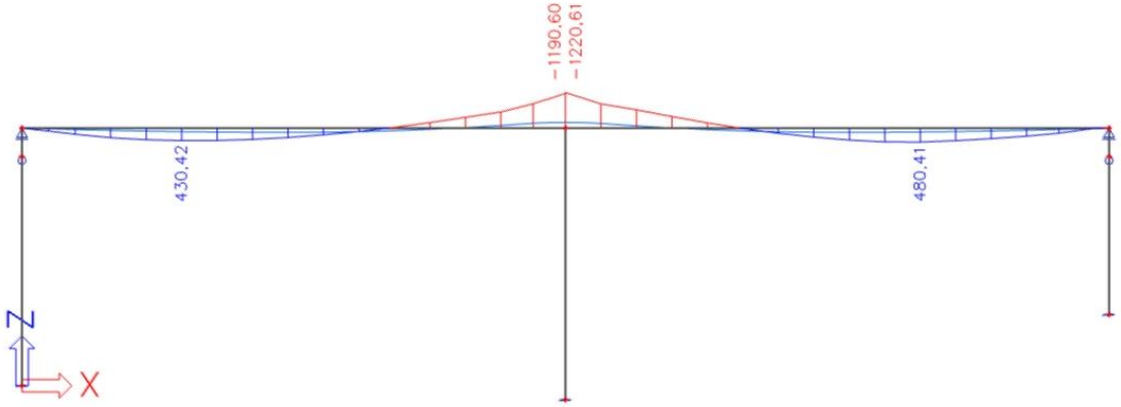
$$\sigma_{P,max} = min\{0{,}8.f_{pk};\ 0{,}9.f_{p,01k}\} = min\{0{,}8.1860;\ 0{,}9.1640\} = min\{1488{,}0;\ 1476{,}0\}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{P,max} = 1476{,}0\ MPa}$$

Předběžný návrh výztuže vychází z podmínky vzniku dekomprese při kvazistálé kombinaci zatížení. Dekomprese (ztráta tlaku) to znamená, že může dojít k úplnému využití tlakové rezervy, tedy že v prvku bude dosaženo napětí **σ_c = 0,0 MPa**.



Obrázek 45: Maximální hodnoty ohybových momentů v kNm pro kvazistálou kombinaci od dopravy



Obrázek 46: Minimální hodnoty ohybových momentů v kNm pro kvazistálou kombinaci od dopravy

$M_{max,kvazi,pole}$ *= 653,06 kNm*

$M_{min,kvali,podpora}$ *= -1220,61 kNm*

Obecný vztah pro nutnou sílu vnesenou předpětím vychází ze vztahu pro výpočet normálového napětí

$$\sigma_{c,i,kvazi} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_{kvazi}}{w_i} - \frac{M_p}{w_i} = 0{,}0\ MPa\ (dekomprese)$$

N_p – síla v předpínací výztuži

M_p – moment od předpětí, který můžeme vyjádřit jako $N_p * e_p$

e_p – excentricita předpínací výztuže v konkrétním průřezu

M_{kvazi} – ohybový moment od kvazistálé kombinace

w_i – průřezový modul (horní/dolní vlákna)

A_c – plocha betonu v průřezu

Pomocí opakovaných iterací tohoto vztahu pro průřez v poli a nad podporou, kdy hodnotu potřebné předpínací síly podělíme plochou jednoho předpínacího lana získáme přibližný počet lan, které budeme uvažovat do kabelů v průřezu.

Pro předpětí jednoho deskového prefabrikátu byly navrženy 4 průběžně zvedané kabely složené z 19 lan, konkrétně řada 19C15 předpínacího systému FREYSSINET.

3.4. Mezní stav omezení napětí trhlin

3.4.1. Požadavky z hlediska mezního stavu omezení napětí

V konstrukci je nutné omezit tlaková napětí, aby jejich nadlimitními hodnotami nedocházelo k poručení konstrukce.

Pro charakteristickou kombinaci zatížení je přípustná hodnota tlakového napětí v betonu: $\sigma_{c,c,char} = 0{,}6 * f_{ck} = 0{,}6 * 45 = 27{,}0\ MPa$

Pro kvazistálou kombinaci je hodnota tlakového napětí v betonu omezena v návaznosti na uvažování lineárního dotvarování konstrukce na hodnotu:

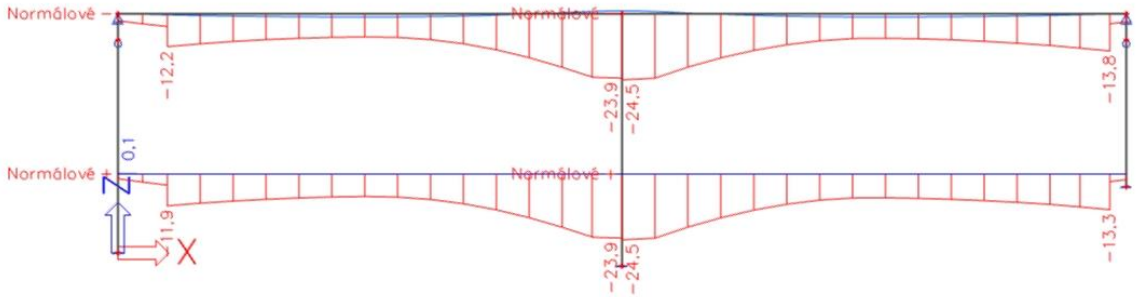
$\sigma_{c,c,kvazi} = 0{,}45 * f_{ck} = 0{,}45 * 45 = 20{,}25\ MPa$

Jelikož hodnota 20,25 MPa byla v konstrukci překročena, bylo by při podrobnějším výpočtu nutno uvažovat nelineární dotvarování.

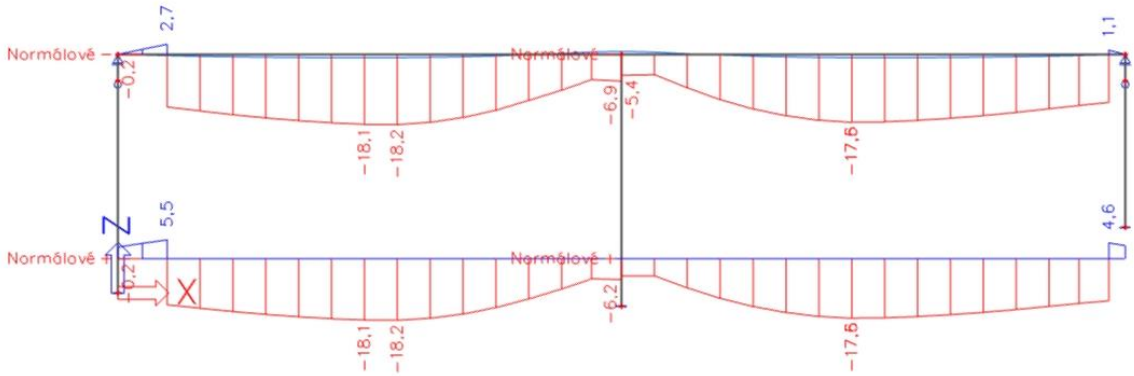
V určitých případech přípustné tahové napětí, která však nemá překročit hodnotu tahové pevnosti betonu pro f_{ctm} (pro C45/55 = 3,8 MPa), pokud však k jeho překročení dojde, je nutné počítat s průřezem porušeným trhlinou

3.4.2. Průběhy napětí na nosné konstrukci od předpětí

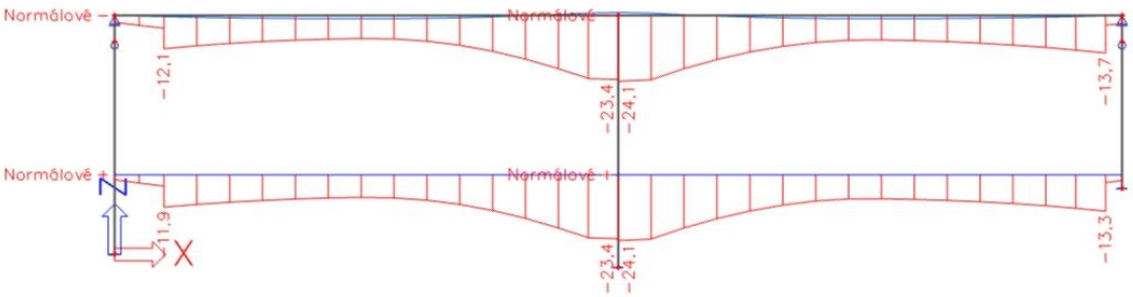
4. ***Poznámka:***
   Z důvodů neznámých při řešení práce a zpracování prutového TDA modelu, který v krajních oblastech NK vykazuje „anomálie“, které se nám s vedoucím práce nepodařilo odstranit, bylo po vzájemné dohodě stanoveno, že na tyto oblasti nebude při posuzování konstrukce brán zřetel.



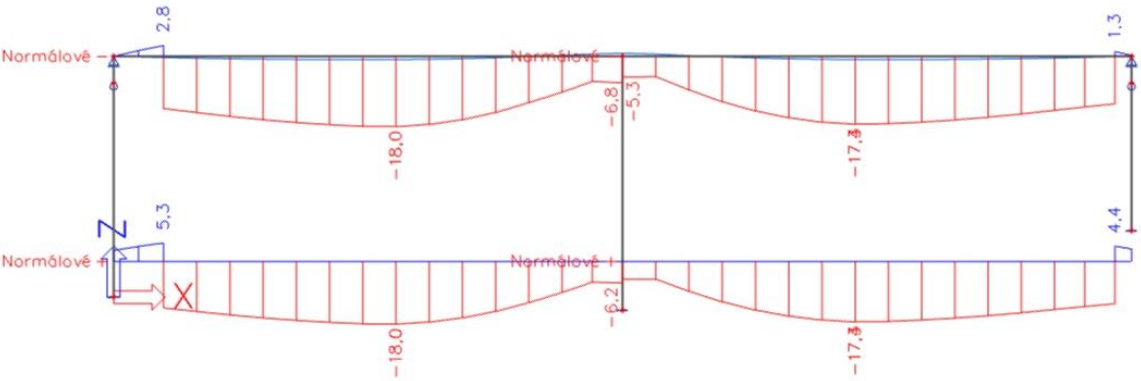
Obrázek 47: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0



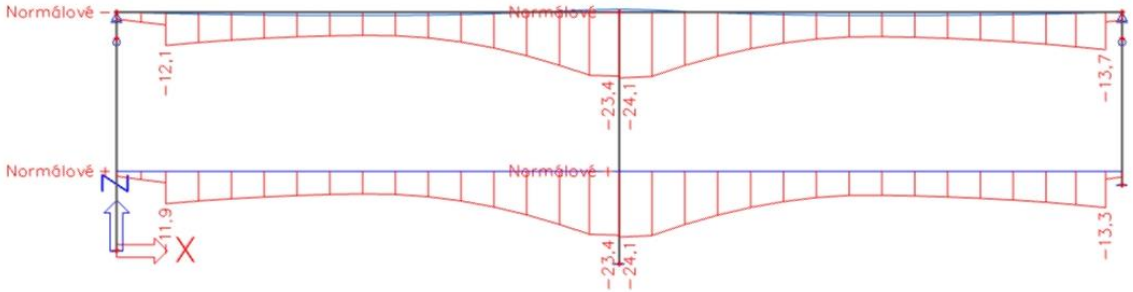
Obrázek 48: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0



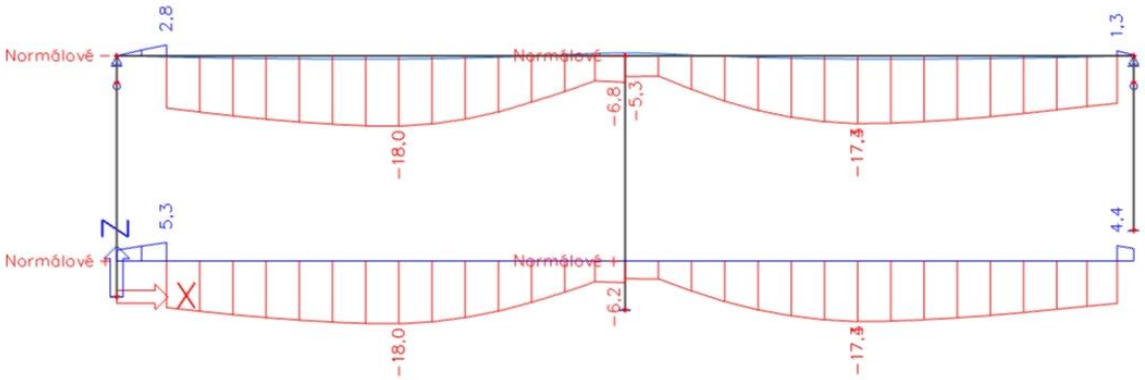
Obrázek 49: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0



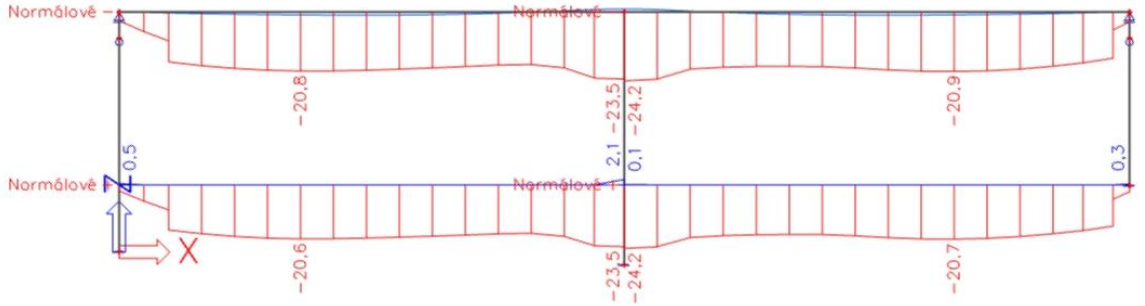
Obrázek 50: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0



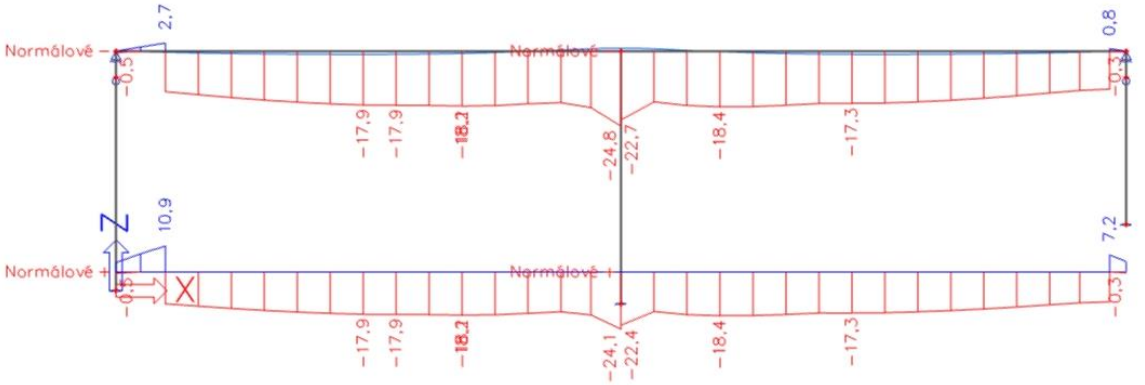
Obrázek 51: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0



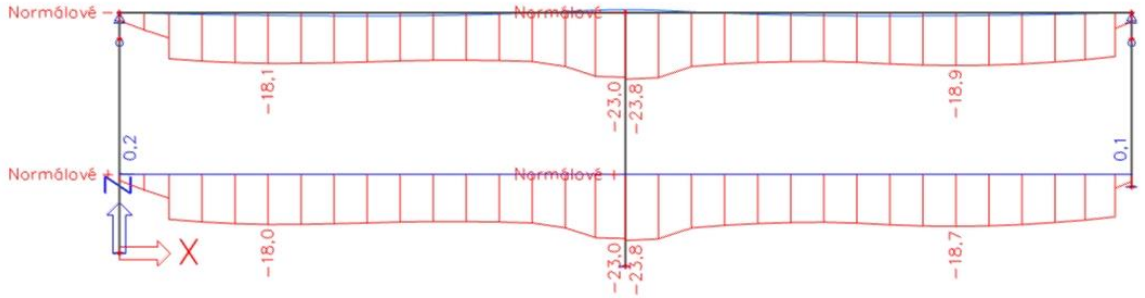
Obrázek 52: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0



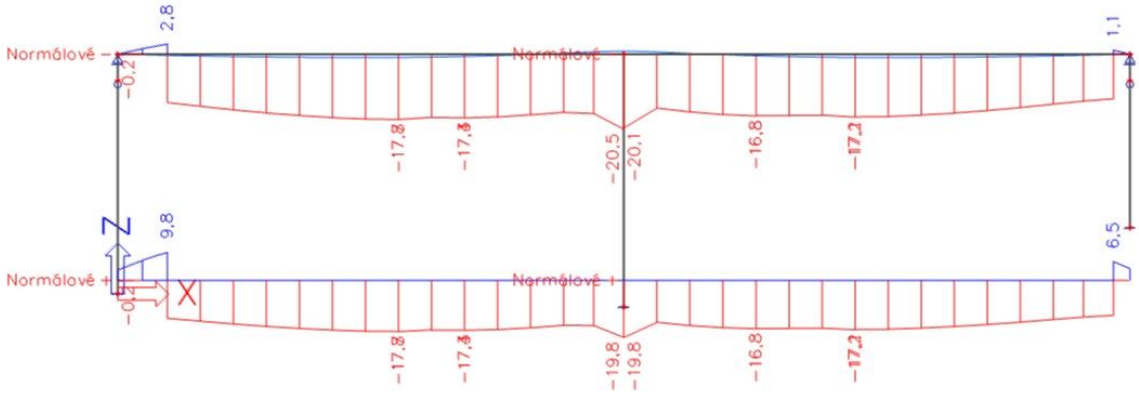
Obrázek 53: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu



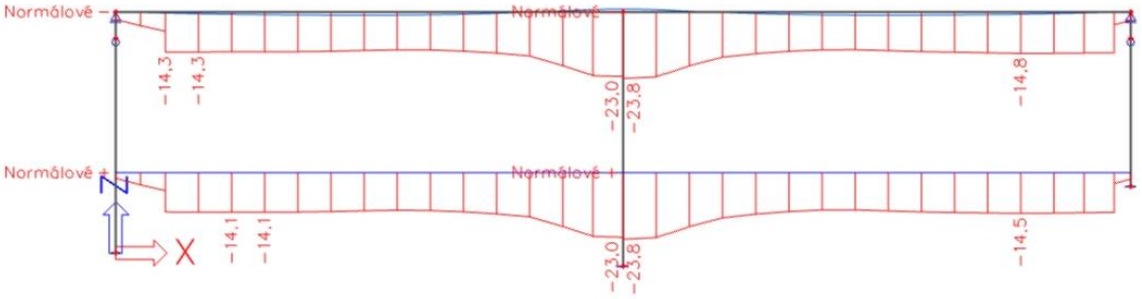
Obrázek 54: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu



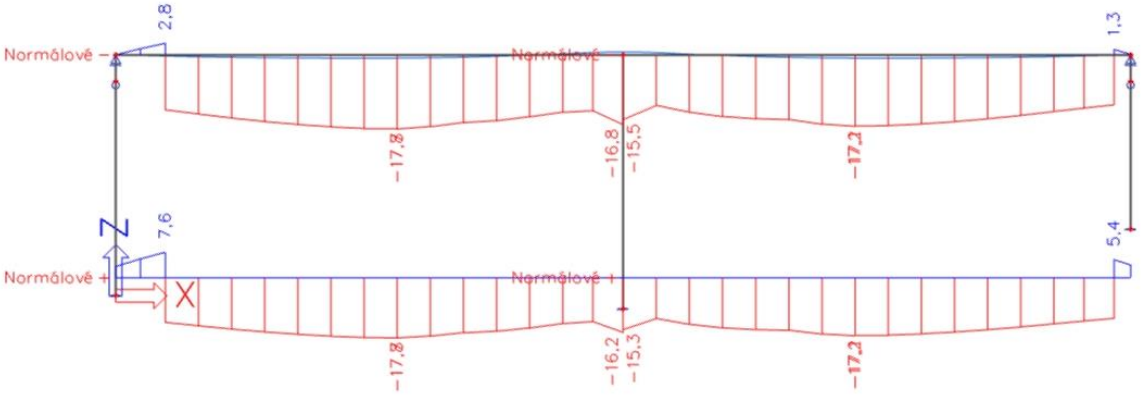
Obrázek 55: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu



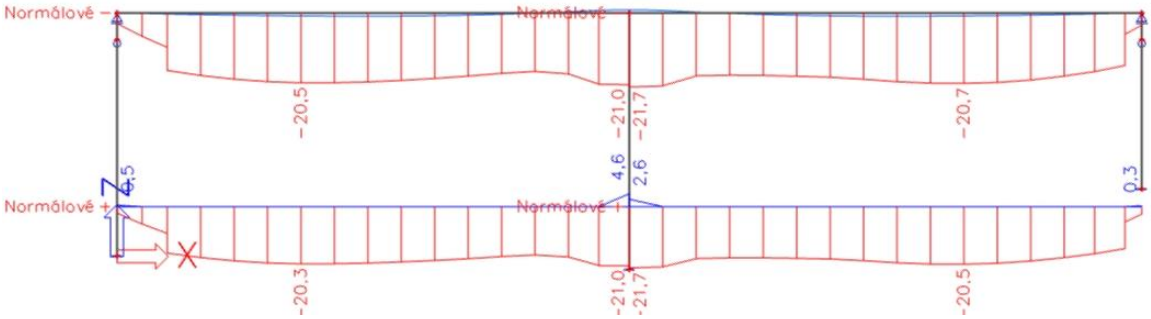
Obrázek 56: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu



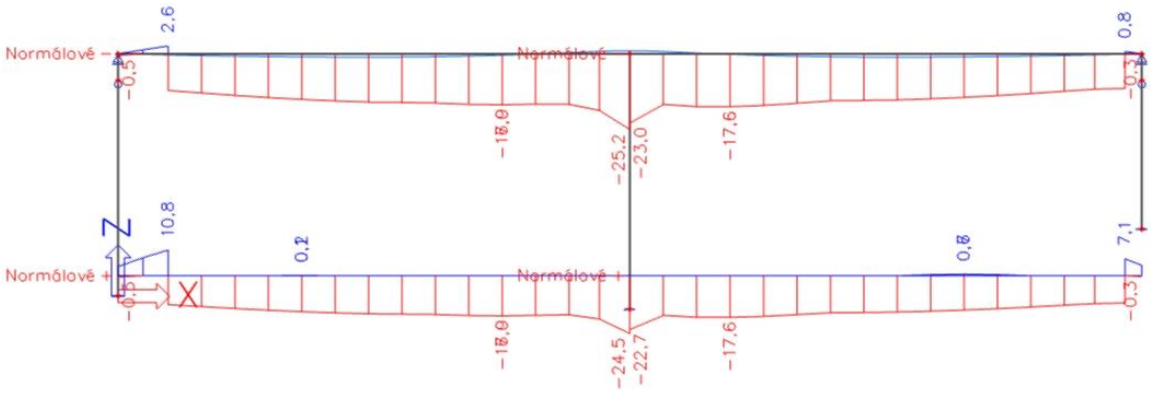
Obrázek 57: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu



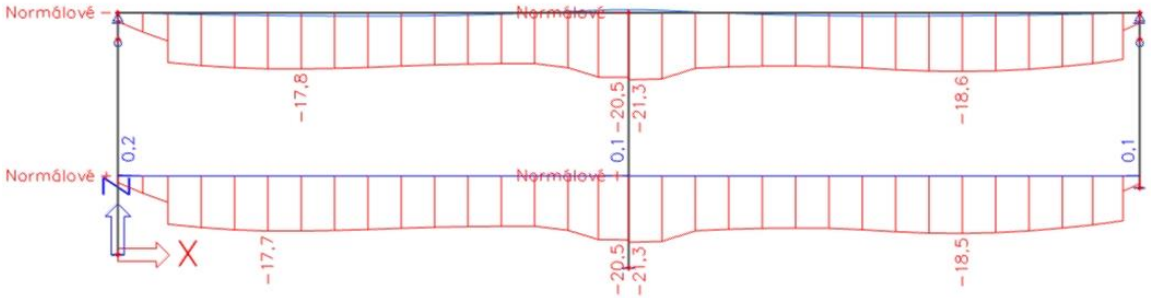
Obrázek 58: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu



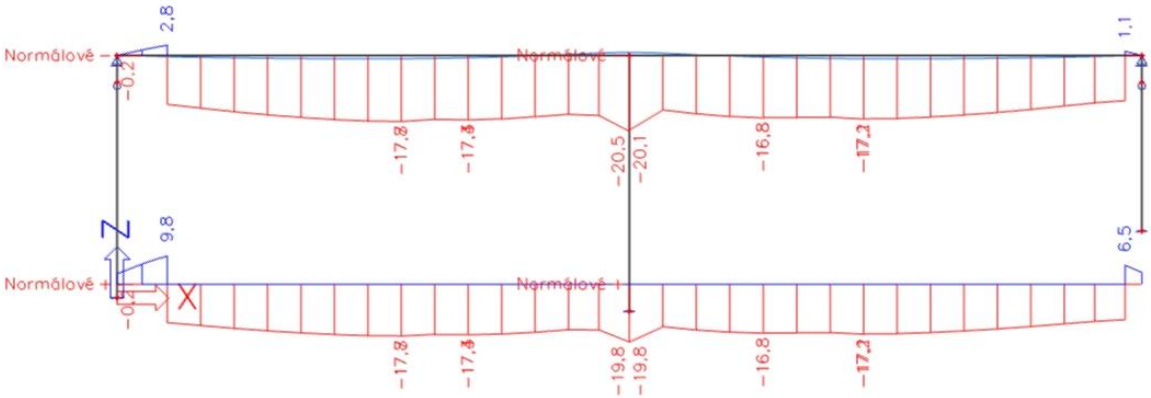
Obrázek 59: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro CHAR kombinaci na konci životnosti



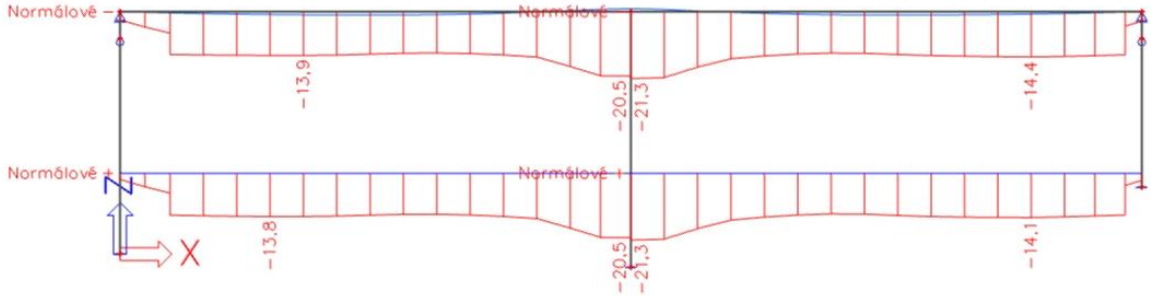
Obrázek 60: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro CHAR kombinaci na konci životnosti



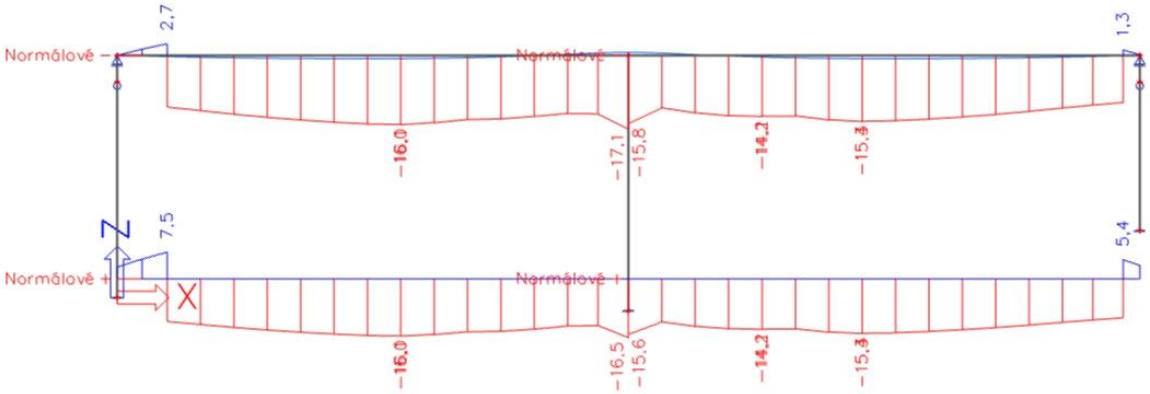
Obrázek 61: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti



Obrázek 62: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti

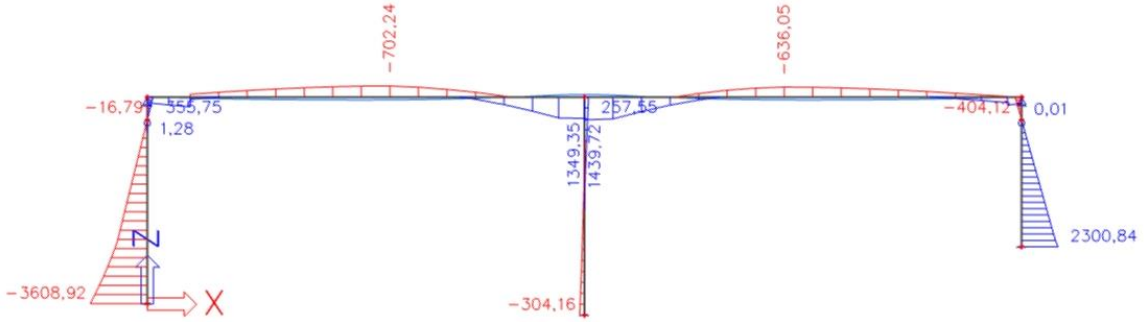


Obrázek 63: Intenzity normálových napětí v horních vláknech pro KVAZI kombinaci na konci životnosti

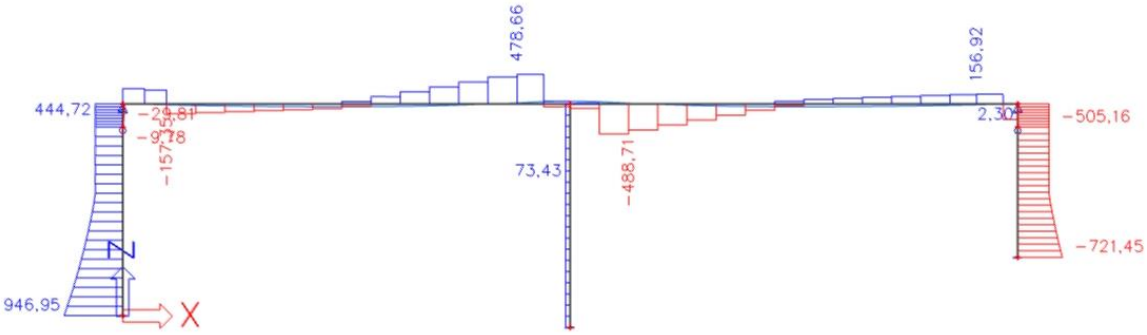


Obrázek 64: Intenzity normálových napětí v dolních vláknech pro KVAZI kombinaci na konci životnosti

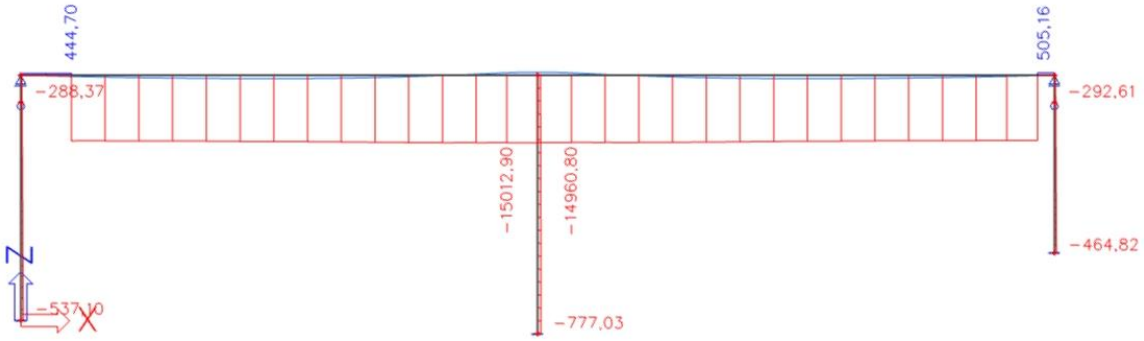
4.1.1. Průběhy vnitřních sil na konstrukci



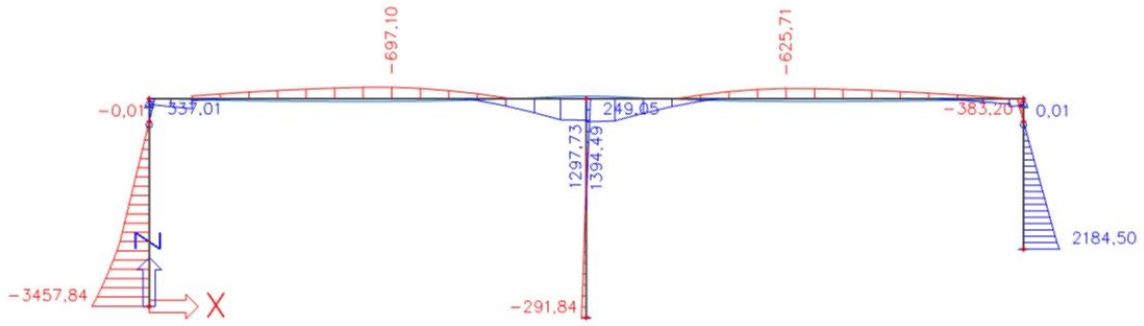
Obrázek 65: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0



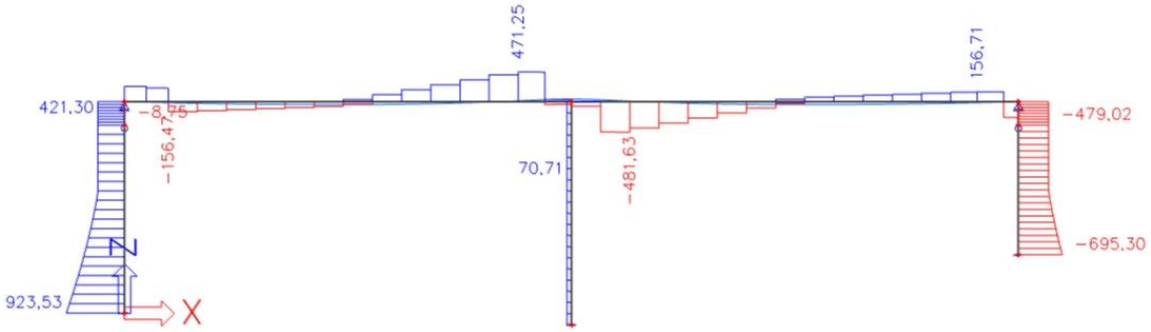
Obrázek 66: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0



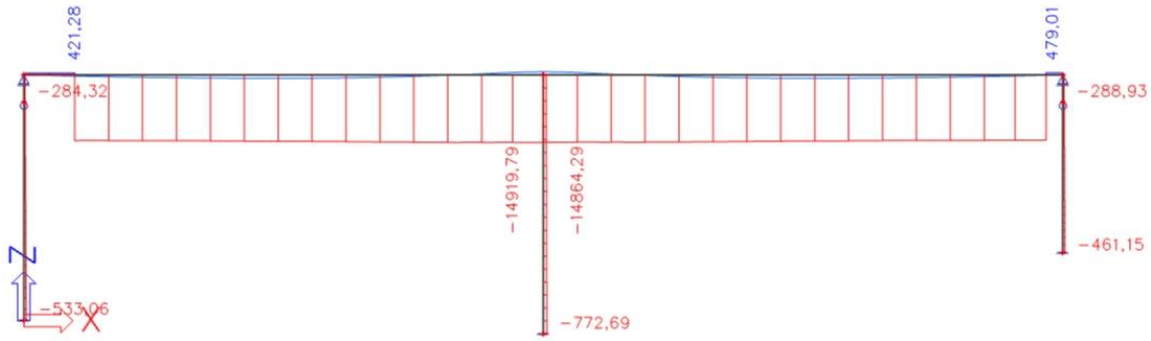
Obrázek 67: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci v čase vnesení g-g0



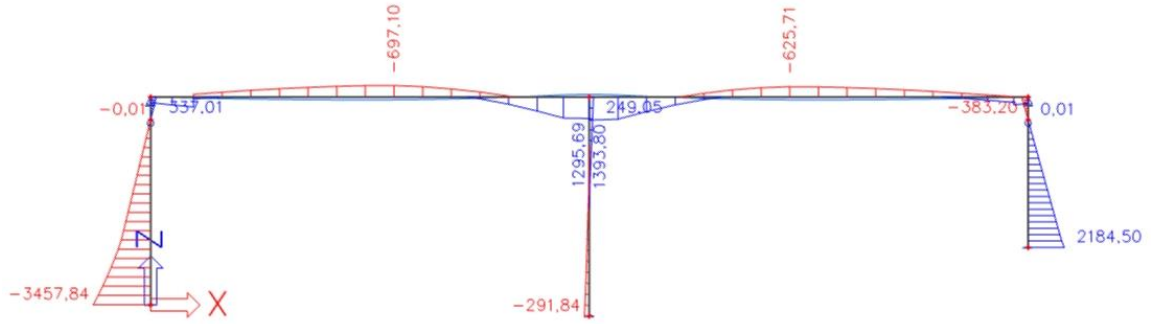
Obrázek 68: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0



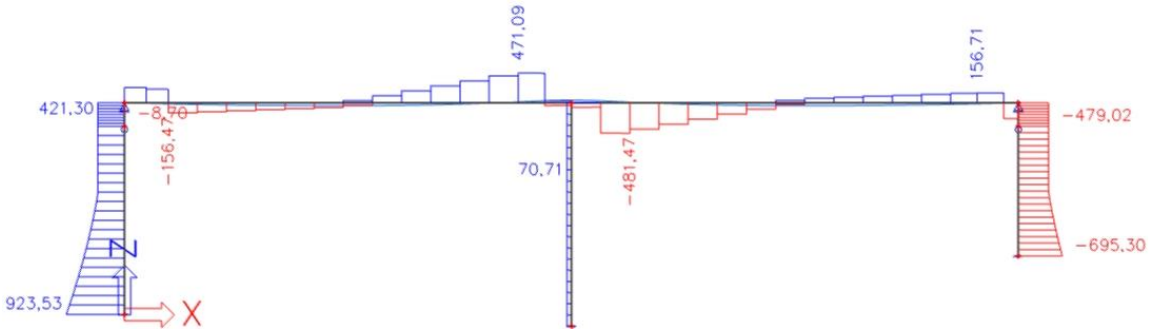
Obrázek 69: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0



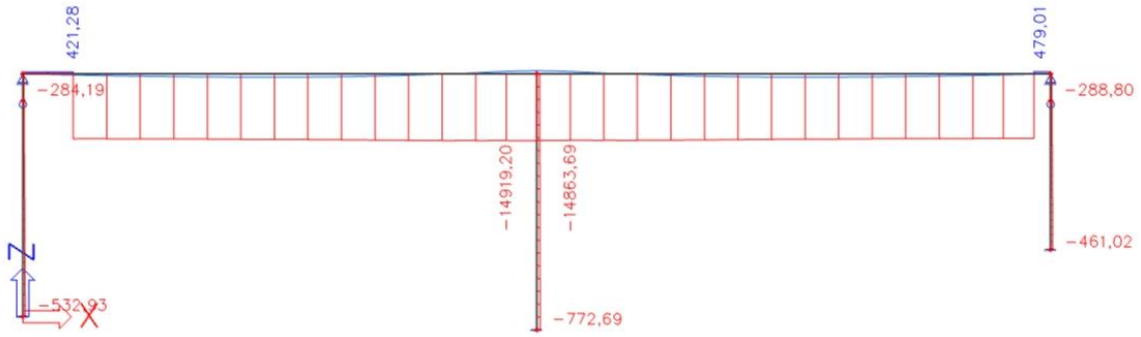
Obrázek 70: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci v čase vnesení g-g0



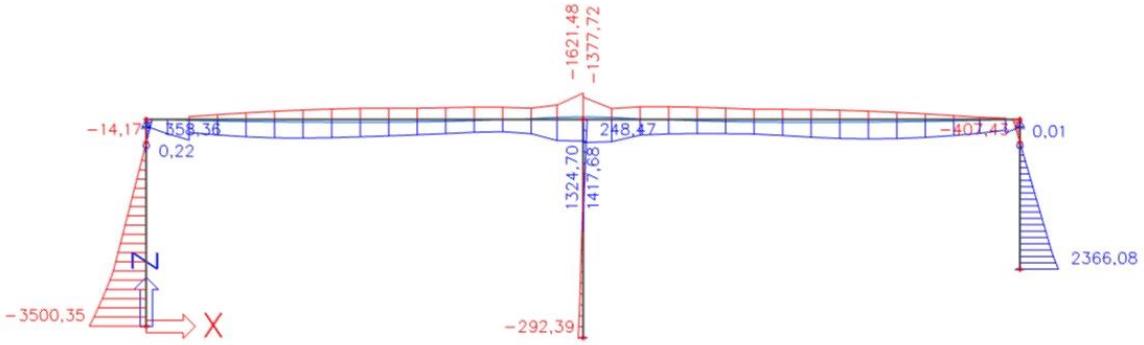
Obrázek 71: Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0



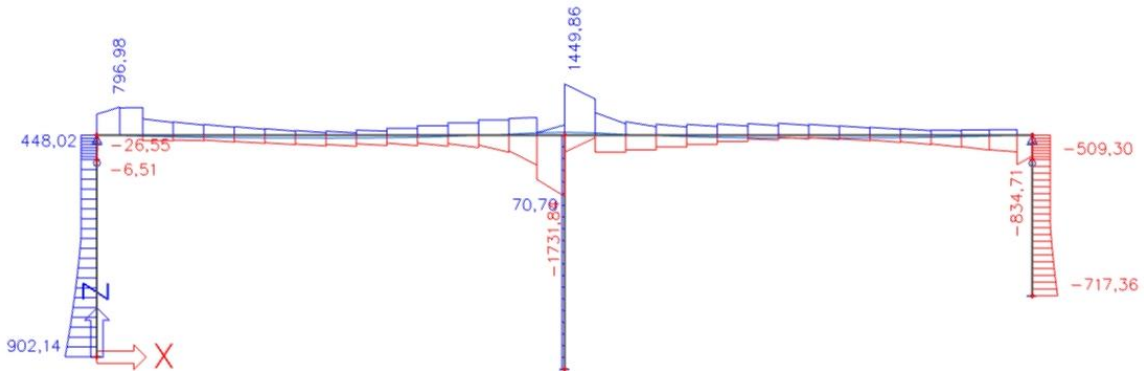
Obrázek 72: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0



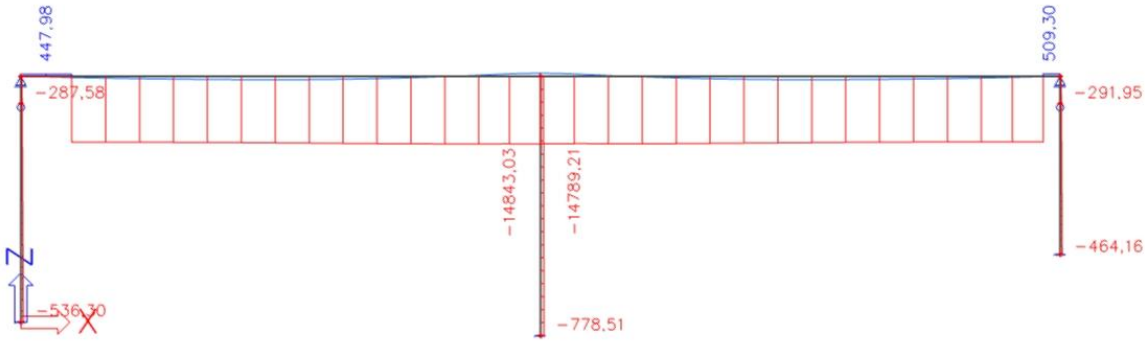
Obrázek 73: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci v čase vnesení g-g0



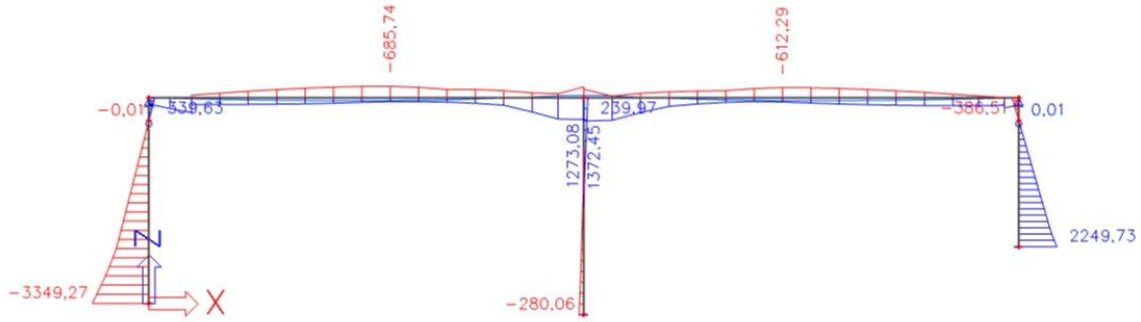
Obrázek 74: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu



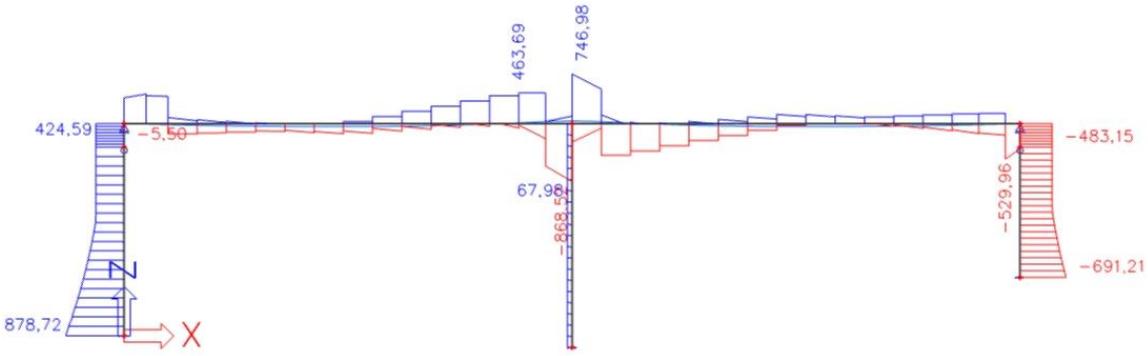
Obrázek 75: Průběh posouvající síly Vz pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu



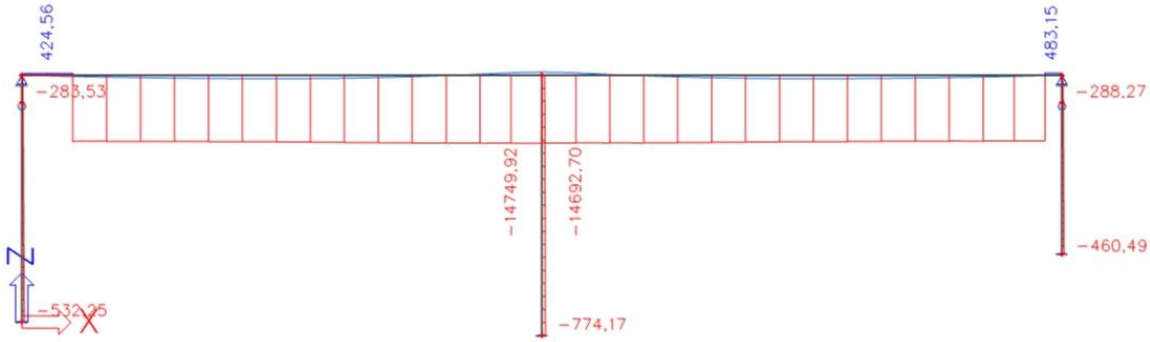
Obrázek 76: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci v čase uvedení do provozu



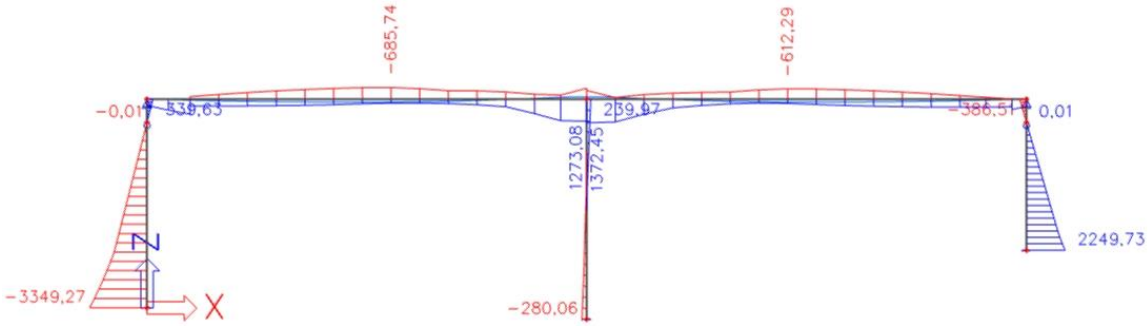
Obrázek 77: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu



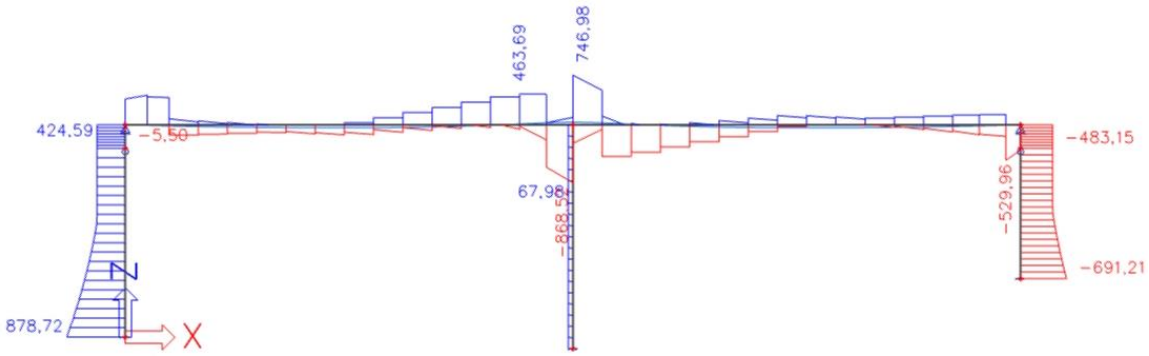
Obrázek 78: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu



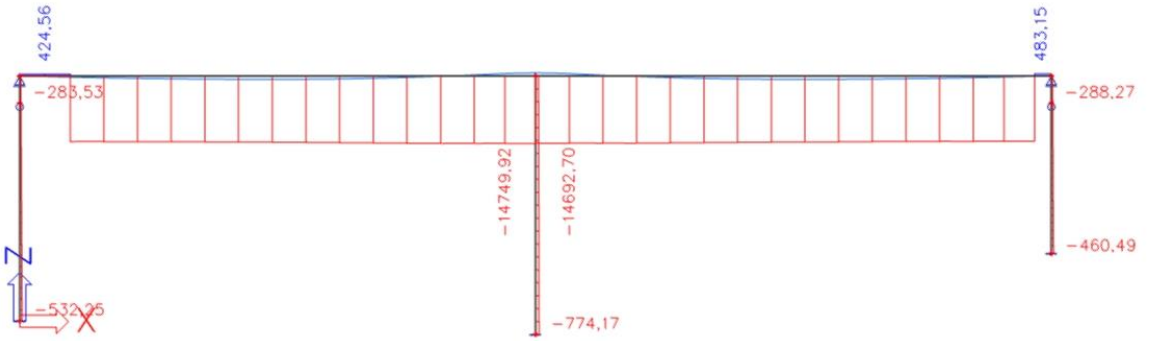
Obrázek 79: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci v čase uvedení do provozu



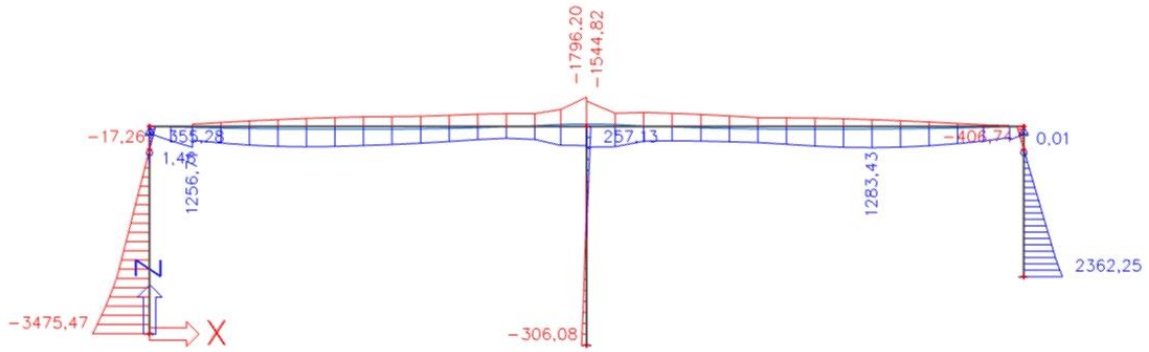
Obrázek 80: Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu



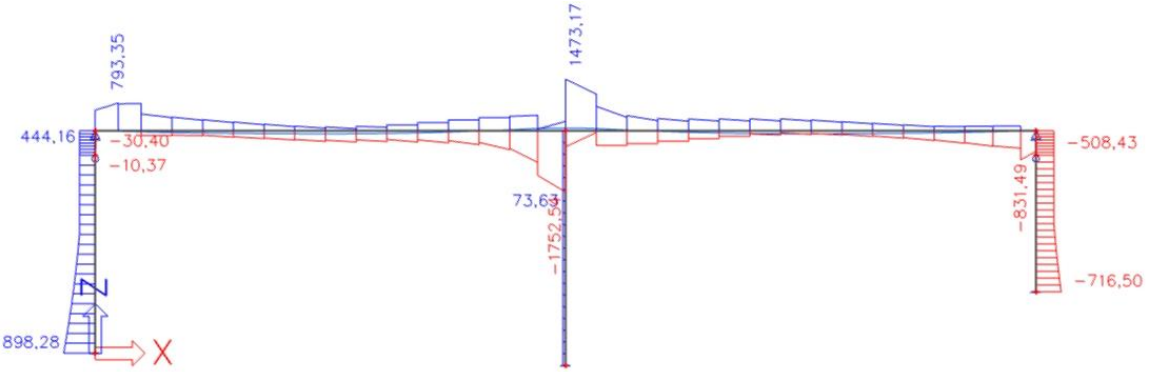
Obrázek 81: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu



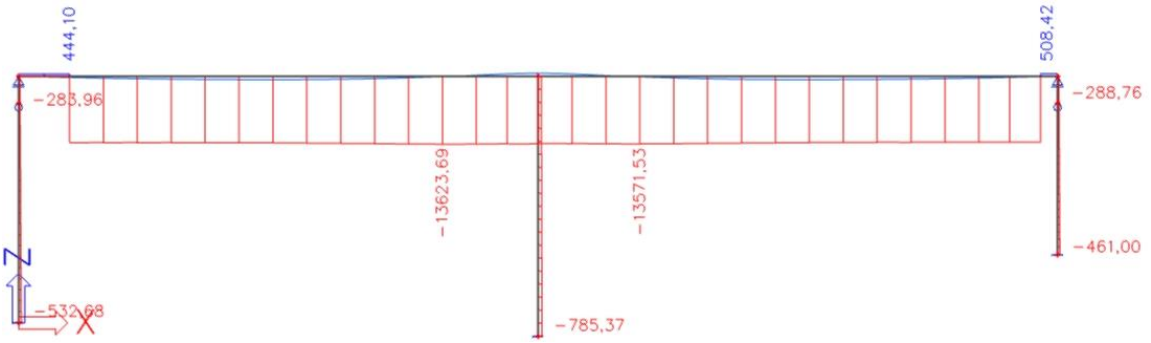
Obrázek 82: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci v čase uvedení do provozu



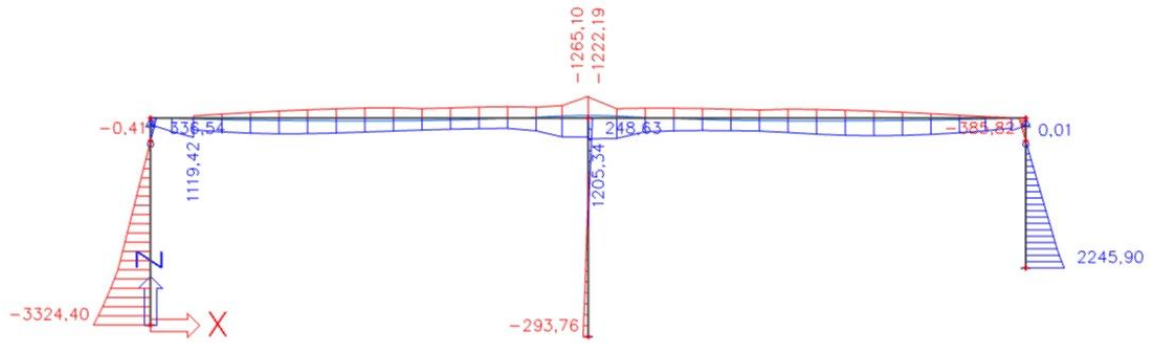
Obrázek 83: Průběh ohybového momentu My pro CHAR kombinaci na konci životnosti



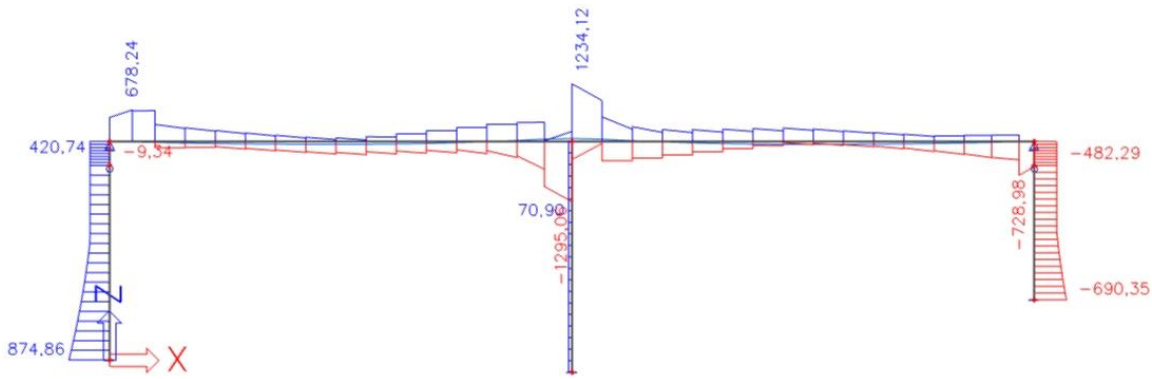
Obrázek 84: Průběh posouvající síly Vz pro CHAR kombinaci na konci životnosti



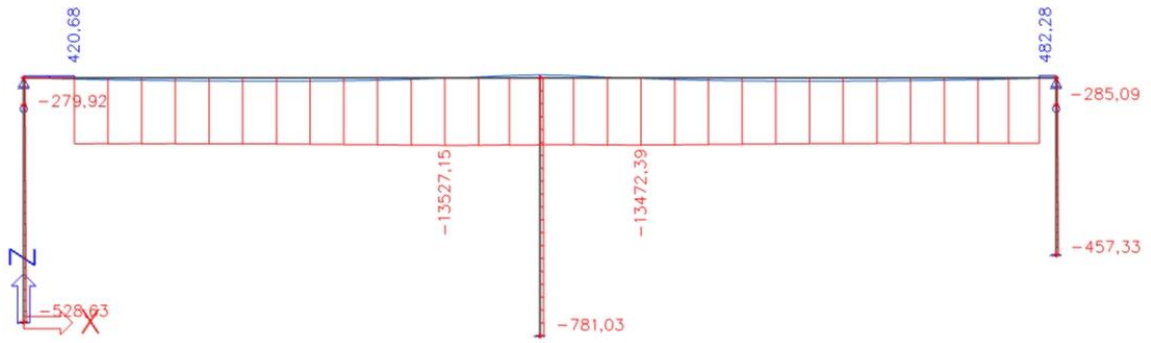
Obrázek 85: Průběh normálové síly N pro CHAR kombinaci na konci životnosti



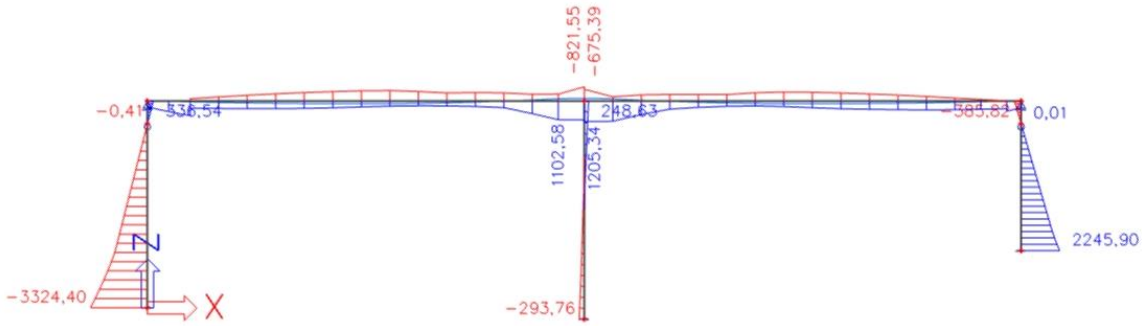
Obrázek 86: Průběh ohybového momentu My pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti



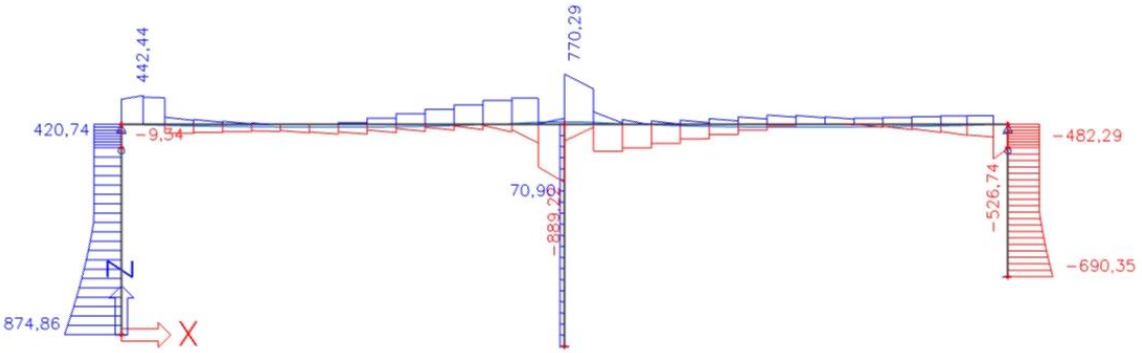
Obrázek 87: Průběh posouvající síly Vz pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti



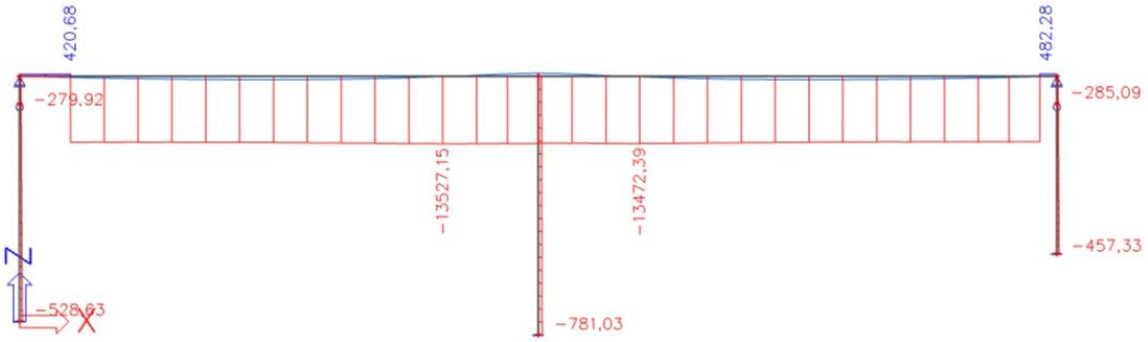
Obrázek 88: Průběh normálové síly N pro ČASTOU kombinaci na konci životnosti



Obrázek 89 : Průběh ohybového momentu My pro KVAZI kombinaci na konci životnosti



Obrázek 90: Průběh posouvající síly Vz pro KVAZI kombinaci na konci životnosti



Obrázek 91: Průběh normálové síly N pro KVAZI kombinaci na konci životnosti

4.1.2. Ztráty předpětí

Tabulka 24: Ztráty předpětí v kabelu

x [m]	y [m]	z [m]	Ztráty třením [MPa]	Ztráta pokluzem [MPa]	Krátkodobá relaxace [MPa]	Nap. po zakotvení / po vnesení předpětí [MPa]	Relaxace proběhla [MPa]	Relaxace proběhne [MPa]
0,0	0	0	0	-124,95	0	1351,05	-7,78	-52,93
0,5	0	-0,012	-1,05	-122,93	0	1352,02	-7,71	-53,18
1,0	0	-0,023	-2,1	-120,92	0	1352,98	-7,63	-53,42
1,5	0	-0,035	-3,65	-117,95	0	1354,4	-7,52	-53,78
2,0	0	-0,045	-5,2	-114,98	0	1355,83	-7,41	-54,14
2,5	0	-0,054	-6,74	-112,01	0	1357,25	-7,31	-54,5
3,0	0	-0,063	-8,28	-109,04	0	1358,68	-7,2	-54,86
3,5	0	-0,071	-9,82	-106,07	0	1360,11	-7,1	-55,22
4,0	0	-0,077	-11,36	-103,1	0	1361,54	-7	-55,58
4,5	0	-0,083	-12,9	-100,13	0	1362,97	-6,9	-55,94
5,0	0	-0,088	-14,44	-97,16	0	1364,4	-6,8	-56,3
5,5	0	-0,092	-15,97	-94,19	0	1365,84	-6,7	-56,66
6,0	0	-0,096	-17,51	-91,22	0	1367,27	-6,61	-57,02
6,5	0	-0,098	-19,04	-88,25	0	1368,71	-6,51	-57,38
7,0	0	-0,099	-20,57	-85,28	0	1370,15	-6,42	-57,75
7,5	0	-0,1	-22,1	-82,31	0	1371,59	-6,33	-58,11
8,0	0	-0,099	-24,1	-78,42	0	1373,48	-6,21	-58,58
8,5	0	-0,097	-26,16	-74,41	0	1375,43	-6,09	-59,07
9,0	0	-0,092	-28,22	-70,39	0	1377,39	-5,98	-59,56
9,5	0	-0,086	-30,28	-66,38	0	1379,35	-5,86	-60,05
10,0	0	-0,078	-32,33	-62,36	0	1381,31	-5,75	-60,54
10,5	0	-0,068	-34,38	-58,34	0	1383,27	-5,64	-61,04
11,0	0	-0,056	-36,43	-54,33	0	1385,24	-5,53	-61,53
11,5	0	-0,042	-38,47	-50,31	0	1387,21	-5,43	-62,02
12,0	0	-0,026	-40,52	-46,3	0	1389,19	-5,32	-62,52
12,5	0	-0,009	-42,55	-42,28	0	1391,16	-5,22	-63,02
13,0	0	0,01	-44,59	-38,27	0	1393,14	-5,13	-63,51
13,5	0	0,032	-46,62	-34,25	0	1395,12	-5,03	-64,01
14,0	0	0,055	-48,66	-30,23	0	1397,11	-4,93	-64,51
14,5	0	0,076	-54,06	-19,53	0	1402,41	-4,69	-65,86
15,0	0	0,088	-60,66	-6,39	0	1408,96	-4,41	-67,52
15,5	0	0,089	-67,01	0	0	1408,99	-4,15	-67,73
16,0	0	0,081	-73,55	0	0	1402,45	-3,91	-66,48
16,5	0	0,062	-80,06	0	0	1395,94	-3,67	-65,25
17,0	0	0,038	-82,1	0	0	1393,9	-3,6	-64,87
17,5	0	0,016	-84,08	0	0	1391,92	-3,54	-64,51
18,0	0	-0,004	-86,06	0	0	1389,94	-3,47	-64,14
18,5	0	-0,022	-88,03	0	0	1387,97	-3,41	-63,78
19,0	0	-0,038	-90	0	0	1386	-3,35	-63,42
19,5	0	-0,052	-91,97	0	0	1384,03	-3,28	-63,06
20,0	0	-0,065	-93,94	0	0	1382,06	-3,22	-62,7

20,5	0	-0,075	-95,9	0	0	1380,1	-3,17	-62,35
21,0	0	-0,084	-97,86	0	0	1378,14	-3,11	-62
21,5	0	-0,091	-99,82	0	0	1376,18	-3,05	-61,65
22,0	0	-0,096	-101,77	0	0	1374,23	-3	-61,3
22,5	0	-0,099	-103,72	0	0	1372,28	-2,94	-60,95
23,0	0	-0,1	-105,67	0	0	1370,33	-2,89	-60,61
23,5	0	-0,1	-107,19	0	0	1368,81	-2,85	-60,34
24,0	0	-0,098	-108,63	0	0	1367,37	-2,81	-60,09
24,5	0	-0,096	-110,07	0	0	1365,93	-2,77	-59,84
25,0	0	-0,093	-111,5	0	0	1364,5	-2,73	-59,59
25,5	0	-0,09	-112,94	0	0	1363,06	-2,7	-59,34
26,0	0	-0,085	-114,37	0	0	1361,63	-2,66	-59,1
26,5	0	-0,079	-115,8	0	0	1360,2	-2,62	-58,85
27,0	0	-0,073	-117,23	0	0	1358,77	-2,59	-58,6
27,5	0	-0,065	-118,65	0	0	1357,35	-2,56	-58,36
28,0	0	-0,057	-120,08	0	0	1355,92	-2,52	-58,12
28,5	0	-0,048	-121,5	0	0	1354,5	-2,49	-57,88
29,0	0	-0,038	-122,93	0	0	1353,07	-2,45	-57,63
29,5	0	-0,027	-124,35	0	0	1351,65	-2,42	-57,4
30,0	0	-0,015	-125,44	0	0	1350,56	-2,4	-57,21
30,1	0	-0,012	-125,71	0	0	1350,29	-2,4	-57,17
30,5	0	-0,003	-126,4	0	0	1349,6	-2,38	-57,05
30,6	0	0	-126,67	0	0	1349,33	-2,37	-57,01

Typ historie napínání: 3

Výpočet ztráty třením, pokluzem a dlouhodobou relaxací z počátečního kotevního napětí

Kabel napínaný z počátku

Pokluz vymizí uvnitř kabelu

dosah pokluzu: přímá část : 15,243 [m]

oblouk: 6,79 [deg]

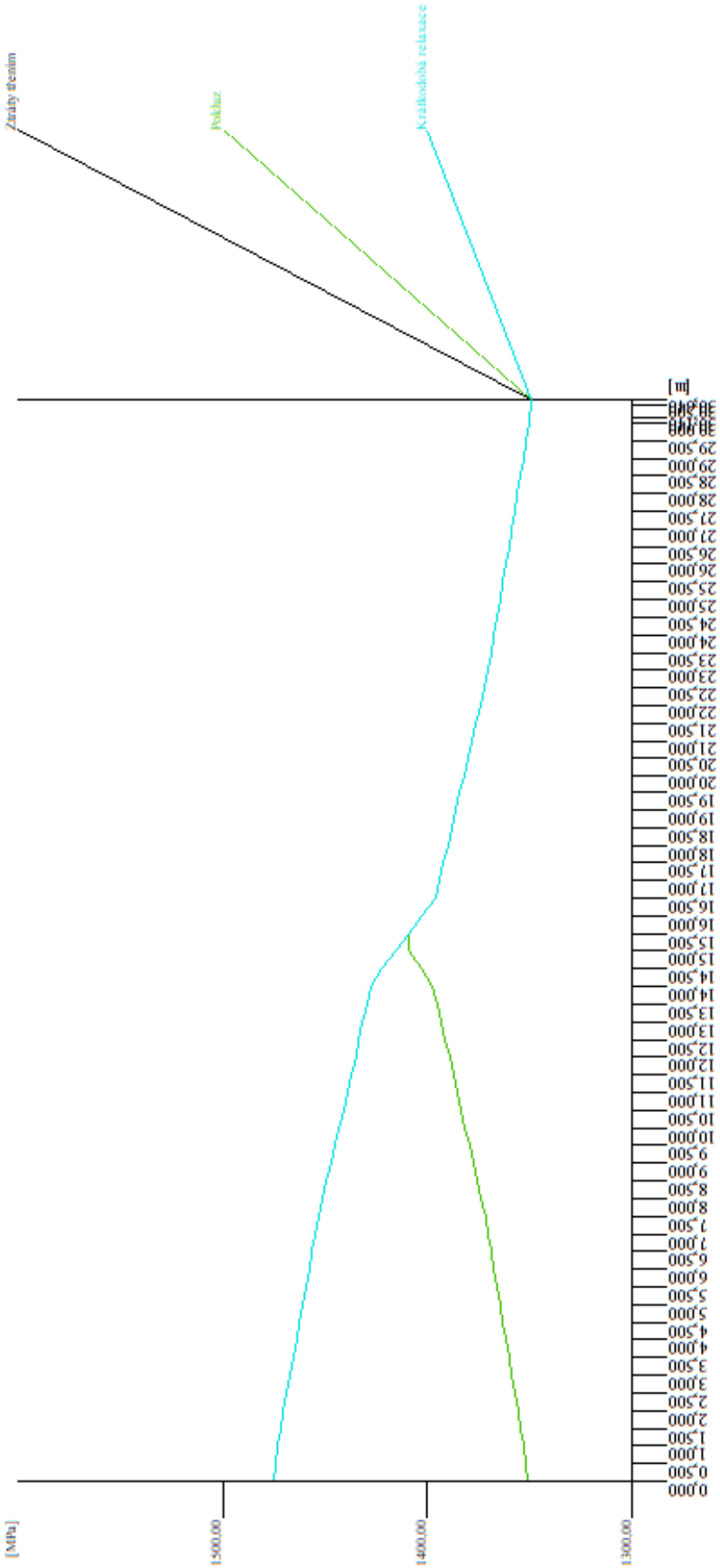
Teoretické prodloužení kabelu před přenosem 0,222 [m]

Pokluz v kotvě 0,006 [m]

Teoretické prodloužení kabelu po přenosu 0,216 [m]

Tabulka 25: Hodnota maximálního napětí po přenosu

x [m]	y [m]	z [m]	Maximální napětí po přenosu [MPa]
15,5	0	0,089	1408,99



Obrázek 92: Ztráty předpětí v konstrukci

4.2. Návrh výztuže deskové prefabrikátu pro stavební stav

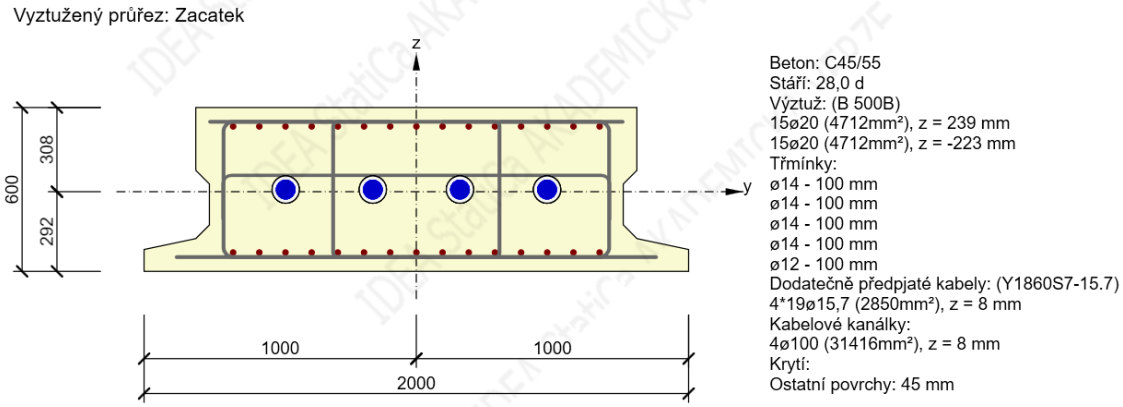
Pro návrh ohybové výztuže byl využit posudek pomocí programu IDEA StatiCa.

Hlavním namáháním deskového prefabrikátu je jeho vlastní tíha ve stavebním stavu, kdy působí jako prostý nosník, bez vlivu přepětí pouze s připravenými chráničkami pro předpínací lana z výroby v prefě.

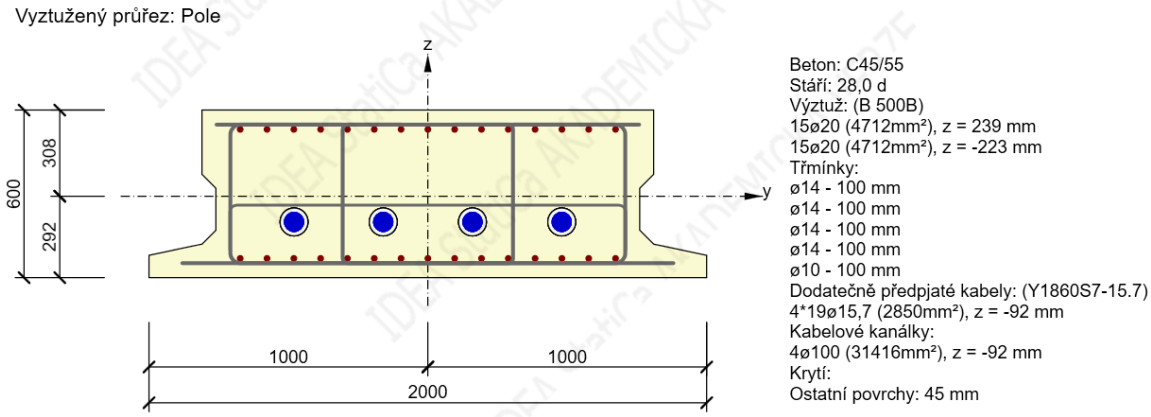
$$M_{y,d} = A_c * \gamma_c * l^2 * \frac{1}{8} = 2 * 0{,}6 * 25 * 15^2 * 0{,}125 = 843{,}75\ kNm$$

$$V_{z,d} = 0{,}5 * A_c * \gamma_c * l = 0{,}5 * 2 * 0{,}6 * 25 * 15 = 225\ kN$$

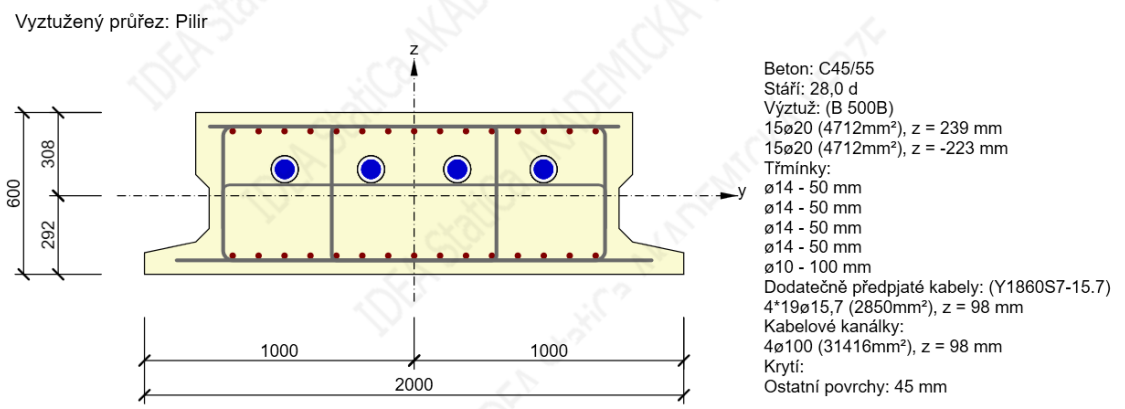
Takto zatížený průřez byl vyztužen a posouzen v programu IDEA StatiCa, pro nejnepříznivější účinky zatížení z obálky MSÚ působící v jednotlivých průřezech.



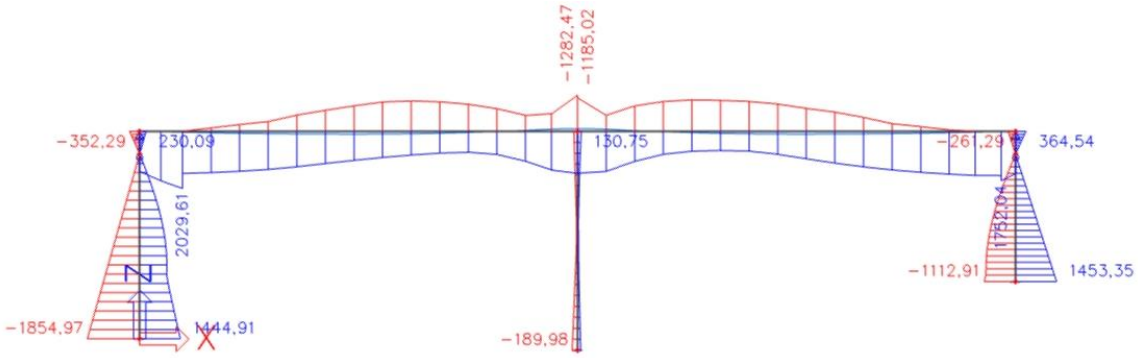
Obrázek 93: Schéma vyztužení prefabrikátu na začátku nosníku – opěra



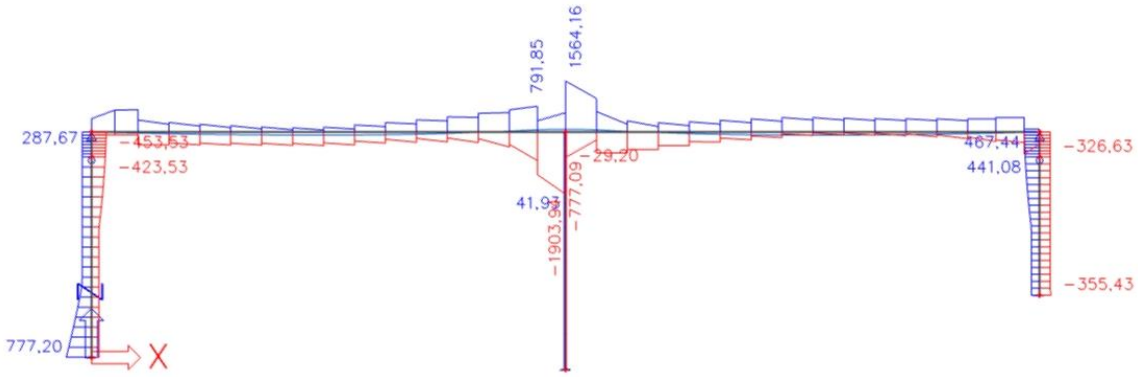
Obrázek 94: Schéma vyztužení prefabrikátu uprostřed pole



Obrázek 95: Schéma vyztužení prefabrikátu na konci nosníku – pilíř



Obrázek 96: Obálka ohybového momentu My pro mezní stav únosnosti

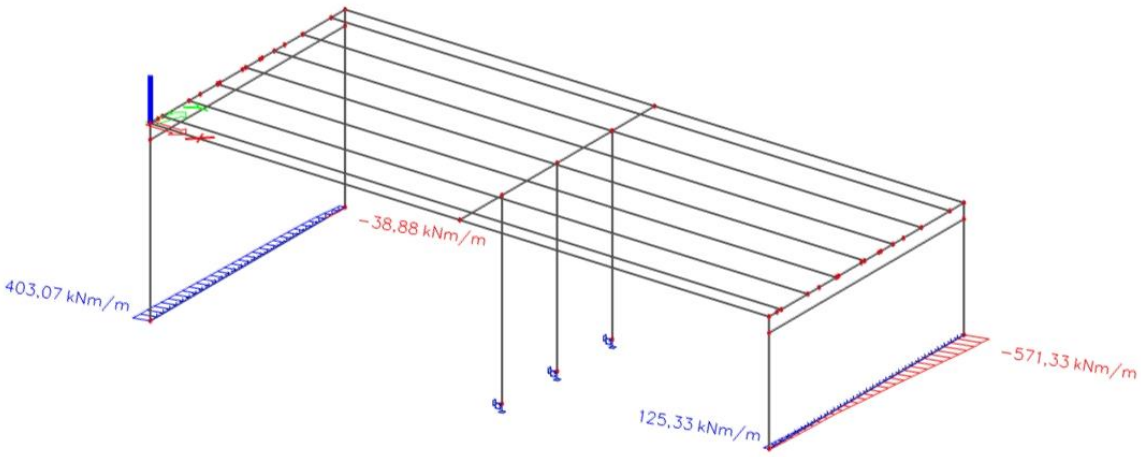


Obrázek 97: Obálka Posouvající síly Vz pro mezní stav únosnosti

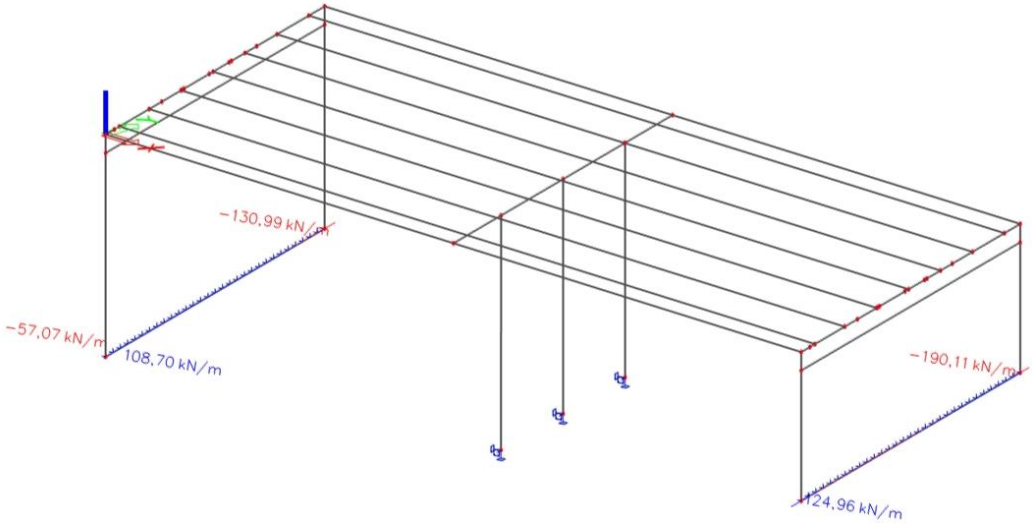
5. Založení mostu

5.1. Zatížení spodní stavby

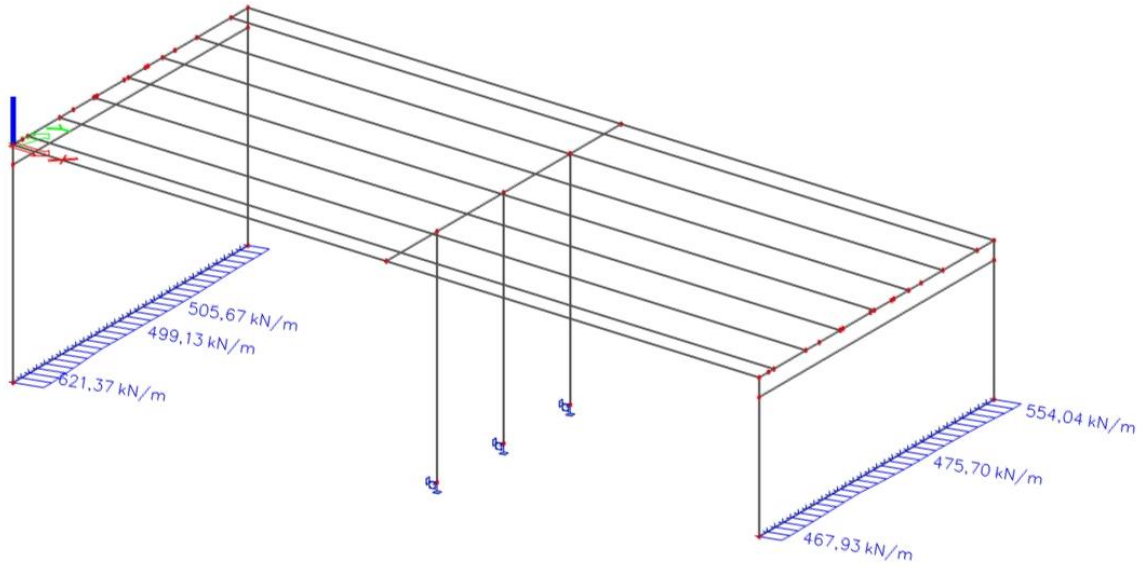
Pro posouzení spodní stavby byly využity kombinace zatížení 6.10a a 6.10b z prutového modelu, kdy byly reakce určeny z jejich nejnepříznivější kombinace.



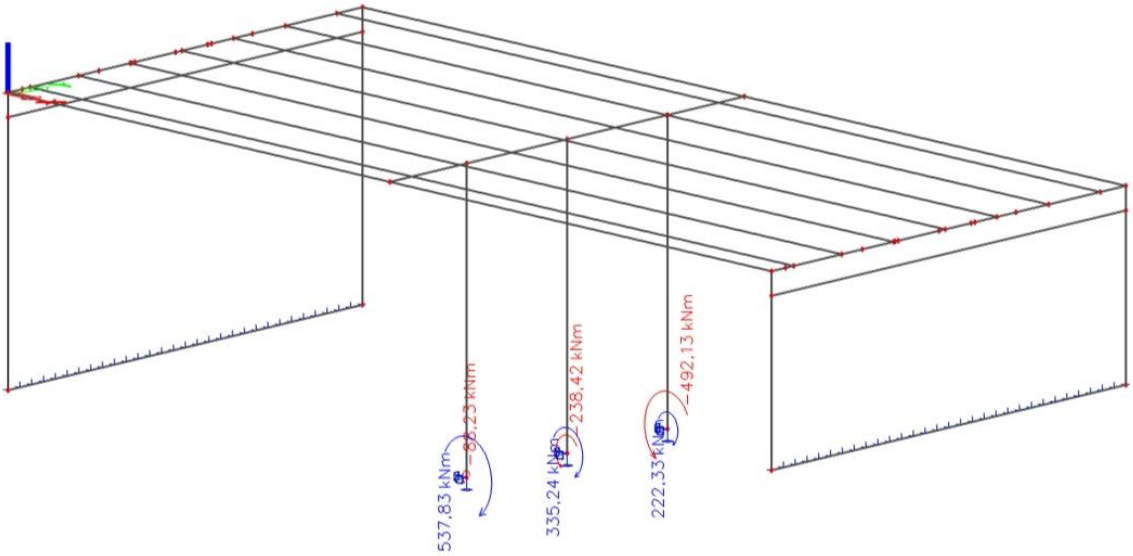
Obrázek 98: Intenzity momentových reakcí v patě opěr



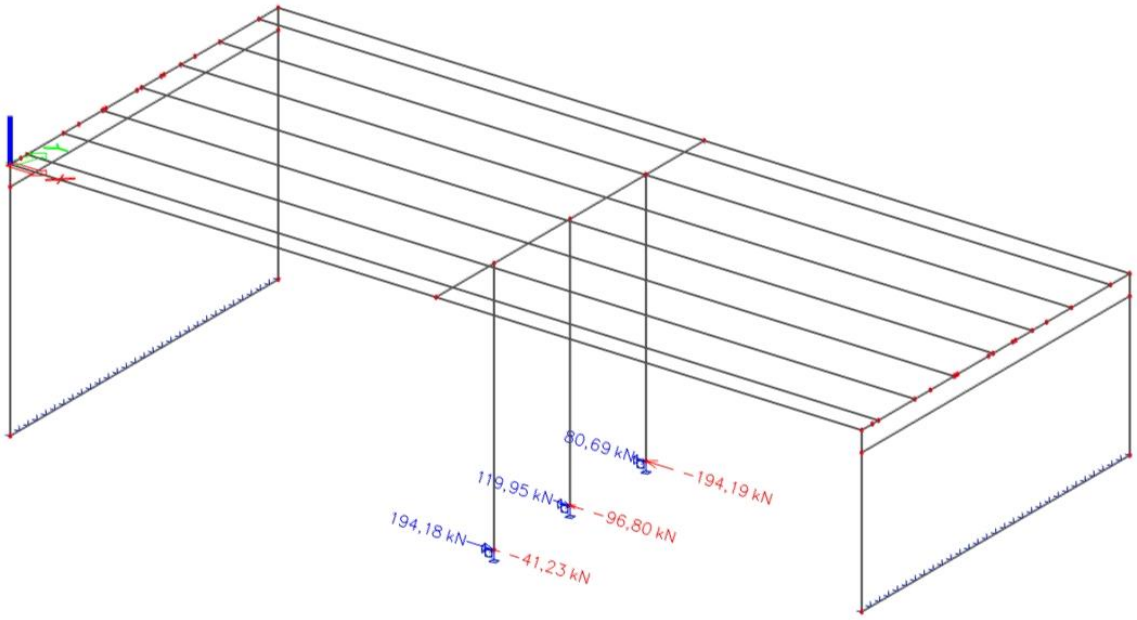
Obrázek 99: Intenzity vodorovných reakcí v patě opěr



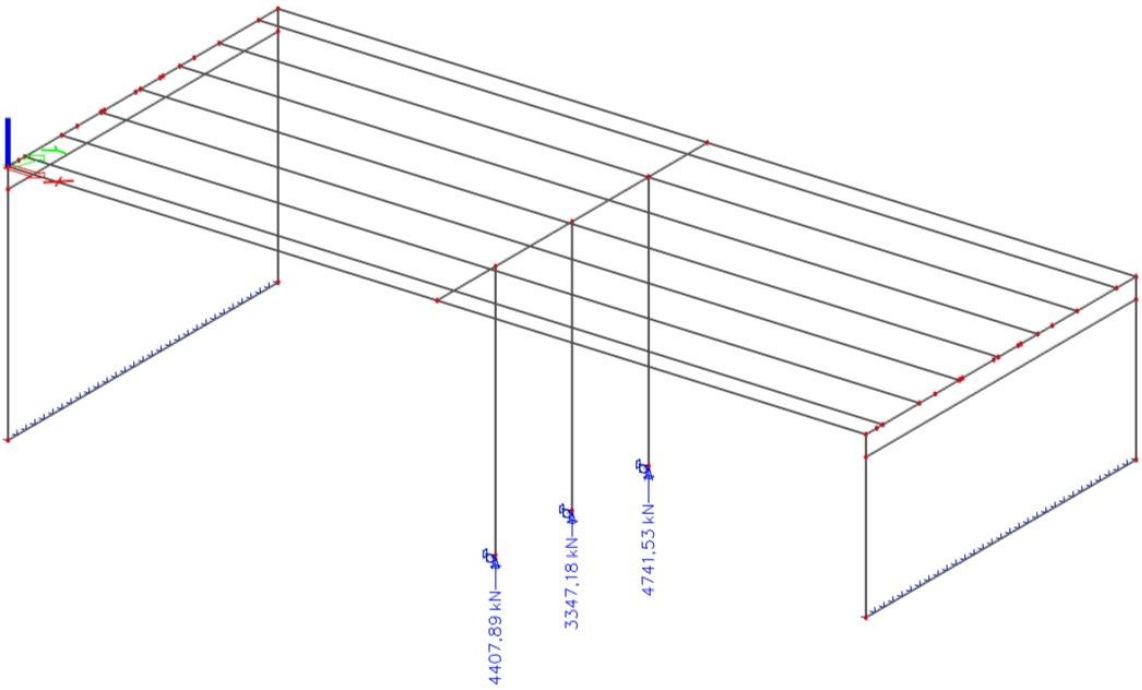
Obrázek 100: Intenzity svislých reakcí v patě opěr



Obrázek 101: Velikosti momentových reakcí v patách pilířů



Obrázek 102: Velikosti vodorovných reakcí v patách pilířů



Obrázek 103: Velikosti svislých reakcí v patách pilířů

5.2. Charakteristiky zeminového prostředí

V místech základové spáry obou opět jsou dle IGP zastiženy Ruly kategorizovány jako hornina R4, v místech středního pilíře je základová spára ve vrstvě stěrko – pískového eluvia klasifikovaného jako zemina G3GF.

Pro tyto zastižené zeminy byly zvoleny následující parametry zadané do výpočtu:

Rula R4:

φ_{ef} = 20,00°

c_{ef} = 137,00 kPa

γ = 23,00 kN/m^3

γ_{su} = 16,80 kN/m^3

E_{def} = 90,00 MPa

γ_{sat} = 26,80 kN/m^3

Eluvium G3GF:

φ_{ef} = 33,00°

c_{ef} = 0,00 kPa

γ = 19,00 kN/m^3

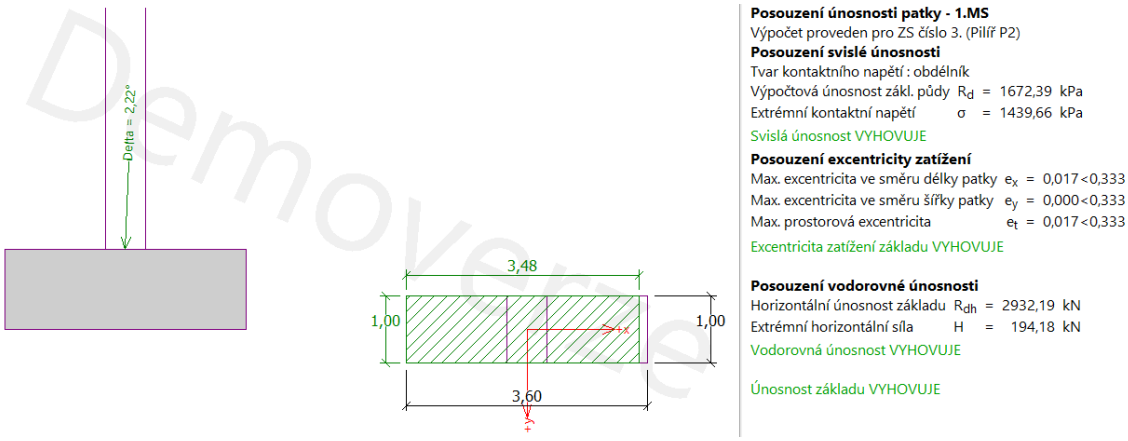
γ_{su} = 15,00 kN/m^3

E_{def} = 90,00 MPa

γ_{sat} = 25,00 kN/m^3

5.3. Posouzení jednotlivých částí spodní stavby

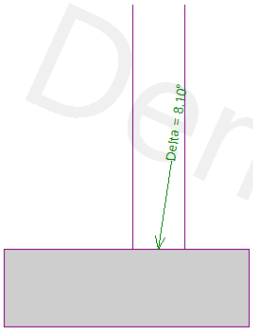
5.3.1. Posouzení základu pilíře P2

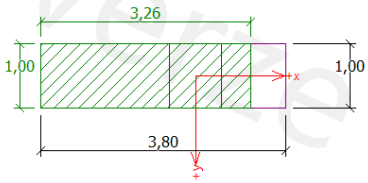


Obrázek 104: Posudek základu pod pilířem P2

Demoverze

5.3.2. Posouzení základu opěry O1





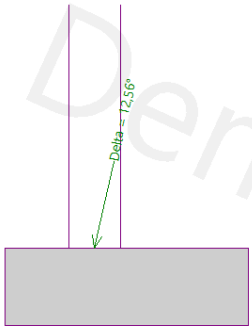
Posouzení únosnosti patky - 1.MS
Výpočet proveden pro ZS číslo 1. (Opěra O1)
Posouzení svislé únosnosti
Tvar kontaktního napětí : obdélník
Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 1944,19 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 282,51 kPa
Svislá únosnost VYHOVUJE
Posouzení excentricity zatížení
Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,078<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,078<0,333
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

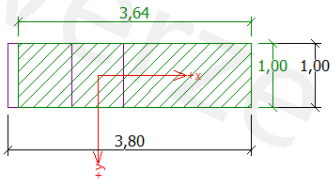
Posouzení vodorovné únosnosti
Horizontální únosnost základu R_{dh} = 697,31 kN
Extrémní horizontální síla H = 130,99 kN
Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Obrázek 105: Posudek základu pod opěrou O1

5.3.3. Posouzení základu opěry O3





Posouzení únosnosti patky - 1.MS
Výpočet proveden pro ZS číslo 2. (Opěra O3)
Posouzení svislé únosnosti
Tvar kontaktního napětí : obdélník
Výpočtová únosnost zákl. půdy R_d = 1778,79 kPa
Extrémní kontaktní napětí σ = 234,02 kPa
Svislá únosnost VYHOVUJE
Posouzení excentricity zatížení
Max. excentricita ve směru délky patky e_x = 0,022<0,333
Max. excentricita ve směru šířky patky e_y = 0,000<0,333
Max. prostorová excentricita e_t = 0,022<0,333
Excentricita zatížení základu VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti
Horizontální únosnost základu R_{dh} = 729,38 kN
Extrémní horizontální síla H = 190,11 kN
Vodorovná únosnost VYHOVUJE

Únosnost základu VYHOVUJE

Obrázek 106: Posudek základu opěry O3

Tabulka 26: Hodnoty zatížené použité při posouzení základů pro MSÚ

Číslo	Zatížení		Název	N	M_y	H_x	Typ
	nové	změna		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	
1	Ano		Opěra O1	621,37	403,07	-130,99	Návrhové
2	Ano		Opěra O3	554,04	-571,33	-190,11	Návrhové
3	Ano		Pilíř P2	4741,53	537,83	194,18	Návrhové

ČÁST D – VÝKRESOVÁ DOKUMENTACE

Seznam výkresových příloh		
Číslo přílohy	Název přílohy	Měřítko
D1	Půdorys mostu	1:100
D2	Podélný řez mostem	1:100
D3.1	Vzorový příčný řez - pole	1:50
D3.2	Vzorový příčný řez - příčník	1:50
D4	Schéma vedení ideálního kabelu	1:25

Závěr

Předmětem této bakalářské práce byl teoretický úvod do problematiky, návrh a posouzení integrovaného mostu na dálnici D1.

V první části je velmi zjednodušeně představena základní podstata návrhu integrovaných mostů, následně byl proveden návrh a zjednodušený posudek integrované mostní konstrukce dle požadavků vedoucího práce, jelikož téma integrovaných mostů je poměrné náročné a obsáhlé, ale po zpracování této BP bych rád pokračoval v probádávání této oblasti i v diplomové práci.

Během zpracování této práce jsem se potýkal a zároveň poučil z problémů, které je nutné řešit jednak při samotném teoretickém návrhu integrovaných mostů, tak i problematiky modelování konstrukcí, pomocí statických softwarů, kdy jeden model nedokáže přesně reprezentovat skutečné chování konstrukce a je tedy nutné sestavovat více jednotlivých modelů, které je nutné společně kombinovat.

Navržená konstrukce v rámci uvážených zjednodušení vyhovuje.

Zdroje - literatura a weby

1. https://www.novad1.cz/wp-content/uploads/2021/03/Modernizace-D1-mapa-2.pdf
2. KŘÍŽEK, Jaromír. *INTEGROVANÉ MOSTY*. Praha, 2009. Dostupné také z: http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz/odk/cz/docs/Disertace/Disertace-Krizek.pdf. Disertační práce. ČVUT v Praze - Fakulta stavební. Vedoucí práce Jiří Studnička.
3. ŠAFÁŘ, Roman. *Betonové mosty 2: přednášky*. 1. Praha: České vysoké učení technické, 2014, 260 s. ISBN 978-80-01-05543-4.
4. ROLLER, Filip. *OCELOBETONOVÉ INTEGROVANÉ MOSTY*. Praha, 2006. Dostupné také z: http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz/odk/cz/docs/disertace/Disertace-Roller.pdf. Disertační práce. ČVUT v Praze - Fakulta stavební. Vedoucí práce Jiří Studnička.
5. POKORNÝ, Jiří a Hynek ŠERTLER. *Mosty: část první*. 1. Pardubice: Univerzita Pardubice, neuvedeno, 127 s. Dostupné také z: https://vladimirsuchanek.upce.cz/files/Mosty_-_cast_1.pdf
6. ŠAFÁŘ, Roman, 2015. *Betonové mosty 2 - cvičení: návrh předpjatého mostu podle Eurokódů*. Praha: České vysoké učení technické. ISBN ISBN978-80-01-05690-5.
7. VZOROVÉ LISTY STAVEB POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ: VL 4 – MOSTY, 2021. -. Praha: Ministerstvo dopravy ČR. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_10_VL/VL4_2021_final.pdf

Zdroje – normy a předpisy

8. ČSN 73 6200. *Mosty - Terminologie a třídění*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011, 48 s. ICS 93.040, 01.040.93.
9. DRAHORÁD, Michal, Marek FOGLAR, Barnabáš POLÁK a Vladislav HRŇOUŠEK. *TECHNICKÉ PODMÍNKY - TP 261 - Integrované mosty*. 1. Praha: Ministerstvo dopravy, 2017, 109 s. Dostupné také z: http://www.pjpk.cz/data/USR_001_2_8_TP/TP_261_2017.pdf
10. ČSN 73 6201, 2008. Projektování mostní objektů. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 76 s. ICS 93.040.
11. ČSN 73 6244, 2010. Přechody mostů pozemních komunikací. 1. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 40 s. ICS 93.080.10.
12. ČSN 73 6101, 2018. Projektování silnic a dálnic. 1. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 94 s. ICS 93.080.10.
13. ČSN EN 1991-1-1 (73 0035), 2004. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. 1. Praha: Český normalizační institut, 44 s. ICS 91.010.30.
14. ČSN EN 1990 (73 0002), 2004. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. A1. Praha: Český normalizační institut, 76 s. ICS 91.010.30.
15. ČSN EN 1991-1-3 (73 0035), 2005. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem. 1. Praha: Český normalizační institut, 52+příloha. ICS 91.010.30.
16. ČSN EN 1991-1- 4 (73 0035), 2007. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1- 4: Obecná zatížení – Zatížení větrem. 1. Praha: Český normalizační institut, 124+příloha. ICS 91.010.30.
17. ČSN EN 1991-1-5 (73 0035), 2005. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou. 1. Praha: Český normalizační institut, 44 s. ICS 91.010.30.
18. ČSN EN 1991-1- 6 (73 0035), 2006. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1- 6: Obecná zatížení – Zatížení během provádění. 1. Praha: Český normalizační institut, 36 s. ICS 91.010.30.
19. ČSN EN 1991-1-7 (73 0035), 2007. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-7: Obecná zatížení – Mimořádná zatížení. 1. Praha: Český normalizační institut, 64 s. ICS 91.010.30.
20. ČSN EN 1991-2 (73 6203), 2018. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 158 s. ICS 91.010.30; 93.040.
21. ČSN EN 1992-1-1 (73 1201), 2019. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Ed. 2. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 208 s. ICS 91.010.30; 91.080.40.
22. ČSN EN 1992-2 (73 6208), 2007. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. 1. Praha: Český normalizační institut, 90 s. ICS 93.040; 91.010.30; 91.080.40.
23. Předpínací systém Freyssinet, 2011. Brandýs nad Labem. Dostupné také z: http://www.freyssinet.cz/gallery/predpinaci_system_freyssinet.pdf
24. ČSN EN 206+A1 (73 2403), 2018. Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Praha: Česká agentura pro standardizaci, 88 s. ICS 91.100.30.
25. ČSN 73 0037, 1992. ZEMNÍ TLAK NA STAVEBNÍ KONSTRUKCE. 1. Praha: Český normalizační institut, 56 s. MDT 624.131.52.