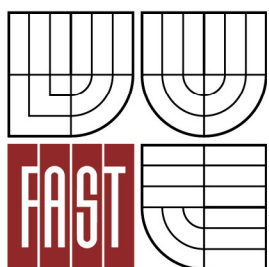




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

STATICKÁ A MODÁLNÍ ANALÝZA MOSTNÍ KONSTRUKCE

STATIC AND MODAL ANALYSIS OF BRIDGE STRUCTURE

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

MARTINA TURKOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ZBYNĚK VLK, Ph.D.



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor 3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student Martina Turková

Název Statická a modální analýza mostní konstrukce

Vedoucí bakalářské práce Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

Datum zadání bakalářské práce 30. 11. 2013

Datum odevzdání bakalářské práce 30. 5. 2014

V Brně dne 30. 11. 2013

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

Kadlčák J., Kytýr J. : Statika stavebních konstrukcí I a II
Manuály k systému RFEM

Zásady pro vypracování

Cílem práce je osvojit si zásady modelování konstrukcí, prostudovat normy popisující zatížení stavebních konstrukcí, především mostů. Bude proveden předběžný statický výpočet vybrané mostní konstrukce na dvou různých modelech - na rovinném modelu s prutovými prvky a na prostorovém modelu s plošnými prvky. Získané výsledky budou následně porovnány.

Předepsané přílohy

.....
Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Předkládaná práce vychází ze statického výpočtu firmy Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o., který byl použit pro dimenzování šikmého mostu ev. č. 433 27–3, v Popůvkách, okres Přerov. Prutový model, vytažený ze statického výpočtu a řešený softwarem Nexis 32, sloužil jako podklad. Cílem práce bylo sestavit identický prutový model, zpřesňující deskostěnový model a provést statickou a modální analýzu. Veškeré kalkulace byly počítány v programu Dlubal RFEM 5.01.

Klíčová slova

Šikmý most, Zatížení mostů, Prutový model, Deskostěnový model, Čtyřnáprava, Moment, Deformace, Vlastní tíha, Metoda konečných prvků

Abstract

The bachelor thesis is based on structural analysis calculated by Dopravoprojekt Ostrava company that was used for dimensioning of the oblique bridge structure No. 433 27-3, in Popůvky, Přerov district. The beam model which is part of static calculation and is designed by Nexis 32 software, served as ground. The aim of the thesis was to construct an identical beam model, specifying boardwall model and perform static and modal analysis. All calculation were done in Dlubal RFEM 5.01 software.

Keywords

Oblique bridge, Action on bridges, Beam model, Boardwall model, Four axles, Moment, Deformation, Self-weight, Final Element Method

Bibliografická citace VŠKP

Martina Turková *Statická a modální analýza mostní konstrukce*. Brno, 2014. 63 s., 17 s. příl.
Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky.
Vedoucí práce Ing. Zbyněk Vlček, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 29.5.2014

.....
podpis autora
Martina Turková

Poděkování

Ráda bych na tomto místě poděkovala Ing. Zbyňku Vlkovi, Ph.D. za vedení bakalářské práce, cenné rady a mnoho odborných informací, které mi byly vždy přínosem. Jeho profesionální přístup, obrovská vstřícnost a ochota pomoci mě vždy inspirovala a motivovala k lepšímu výsledku. Zpracování této práce bylo díky němu příjemnou záležitostí.

Velký dík patří také Ing. Jaroslavu Ostřejšovi a příspěvkové organizaci Správa silnic Olomouckého kraje za poskytnutí projektové dokumentace.

Obsah

1	Úvod	11
2	Mostní konstrukce	12
2.1	Situace	12
2.2	Původní mostní konstrukce.....	13
2.3	Nová mostní konstrukce	14
2.3.1	Základní údaje o mostě	15
2.3.2	Nosná konstrukce.....	15
2.3.3	Založení a spodní stavba mostu	16
2.3.4	Realizace.....	16
3	Výpočtové modely a jejich geometrie.....	18
3.1	Podklady z Nexisu.....	18
3.2	Původní prutový 1D model v RFEMU	19
3.2.1	Geometrie	19
3.2.2	Dimenze jednotlivých prvků.....	20
3.2.3	Rozdělení materiálů	20
3.2.4	Podpory	21
3.3	Upravený prutový 1D model	21
3.3.1	Geometrie	21
3.3.2	Dimenze jednotlivých prvků.....	22
3.3.3	Materiály	22
3.3.4	Podpory	23
3.4	Deskostěnový 2D model v RFEMu	23
3.4.1	Geometrie	24
3.4.2	Průřezy	24
3.4.3	Materiály	25
3.4.4	Podpory	25
4	Zatížení	26
4.1	Zatížení stálá	26
4.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	26
4.1.2	Ostatní stálé	26
4.1.3	Sedání podpěr	26

4.2	Zatížení nahodilá	27
4.2.1	Zatížení dopravou.....	27
4.2.2	Teplotní účinky	32
4.2.3	Brzdné účinky	33
5	Kombinace.....	35
6	Porovnání výsledků	36
6.1	Srovnání podkladů z Nexisu a 1D modelu v RFEMu.....	36
6.1.1	Momenty od vlastní tíhy	38
6.1.2	Momenty od kombinace celkové.....	39
6.2	Srovnání upraveného modelu 1D a deskostěnového 2D modelu	40
6.2.1	Hmotnost konstrukce.....	41
6.2.2	Moment m_x od vlastní tíhy	41
6.2.3	Posun v ose z od vlastní tíhy	43
6.2.4	Normálové síly od vlastní tíhy	45
6.2.5	Momenty m_x od čtyřnápravy v polovině rozpětí.....	46
6.2.6	Momenty m_x od kombinace hromadné	47
6.2.7	Posun uz od kombinace hromadné.....	49
6.2.8	Normálové síly od kombinace hromadné	50
6.2.9	Moment m_y	51
6.2.10	Kroutící moment m_{xy}	52
6.2.11	Porovnání výsledků Nexis a RFEM 2D model.....	53
7	Vlastní tvary	54
7.1	Srovnání 1D a 2D modelu.....	54
8	Závěr.....	57
9	Seznam literatury	59
10	Seznam obrázků	60
11	Seznam tabulek	62
12	Seznam symbolů	63
13	Přílohy	64
13.1	Výkres.....	64
13.2	Zatěžovací stavy	67
13.2.1	Prutové 1D modely.....	67
13.2.2	Deskostěnové 2D modely.....	68
13.3	Porovnání vnitřních sil, podklady z Nexisu a 1D modelu v RFEMu	71

13.3.1	Normálové síly od kombinace celkové.....	71
13.3.2	Posouvající síly od kombinace celkové	72
13.3.3	Momenty od kombinace pohyb.....	73
13.3.4	Momenty od rovnoměrných teplot	74
13.3.5	Momenty od nerovnoměrných teplot	75
13.4	Pomocné příklady, teplota	76
13.4.1	Rovnoměrné a nerovnoměrné oteplení.....	76
13.4.2	Rovnoměrné oteplení	77
13.4.3	Nerovnoměrné oteplení.....	78
13.5	Aritmetický průměr	79
13.6	Pomocný příklad, posun v ose z.....	80

1 Úvod

Pro nově realizovaný třípolový železobetonový deskový most ev. č. 433 27–3 situovaný v extravilánu obce Kojetín, byl znám statický výpočet. Tento výpočet, který vyhotovila firma Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o., sloužil jako podklad pro tuhle práci. Po podrobnějším nastudování bylo zjištěno, že konstrukce byla dimenzována na vnitřní síly řešené na prutovém modelu v programu Nexis 32. Model má podstatně zjednodušenou geometrii i použitý materiál.

Popůvský most je most šikmý se šikmými podporami. Bude zajímavé navrhnout model deskostěnový, který tento vliv nezanedbává a umožňuje vyjádřit průběh vnitřních sil a deformací po šířce konstrukce. Následně porovnat s původním modelem prutovým a zjistit, jak výrazně se liší. Jestli prutový model není až příliš zjednodušující pro tak složitou konstrukci. Mezi neuvažované veličiny, které by mohly mít rozhodující vliv, může patřit i kroutící moment, jehož účinkem se nadzvedávají tupé rohy.

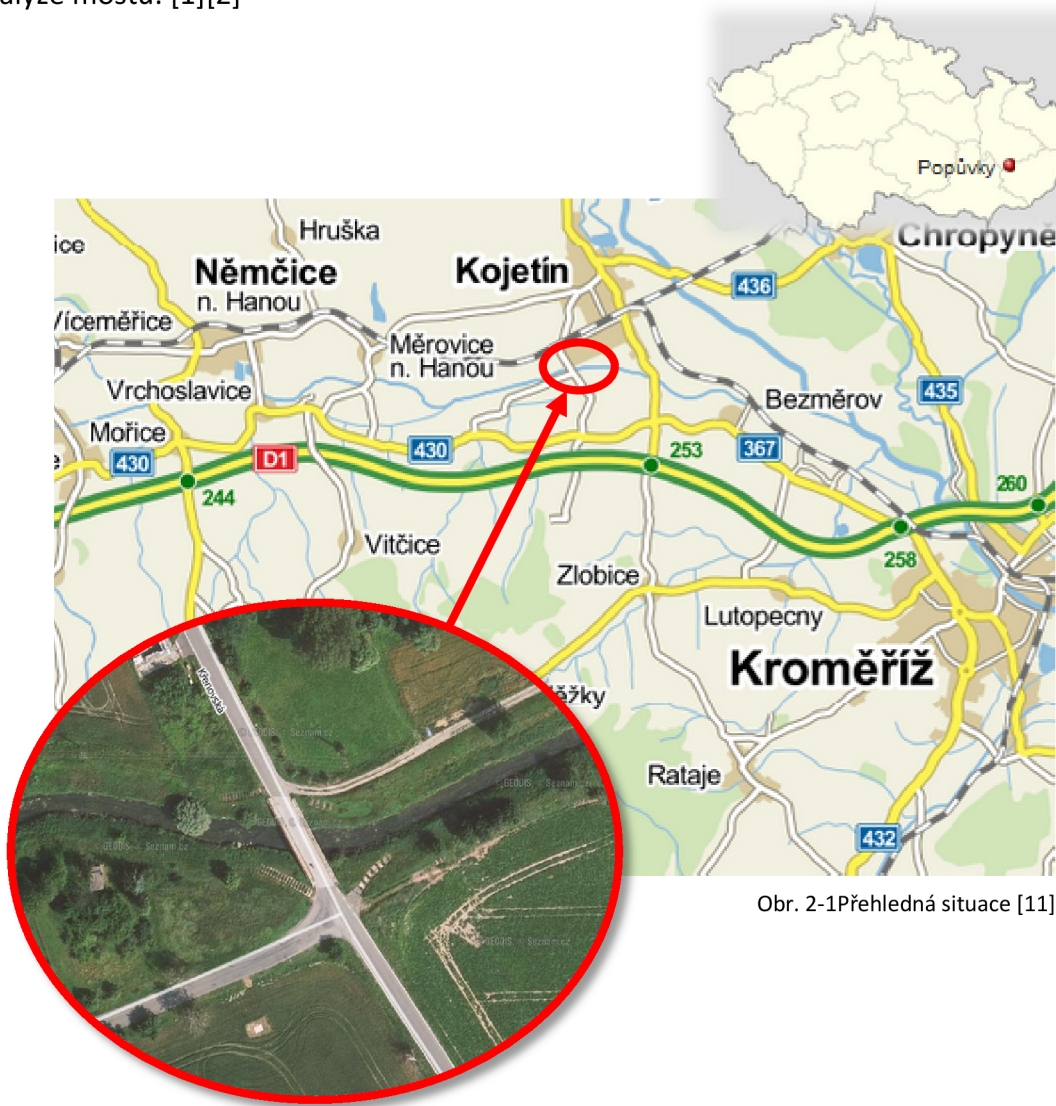
Prvním krokem bude sestrojít prutový model, který co nejvěrněji kopíruje předlohu, a aplikovat zatížení ve stejných zatěžovacích stavech jako ve výše uvedené předloze. Následující část práce bude věnována vytvoření rovinného deskostěnového 2D modelu, kdy jednotlivé dimenze prvků odpovídají výkresovým hodnotám, a použít stejné zatížení jako v prutových modelech. Cílem práce je provést statickou a modální analýzu konstrukce a všechny modely vzájemně porovnat.

Pro výpočet byl zvolen software Dlubal RFEM 5.01, výkonný program pro analýzu konečných prvků (MKP), který umožní tvorbu prutových, rovinných modelů. Jednotlivým prvkům dokáže přiřadit materiály a aplikovat zatížení na konstrukci. Software vypočítá deformace, vnitřní a podporové síly. Pro bakalářskou práci budou zřejmě použity i přídatné moduly, které rozšiřují základní verzi a provádějí specifitější analýzy. Očekává se využití přídatných modulů RF-MOVE - Generování pohyblivých zatížení a RF-DYNAM - Dynamická analýza.

2 Mostní konstrukce

2.1 Situace

Most přes řeku Haná ev. č. 433 27–3 je situován na úseku křížení silnice III/43327 a řekou Hanou. Konstrukce se nachází v Olomouckém kraji u obce Kojetín. Původní most se nacházel v nevyhovujícím stavu, proto bylo navrženo odstranění konstrukce a nahrazení mostem novým. Projektová dokumentace i statický výpočet této konstrukce, vyhotoven firmou Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o., sloužil jako podklad při statické a modální analýze mostu. [1][2]



Obr. 2-1 Přehledná situace [11]

2.2 Původní mostní konstrukce

Původní most pochází z roku 1936. Jednalo se o železobetonovou trémovou konstrukci s pilíři a opěrami z prostého betonu založených na dřevěných pilotách. Nosná konstrukce se skládala ze čtyř železobetonových trámů a desky. Šířka komunikace na mostě byla mezi zvýšenými obrubami 5,05 m a vozovku tvořila dlažba.

Po hlavní prohlídce byla zjištěna degradace betonu, zejména ve spodní části pilířů, díky vlivu kolísající hladiny toku. Dva provedené vývrty se po vyjmutí z konstrukce zcela rozpadly. Na nosné konstrukci byla okem patrná obnažená výztuž. Izolační systém byl úplně narušený, v oblasti pod mostními závěry, kolem krajních trámů a v okolí odvodňovačů nejvíce zatékalo.

Z výše uvedených důvodů bylo rozhodnuto o odstranění mostu a byl navržen most nový, který bude analyzován touto bakalářskou prací. [1][2]



Obr. 2-2 Původní mostní konstrukce [10]



Obr. 2-3 Obnažená výztuž nosné konstrukce[10]



Obr. 2-4 Zatékání v oblasti krajních trámů [10]



Obr. 2-5 Původní konstrukce [10]

2.3 Nová mostní konstrukce



Obr. 2-6 Nová mostní konstrukce [10]

2.3.1 Základní údaje o mostě

Tab. 2-1 Základní údaje o mostě

Charakteristika mostu	šikmý, třípolový monolitický deskový most ze železobetonu
Délka přemostění	22,90 m
Délka mostu	31,75 m
Délka nosné konstrukce	26,55 m
Rozpětí polí, šikmo	7,2 m, 10,3 m a 7,2 m
Šikmost mostu	55,8°
Volná šířka mostu	7,5 m
Šířka mostu, kolmo	8.6 m
Šířka mostu, šikmo	9,663 m
Výška mostu nad terénem	4,876 m
Stavební výška	0,72 m
Zatížení mostu po rekonstrukci	A dle ČSN 73 6203/86 Normální zatížitelnost 32 t Výhradní zatížitelnost 80 t Výjimečná zatížitelnost 196 t

2.3.2 Nosná konstrukce

Délka nosné konstrukce měří 26,55 m, konstrukční výška průřezu 0,6 m. Šikmá rozpětí třípolového mostu mají rozpětí 7,2 m, 10,3 m a 7,2 m. Celková šířka desky je 8,6 m. Na volných koncích se výška desky snižuje plynulým náběhem délky 1,5 m na výšku 0,3 m na straně říms. Nosnou konstrukci tvoří monolitická železobetonová deska z betonu C30/37 XF1 a oceli B500. Příčný sklon horního povrchu desky je střešovitý 2,5% kolmo na osu komunikace, v podélném směru dle sklonu nivelety komunikace. Nová kategorie komunikace je navržena v kategorii S7,5/70. [1][2]

2.3.3 Založení a spodní stavba mostu

Založení je hlubinné na velkopřůměrových pilotách a mikropilotách. U opěr 1, 4 je navrženo vždy 20 ks mikropilot s volnou délkou hlavy 1,5 m a délkou kořene 4,0 m, průměrem kořene 0,2 m. V příčném směru jsou od sebe piloty vzdáleny 0,7 m a v podélném 1,0 m. U pilířů 2, 3 je navrženo vždy šest kusů velkopřůměrových pilot délky 14,0 m a průměru 0,63 m.

Mezi pilířem a opěrou jsou navrženy dvě šikmé stojky tl. 0,45 m a šířky 1,0 m, které kopírují svah terénu pod mostem. Most podepírají šikmé stojky mezi pilíři a nosnou konstrukcí tl. 0,45 m a šířky 3,0 m.

Navržená třída betonů pro opěry, piloty a šikmé stojky je C 25/30 XF2 a pilíře C 30/37 XF1. [1][2]



Obr. 2-7 Nová mostní konstrukce II [10]

2.3.4 Realizace

Objekt byl realizován v průběhu roku 2013. Prvně se zdemolovala původní konstrukce. Vykopaly se základy pilířů 2, 3 a opěr 1, 4. Následovalo provedení pilot a mikropilot a vybetonování opěr, pilířů a nosné konstrukce. Na závěr se dosypal a zhutnil prostor za rubem opěry, vybetonovaly se římsy a osadilo se příslušenství mostu. [1][2]



Obr. 2-8 Vyztužení nosné konstrukce [10]



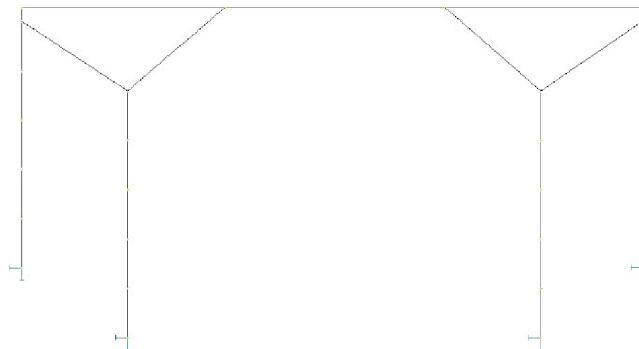
Obr. 2-9 Příprava na betonáž šikmých stojek [10]

3 Výpočtové modely a jejich geometrie

3.1 Podklady z Nexisu

Podkladem pro výpočet vnitřních sil byl prutový 1D model (Obr. 3-1 a Obr. 3-2), vytažený ze statického výpočtu. Skládá se ze tří prutů mostovky, dvou prutů opěr, čtyř prutů šikmých stojek a dvaceti prutů pilot. Tento model vytvořený softwarem Nexis32 (dále jen Nexis) byl výchozím bodem pro výpočet této bakalářské práce. V prvním kroku byl sestaven model v programu Dlubal RFEM 5.01 (dále jen RFEM), který co nejdůvěleji kopíroval zadání. Záměrem tohoto kroku bylo zaručit, že veškeré hodnoty geometrie, průřezů a materiálových charakteristik byly zadány správně.

Materiály i dimenze jednotlivých prvků jsou shodné s následujícím výpočtovým modelem v RFEMU, které podrobně popisuje kap. 3.2.



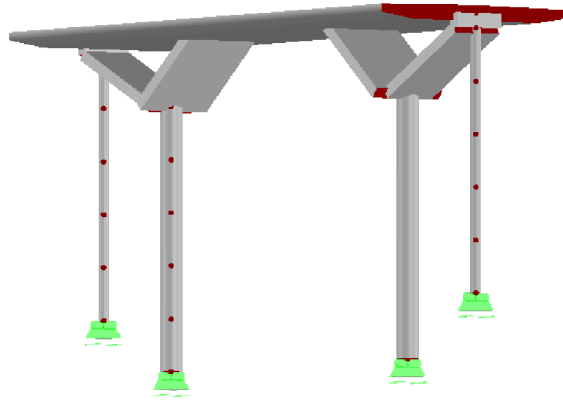
Obr. 3-1 Schéma prutového 1D modelu v programu Nexis 32 [1]



Obr. 3-2 Rendering prutového 1D modelu v programu Nexis 32 [1]

3.2 Původní prutový 1D model v RFEMU

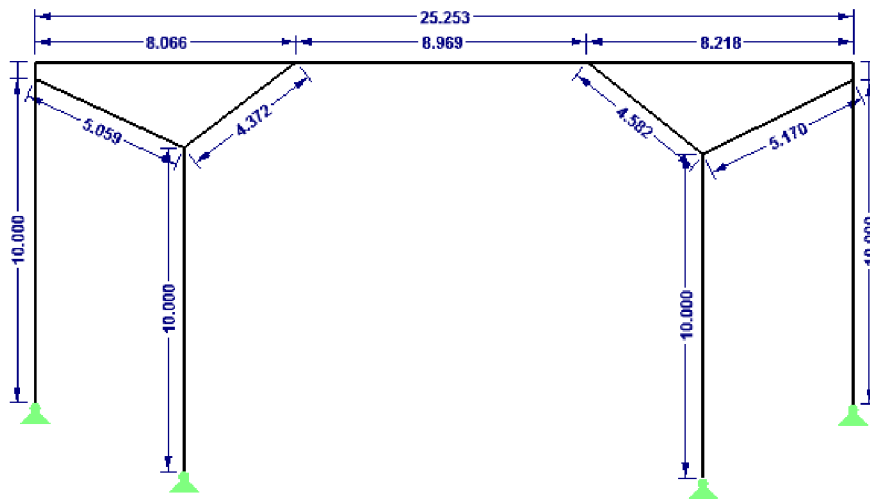
Původní model byl vytvořen identicky jako v předloze. Prvky, materiály i dimenze jsou shodné s prutovým modelem z programu Nexis (kap.3.1). Tento model pomáhá zjistit, zda geometrie, materiál a zatížení na konstrukci jsou zadány identicky.



Obr. 3-3 Rendering prutového 1D modelu v RFEMU

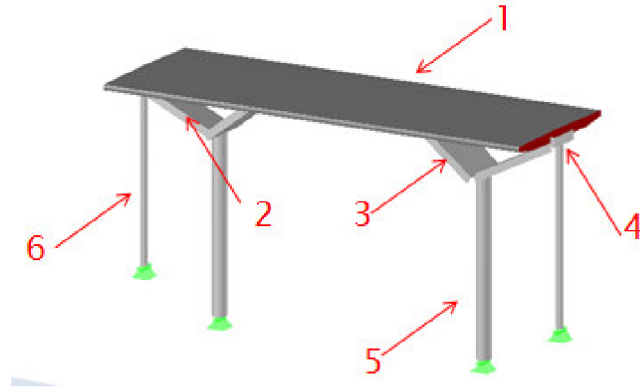
3.2.1 Geometrie

Model je idealizovaný a přibližný. Některé prvky jsou zjednodušeny. Dvacet mikropilot pod opěrou 1, 4 ($\phi = 0,2$ m) bylo zjednodušeno na jednu ($\phi = 0,4$ m). Opěry byly zmenšeny. Pilíře byly vynechány. Šest velkopřůměrových pilot ($\phi = 0,63$ m) bylo zredukováno na jednu $\phi = 0,85$ m. Délky prvků byly částečně upraveny. Z modelu není zřejmé, že se jedná o most šikmý.



Obr. 3-4 Délkové rozměry prvků

3.2.2 Dimenze jednotlivých prvků

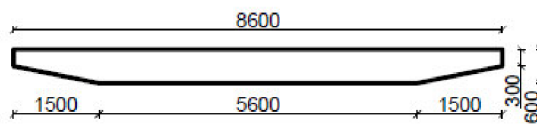


Obr. 3-5 Jednotlivé prvky 1D modelu

Průřezy jednotlivých prvků jsou popsány v tabulce (Tab. 3-1).

Tab. 3-1 Průřezy, prutový model

Průřez		Moment setrvačnosti	Plochy průřezu [mm ²]		Celkové rozměry [mm]	
č.	Označení	Ohybový I_y [mm ⁴]	Osová A	Smyková A_z	Šířka b	Výška h
1	Hlavní nosná konstrukce	113 937 850 368	4519599.9	3991894.3	8600.0	600.0
2	Obdélník 2000/450	15 187 500 032	900000.0	750000.0	2000.0	450.0
3	Obdélník 3000/450	22 781 249 536	1350000.0	1125000.0	3000.0	450.0
4	Obdélník 2000/500	20 833 333 248	1000000.0	833333.3	2000.0	500.0
5	Kruh 850	25 623 922 655	567450.2	480890.0	850.0	850.0
6	Kruh 400	1 256 637 061	125663.7	106494.7	400.0	400.0



Obr. 3-6 Prvek 1

3.2.3 Rozdělení materiálů

V tomto zjednodušeném modelu byl použit beton C -/35 a ocel B 400 pro všechny prvky konstrukce. Materiálové charakteristiky jsou vyobrazeny na obrázku (Obr. 3-7). Ve skutečnosti byla reálná konstrukce zmonolitněna ze dvou betonů (C 25/30 a C 30/37), podrobně vysvětleno v kap. 3.3.3.

Modul pružnosti	E :	36000.000	[MPa]
Smykový modul	G :	14166.667	[MPa]
Poissonův součinitel	ν :	0.271	[-]
Měrná tíha	γ :	26.00	[kN/m ³]
Součinitel teplotní roztažnosti	α :	1.2000E-05	[1/K]
Dílčí součinitel spolehlivosti	γ_M :	1.00	[-]

Obr. 3-7 Materiálové charakteristiky pro beton C-/35

3.2.4 Podpory

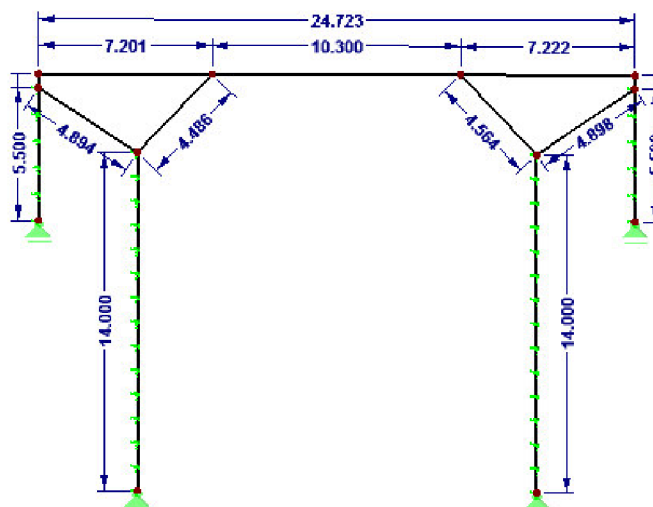
Podpory jsou shodné pro všechny piloty a zabraňují posunu v ose x a z.

3.3 Upravený prutový 1D model

Po té, co byl sestaven 2D model, který bude popsán v následující kapitole (3.4), byly zjištěny obrovské rozdíly mezi deskostěnou a původním 1D modelem. Proto vznikl tento upravený 1D model, který má rozměry, podpory a materiály odpovídající skutečnosti a je možné ho lépe porovnat s výsledným 2D modelem.

3.3.1 Geometrie

Délkové rozměry jednotlivých prutů byly změněny dle projektové dokumentace.



Obr. 3-8 Délkové rozměry upraveného 1D modelu

3.3.2 Dimenze jednotlivých prvků

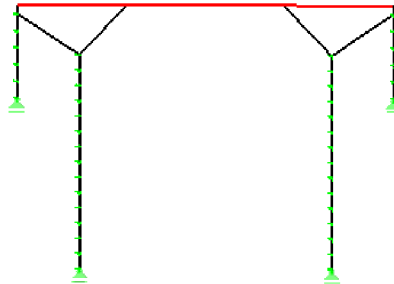
Dimenze zůstaly nepozměněny. Až na prvek č. 4 (číslování dle Obr. 3-5). Změna je uvedena v tabulce (Tab. 3-2).

Tab. 3-2 Průřezy upraveného 1D modelu

Průřez		Moment setrvačnosti	Plochy průřezu [mm ²]		Celkové rozměry [mm]	
č.	Označení	Ohybový I_y [mm ⁴]	Osová A	Smyková A_z	Šířka b	Výška h
4	Obdélník 6000/1500	1 687 500 095 488	9000000.0	7500000.0	6000.0	1500.0

3.3.3 Materiály

Oproti původnímu modelu byly materiály přenastaveny tak, aby odpovídaly skutečnosti. Hlavní nosná konstrukce je z betonu C 30/37 a všechny ostatní prvky z betonu C 25/30. Materiálové charakteristiky jsou uvedeny na obrázku (Obr. 3-10 a Obr. 3-11).



Obr. 3-9 Rozdělení materiálů (červeně - hlavní nosná konstrukce - beton C30/37; černě - opěry, šikmé stojky, piloty - beton C25/30)

Modul pružnosti	E :	<input type="text" value="33000.000"/>	[MPa]
Smykový modul	G :	<input type="text" value="13750.000"/>	[MPa]
Poissonův součinitel	ν :	<input type="text" value="0.200"/>	[-]
Měrná tíha	γ :	<input type="text" value="25.00"/>	[kN/m ³]
Součinitel teplotní roztažnosti	α :	<input type="text" value="1.0000E-05"/>	[1/K]
Dílčí součinitel spolehlivosti	γ_M :	<input type="text" value="1.00"/>	[-]

Obr. 3-10 Materiálové charakteristiky pro beton C 30/37

Modul pružnosti	E :	26700.000	[MPa]
Smykový modul	G :	11125.000	[MPa]
Poissonův součinitel	ν :	0.200	[-]
Měrná tíha	γ :	25.00	[kN/m ³]
Součinitel teplotní roztažnosti	α :	1.0000E-05	[1/K]
Díličí součinitel spolehlivosti	γ_M :	1.00	[-]

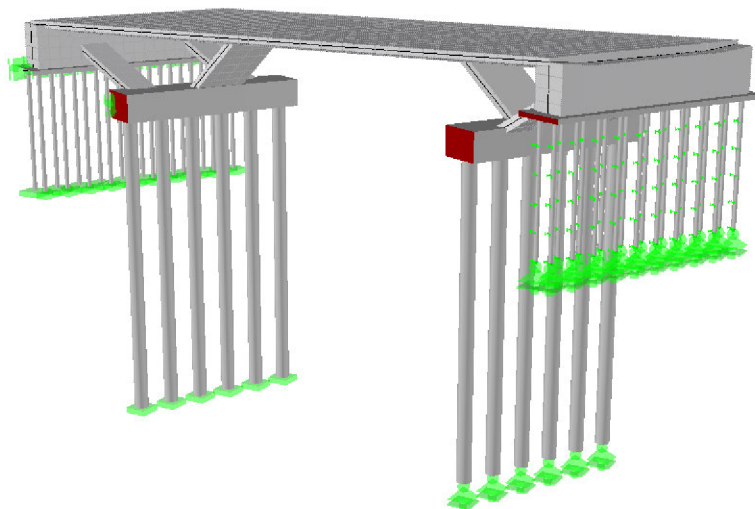
Obr. 3-11 Materiálové charakteristiky pro beton C 25/30

3.3.4 Podpory

Podél všech pilot byla zadána translační tuhost $c_{1x} = 1000 \text{ MN/m}^2$ $c_{1y} = 1000 \text{ MN/m}^2$ $c_{1z} = 1 \text{ MN/m}^2$, která zabraňuje v pohybu x a y. V pohybu v ose z zabraňuje obyčejná posuvná podpora.

3.4 Deskostěnový 2D model v RFEMu

Deskostěnový 2D model je ze všech uvedených modelů nejrealnější. Vyjadřuje roznos sil i v příčném směru. Dimenze, rozměry a umístění prvků byly vytaženy z výkresové dokumentace. Tento model je přesnější a je předpokládáno, že výsledky budou více odpovídat skutečnosti.



Obr. 3-12 Rendering 2D deskostěnového modelu

3.4.1 Geometrie

V následující tabulce (Tab. 3-3) jsou popsány veškeré délkové rozměry.

Tab. 3-3 Délkové rozměry, deskostěnový model

Č.	Prvek	Délkový rozměr [m]
1	Hlavní nosná konstrukce , šikmo	24.723
2	Jednotlivá pole, šikmo	7.201; 10.300; 7.222
3	Šikmé stojky vnější, levé	4.909
4	Šikmé stojky vnitřní, levé	4.486
5	Šikmé stojky vnější, pravé	4.889
6	Šikmé stojky vnitřní, pravé	4.564
7	Opěra	2.030
8	Pilota pod pilířem	14.000
9	Mikropilota pod opěrou	5.500
10	Pilíř	8.500
11	Šikmost mostu	55,8°

3.4.2 Průřezy

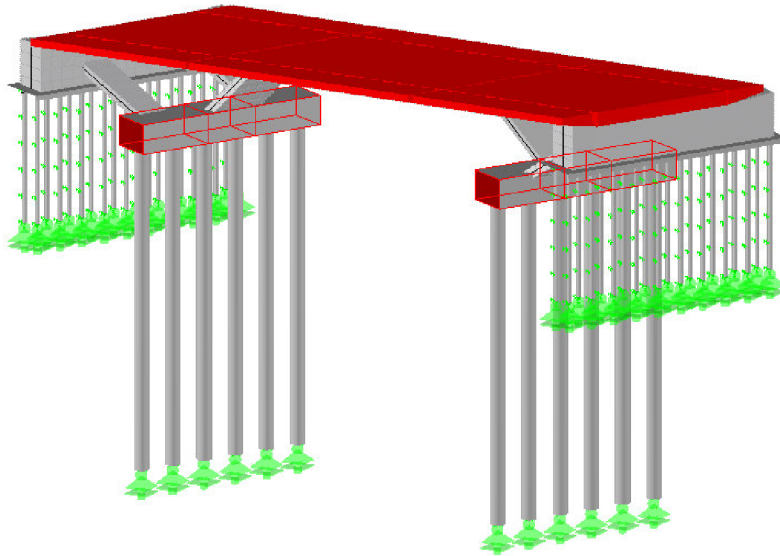
V následující tabulce (Tab. 3-4) jsou popsány průřezy jednotlivých prvků.

Tab. 3-4 Průřezy, deskostěnový model

Č.	Průřezy	h [m]	b [m]	d [m]
1	Hlavní nosná konstrukce	0.6	9.663	-
2	Šikmé stojky vnější	0.45	2x 1.203	-
3	Šikmé stojky vnitřní	0.45	3	-
4	Opěra	1.972	1.5	-
5	Pilota pod pilířem	-	-	0.63
6	Mikropilota pod opěrou	-	-	2x 0.02
7	Pilíř	1.228	1.805	-

3.4.3 Materiály

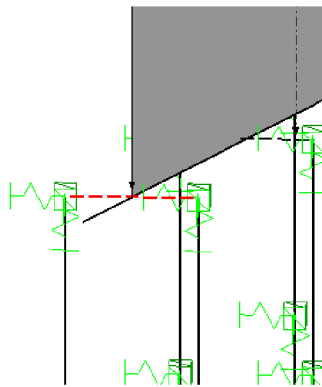
Hlavní nosná konstrukce a pilíře jsou z betonu C30/37 a zbylé prvky konstrukce z betonu C25/30, znázorněno na obrázku (Obr. 3-13). Materiálové charakteristiky jsou uvedeny v kap. 3.3.3.



Obr. 3-13 Rozdělení materiálů (červeně - hlavní nosná konstrukce, pilíře - beton C30/37; černě - opěry, šikmé stojky, piloty - beton C25/30)

3.4.4 Podpory

Podpory pro deskostěnový model jsou shodné s upraveným 1D modelem (viz kap. 3.3.4). Připojení mikropilotů na opěru je dvěma pruty délky 0,3 m typu vetknutí – vetknutí.



Obr. 3-14 Typ prutu vetknutí - vetknutí

4 Zatížení

Zatížení bylo uvažováno dle normy ČSN 73 6203. Na konstrukci působí zatížení stálá (vlastní tíha, sedání, podpěr) a zatížení nahodilá (pohyblivé zatížení, brzdné síly a zatížení teplotou). Působící zatížení je aplikováno na extrémní (nejnepříznivější) kombinaci všech účinků.

4.1 Zatížení stálá

4.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Účinky od zatížení pilířů nosné konstrukce, pilířů, opěr, šikmých stojek a pilot konstrukce.

4.1.2 Ostatní stálé

Vlastní tíha vozovky	7,5 x 0,115 x 22,0	18,98 kNm ⁻¹
Izolace	7,5 x 0,005 x 22,0	0,82 kNm ⁻¹
Vlastní tíha levé římsy	0,29 x 25,0	7,25 kNm ⁻¹
Vlastní tíha pravé římsy	0,32 x 25,0	8,00 kNm ⁻¹
Vodovod	1,00 x 0,7	0,70 kNm ⁻¹
Svodidlo	2,00 x 1,2	2,40 kNm ⁻¹
		Suma Σ38,15 kNm⁻¹

[1]

4.1.3 Sedání podpěr

Sedání a naklánění podpěr je uvažováno v hodnotách max. 5 mm na každou podpěru.

4.2 Zatížení nahodilá

4.2.1 Zatížení dopravou

4.2.1.1 Zatěžovací třídy

„Při návrhu mostů pozemních komunikací se zatížení silničními vozidly a lidmi nahrazuje ideálním pohyblivým zatížením, které se dělí do dvou zatěžovacích tříd.

- a) *Zatěžovací třída A – pro veškeré mosty převádějící dálnice a silnice I., II. a III. třídy, místní komunikace funkční třídy A a B*
- b) *Zatěžovací třída B – pro veškeré mosty převádějící místní komunikace funkční třídy C“ [5] (s. 25; čl. 60)*

Most převádí komunikaci III. třídy, bylo uvažováno se silniční dopravou zatěžovací třídy A.

4.2.1.2 Dynamický součinitel

Dynamický součinitel δ_r je uvažován podle normy [5] (s. 31, čl. 75). Dynamický součinitel pro mosty pozemních komunikací se vypočte ze vzorce (4-1).

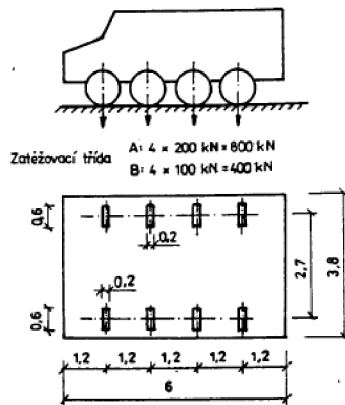
$$\delta_r = \frac{1}{0,95 - (1,4L)^{-0,6}}, \quad (4-1)$$

kde L je rozpětí vyšetřované nosné konstrukce nebo její části v m. V případech, kdy velikost rozpětí L neplyne jednoznačně z mostní konstrukce, uvažují se náhradní délky rozpětí L_d . Pro spojitou konstrukci byla náhradní délka L_d stanovena aritmetickým průměrem rozpětí všech polí na $L_d = 10$ m. Dynamický součinitel po dosazení do rovnice (4-2) je roven 1,34. [5] (s. 32; Tab.10)

$$\delta_r = \frac{1}{0,95 - (1,4L_d)^{-0,6}} = \frac{1}{0,95 - (1,4 \cdot 10)^{-0,6}} = 1,34 \quad (4-2)$$

4.2.1.3 Čtyřnáprava

Zatížení čtyřnápravovým vozidlem hmotnosti 80 tun je uvažováno s nápravovými silami 4x200 kN. V příčném směru jede vozidlo ideální stopu (středem vozovky).[5] (s. 26, čl. 63c)

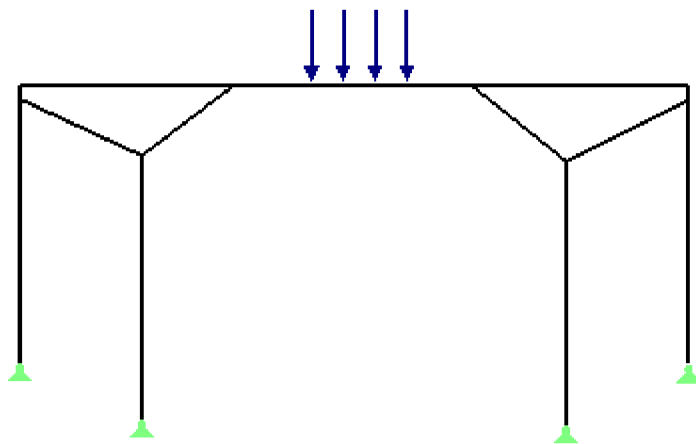


Obr. 4-1 Čtyřnáprava [5]

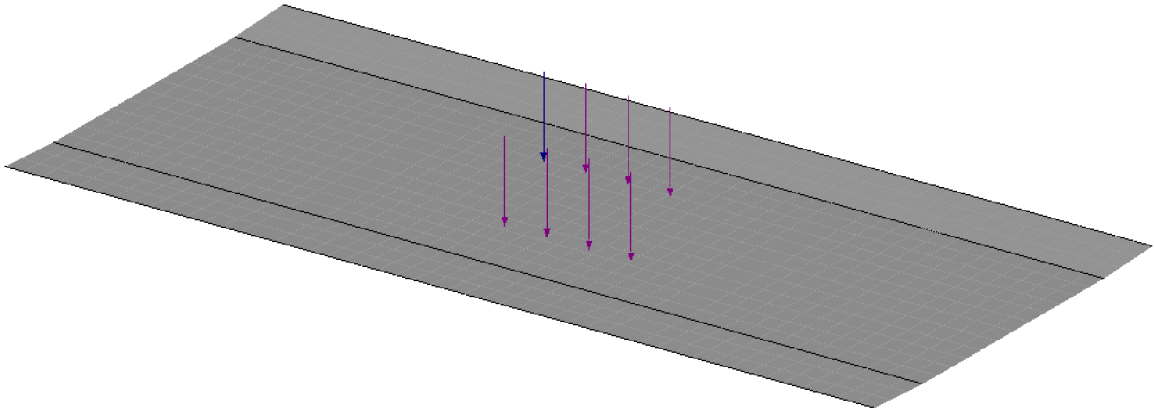
Nápravové síly

$$F = F_0 * \delta_r = 200 * 1,34 = 268,0 \text{ kN} \quad (4-3)$$

Aplikace zatížení je znázorněna na obrázcích (Obr. 4-2 a Obr. 4-3). Na prutovém modelu působí čtyři nápravové síly $F = 268 \text{ kN}$. Na deskostěnovém modelu je zadáno osm sil kolových $F_k = 134 \text{ kN}$.



Obr. 4-2 Zatěžovací stav 21, prutový model



Obr. 4-3 Zatěžovací stav 25, deskostěnový model

Umístění zatížení

Zatížení bylo umístěné do nejnepříznivější polohy pro vyvození maximálních účinků vnitřních sil. Nejnepříznivější poloha byla hledána pojezdem Čtyřnápravy a Seskupení I po hlavní nosné konstrukci.

Pro pojezd byl využit přídatný modul RF-MOVE – Generování pohyblivých zatížení. Zadané zatížení se pohybovalo po konstrukci po 0,5 m a pro každých 0,5 m byl vygenerován samostatný zatěžovací stav. Vzájemnou kombinací těchto účinků, byly zjištěny maximální a minimální vnitřní síly a deformace. Tato metoda se ukázala jako efektivnější z časového hlediska a celkově názornější, než vykreslování příčinkových čar, proto byla využita pro všechny modely.

Rozdílná byla aplikace u 1D a 2D modelu. U prutového byl samotný pojezd vygenerován ve zvláštním souboru, zatěžovací stavy byly vzájemně zkombinovány a ty, které vyvozují maximální a minimální účinky (N , V_z , M_y , u_x , u_z , φ_y), byly importovány do původního souboru. Z celkových 44 zatěžovacích stavů bylo 32 pro dopravu. Všechny zatěžovací stavy jsou k nahlédnutí v příloze (13.2.1). Tento způsob postupného importování byl zvolen, aby kopíroval zatěžovací stavy z předlohy v Nexisu a aby bylo možné zkontrolovat jejich vzájemnou shodnost.

Pro 2D model byla tato metoda zjednodušena. Zatížení se generovalo po 0,5m přímo v původním souboru. Vzniklo 95 zatěžovacích stavů jen pro dopravu. Tyto stavy byly zkombinovány vzájemně a zároveň s ostatními zatěžovacími stavy (teplota, ostatní stálé, poklesy apod.). Touto metodou se ušetřil čas při hledání maximálních a minimálních

účinků, ale znásobil se čas samotného výpočtu. Zatěžovací stavy pro deskostěnový model jsou uveřejněny v příloze (13.2.2)

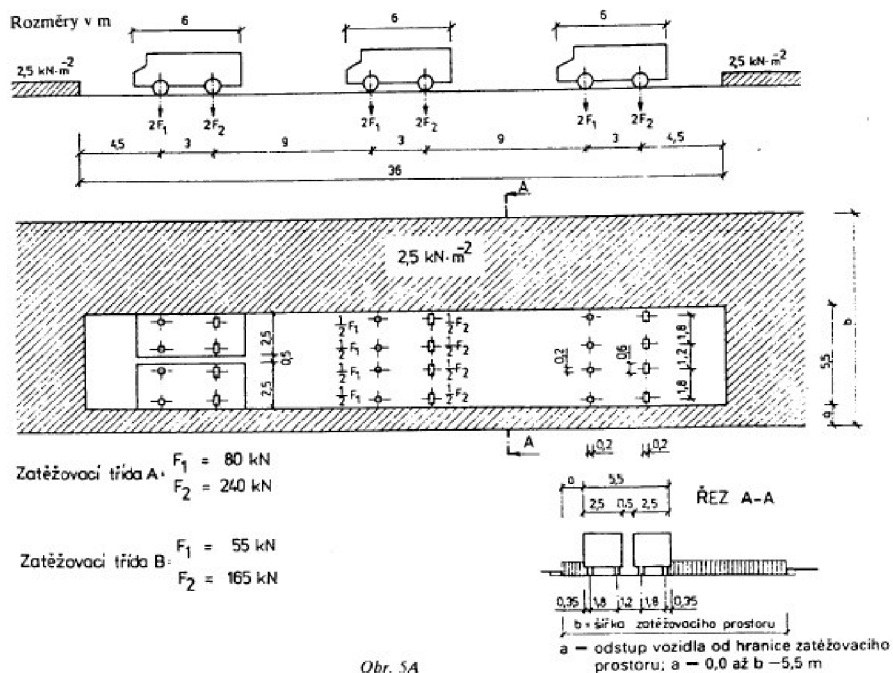
4.2.1.4 Seskupení zatížení I

Seskupení zatížení zahrnuje na ploše 5,5 m x 36 m tři dvojice dvounápravových vozidel hmotnosti po 32 tunách, o nápravových silách 80 kN a 240 kN, a základní rovnoměrné zatížení 2,5 kN·m⁻² na zbývající půdorysné ploše zatěžovacího prostoru v neomezené délce. Zatížení bylo umístěno dle kap. 4.2.1.3 (umístění zatížení). [5] (s. 26; čl. 63a)

Nápravové síly

$$F_1 = F_{1,0} * \delta_r = 80 * 1,34 = 107,2 \text{ kN} \quad (4-5)$$

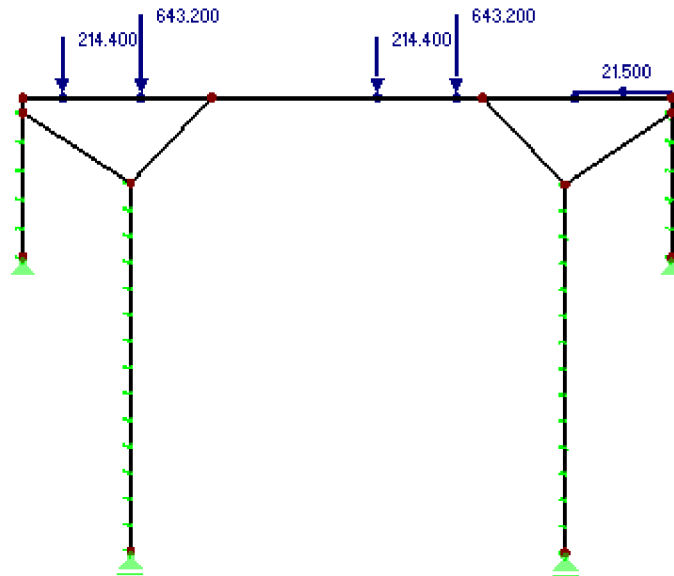
$$F_2 = F_{2,0} * \delta_r = 240 * 1,34 = 321,6 \text{ kN} \quad (4-6)$$



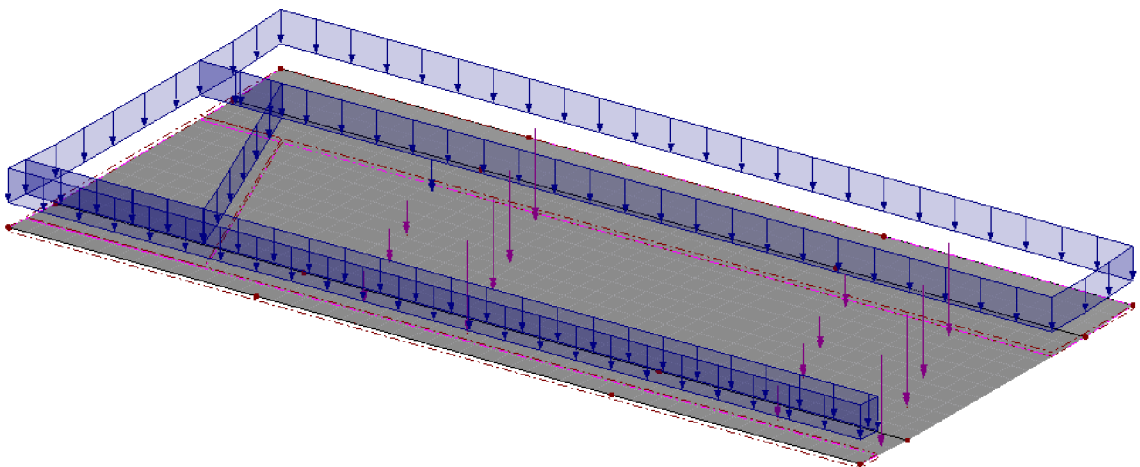
Obr. 5A
Seskupení I

Obr. 4-4 Seskupení I [5]

Aplikace zatížení je znázorněna na obrázcích (Obr. 4-5 a Obr. 4-6). Na prutovém modelu působí dvě síly nápravové $F_{1,2} = 2 \cdot 107,2 = 214,4 \text{ kN}$ a $F_{2,2} = 2 \cdot 321,6 = 643,2 \text{ kN}$ a základní rovnoměrné zatížení po přepočtu na metr je $21,5 \text{ kNm}^{-1}$. Na deskostěnovém modelu působí síly kolové $F_{k1} = 53,6 \text{ kN}$ a $F_{k1} = 160,8 \text{ kN}$ a základní rovnoměrné zatížení $2,5 \text{ kNm}^{-2}$



Obr. 4-5 Zatěžovací stav 15, prutového upraveného modelu



Obr. 4-6 Zatěžovací stav 96, deskostěnový model

4.2.2 Teplotní účinky

4.2.2.1 Rovnoměrné oteplení (ochlazení) konstrukce

Pro betonové mosty jsou stanoveny mezní teploty mostní konstrukce. [5] (s.48; čl. 138)

$$t_f = +10 \text{ °C (konvenční základní teplota)}$$

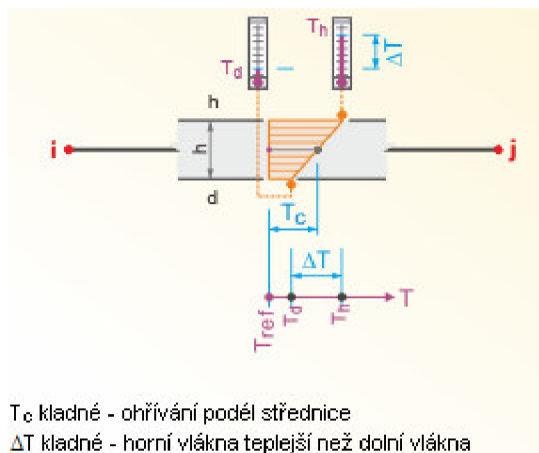
$$t_{\max} = +35 \text{ °C}; \quad \Delta t = 25 \text{ °C}$$

$$t_{\min} = -20 \text{ °C}; \quad \Delta t = -30 \text{ °C}$$

Tyto hodnoty byly zadány do RFEMu následovně. Rovnoměrné zatížení je konstantní po celé výšce průřezu, proto $\Delta T = 0 \text{ °C}$.

$$\text{Rovnoměrné oteplení:} \quad T_c = 25 \text{ °C}; \quad \Delta T = 0 \text{ °C}$$

$$\text{Rovnoměrné ochlazení:} \quad T_c = -30 \text{ °C}; \quad \Delta T = 0 \text{ °C}$$



Obr. 4-7 Prostup tepla po výšce průřezu

4.2.2.2 Nerovnoměrné oteplení (ochlazení) konstrukce

Dle normy [5] jsou stanoveny mezní rozdíly teplot povrchů mostní konstrukce.

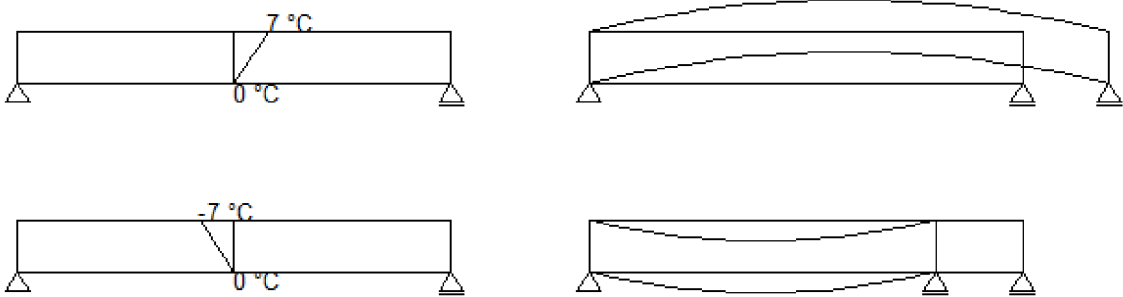
$\Delta t = 10 \text{ °C}$ (oteplení/ochlazení horního povrchu mostní konstrukce)

Bylo uvažováno snížení o 30%, tj. $\Delta t = 7 \text{ °C}$. [5] (s. 49, čl. 142)

Zadání pro RFEM pro prutový 1D model.

Nerovnoměrné oteplení: $T_c = 3,5 \text{ }^\circ\text{C}$; $\Delta T = 7 \text{ }^\circ\text{C}$

Nerovnoměrné ochlazení: $T_c = -3,5 \text{ }^\circ\text{C}$; $\Delta T = -7 \text{ }^\circ\text{C}$



Obr. 4-8 Nerovnoměrné oteplení => roztažení (nahore), nerovnoměrné ochlazení => zkrácení

Zadání pro RFEM pro deskostěnový 2D model.

Průběh zatížení v ose z je konstantní. Nerovnoměrné oteplení i ochlazení je zadáno identicky jako pro prutový 1D model.

4.2.3 Brzdné účinky

„Rozjezdové i brzdné síly silničních vozidel se u silničních mostů uvažují jako vodorovné zatížení působící ve směru osy mostu v úrovni povrchu vozovky, rovnoměrně rozdělené po povrchu jízdnic pruhů.

Velikost těchto sil určuje vyšší z hodnot:

- a) 5% zatížení Seskupení I
- b) 15% zatížení čtyřnápravovým vozidlem“ [5] (s. 36; čl. 85)

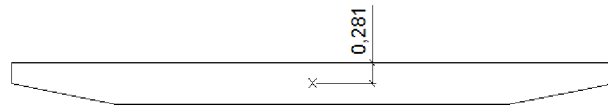
$$0,05 * (3 * 2 * 107,2 + 3 * 2 * 321,6) = 128,64 \text{ kN} \quad (4-7)$$

$$0,15 * (4 * 268) = \mathbf{160,8 \text{ kN}} \quad (4-8)$$

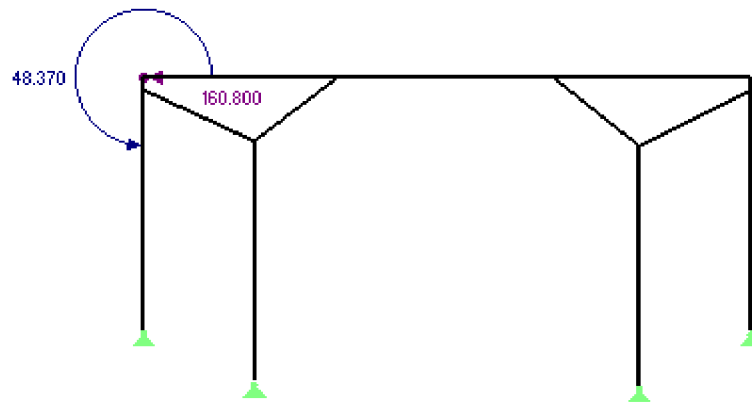
Rozhodující je vyšší z hodnot (160,8 kN). Brzdná síla působí na povrchu konstrukce v místě podpory a zároveň vyvozuje ohybový moment M.

$$M = F * e = 160,8 * 0,281 = 48,37 \text{ kNm}$$

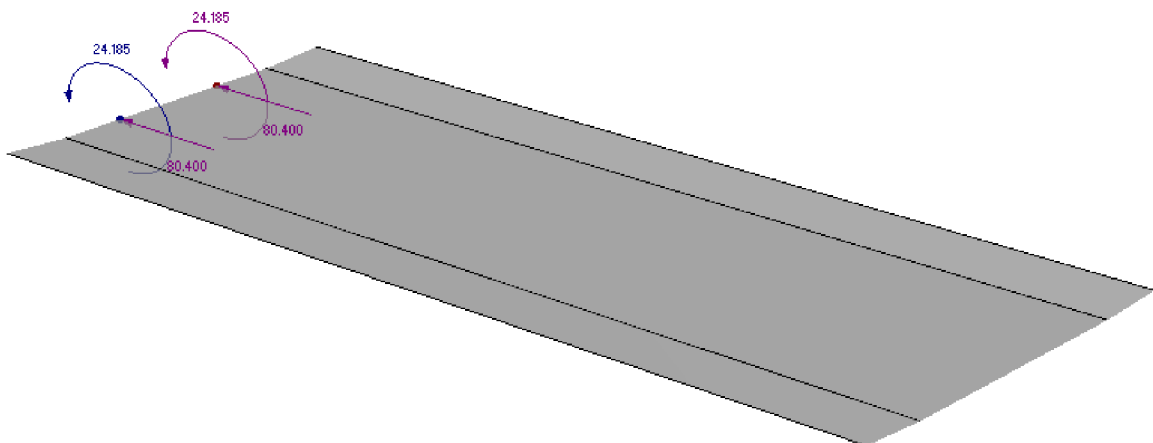
(4-9)



Obr. 4-9 Excetricita (od povrchu konstrukce k těžišti)



Obr. 4-10 Brzdné účinky na prutovém 1D modelu



Obr. 4-11 Brzdné účinky na deskostěnovém 2D modelu

5 Kombinace

Veškeré hodnoty jsou kombinovány v charakteristických hodnotách. Návrhový součinitel byl dle předlohy roven jedné pro všechny zatěžovací stavy.

- I) **Kombinace celková** = 1*vlastní tíha + 1*ostatní stálé + 1*vliv teploty + 1*poklesy podpor + 1*čtyřnáprava + 1*brzdé účinky

- II) **Kombinace hlavní** = 1*vlastní tíha + 1*ostatní stálé + 1*poklesy podpor + 1*čtyřnáprava + 1*brzdé

- III) **Kombinace pohyb** = 1*čtyřnáprava

- IV) **Kombinace hromadná** = 1*vlastní tíha + 1*ostatní stálé + 1*vliv teploty + 1*poklesy podpor + 1*čtyřnáprava nebo seskupení I + 1*brzdé účinky

V jednotlivých skupinách zatížení byly použity právě nejextrémnější hodnoty ze zatěžovacích stavů v dané skupině. Například pro výpočet maximálního momentu je v kombinaci uvažován zatěžovací stav pro čtyřnápravu, který vyvozuje nejvyšší maximální moment. První tři kombinace byly vygenerovány dle předlohy statického výpočtu. Čtvrtá hromadná kombinace je kombinací všech složek zatížení.

Pro srovnání výsledů byly použity hlavně kombinace I) celková, III) pohyb a IV) hromadná. Kombinace hromadná se ukázala jako shodná s kombinací celkovou v 1D modelech. Seskupení I zde nemělo vliv na maximální účinky zatížení, ale v deskostěnovém modelu už Seskupení I vliv mělo, proto porovnání výsledků (kap. 6.2) uvažuje s touto kombinací.

6 Porovnání výsledků

V průběhu výpočtu se postupovalo následovně. V první řadě byl srovnán model z předlohy s původním prutovým modelem. Dosažením podobných výsledků bylo ověřeno, že daný model je zadán správně včetně zatížení. Po té byl porovnán 2D model s upraveným prutovým. A na závěr se postavily vedle sebe původní model z Nexisu s nejpřesnějším 2D modelem.

6.1 Srovnání podkladů z Nexisu a 1D modelu v RFEMu

Tabulka (Tab. 6-1) srovnává maximální (a minimální) hodnoty vnitřních sil přepočteny na jeden metr šířky a udává jejich procentuální rozdíl. Modrý a zelený sloupec vyjadřuje maximální (a minimální) vnitřní síly přepočteny na jeden metr šířky. Modré hodnoty z Nexisu jsou považovány jako 100% a vzájemný rozdíl je vyjádřen v procentech.

Tab. 6-1 Porovnání výsledků, Nexis a RFEM

Kombinace	Vnitřní síla, deformace		1D model Nexis			1D model RFEM			Rozdíl
			Max/Min	1 m šířky		Max/Min	1 m šířky		
Hmotnost konstrukce		kg	395 799	-	395 799	390 997	-	390 997	-1.21%
Vlastní tíha	M v poli	kNm	879.30	8.60	102.24	869.19	8.60	101.07	-1.15%
Vlastní tíha	M podpora	kNm	-763.00	8.60	-88.72	-836.62	8.60	-97.28	9.65%
Kombinace celková	M v poli	kNm	3543.10	8.60	411.99	3265.67	8.60	379.73	-7.83%
Kombinace celková	M podpora	kNm	-3370.70	8.60	-391.94	-3550.98	8.60	-412.90	5.35%
Kombinace celková	$V_{z \max}$ na nosné konstrukci	kN	1908.70	8.60	221.94	1871.77	8.60	217.65	-1.93%
Kombinace celková	$V_{z \min}$ na nosné konstrukci	kN	-1909.90	8.60	-222.08	-1906.07	8.60	-221.64	-0.20%
Kombinace celková	N na šikmých stojkách	kN	-4145.90	2.00	-2072.95	-4594.49	2.00	-2297.25	10.82%
Kombinace pohyb	M v poli	kNm	1303.60	8.60	151.58	1256.10	8.60	146.06	-3.64%
Kombinace pohyb	M podpora	kNm	-617.60	8.60	-71.81	-668.48	8.60	-77.73	8.24%
Rovnoměrné teploty	M max	kNm	148.00	8.60	17.21	436.63	8.60	50.77	195.02%
Rovnoměrné teploty	M min	kNm	-123.30	8.60	-14.34	-466.74	8.60	-54.27	278.54%
Nervnoměrné teploty	M max	kNm	670.20	8.60	77.93	673.20	8.60	78.28	0.45%
Nervnoměrné teploty	M min	kNm	-688.20	8.60	-80.02	-673.60	8.60	-78.33	-2.12%

Hmotnosti konstrukce jsou téměř srovnatelné, liší se o -1,21%. Malý procentuální rozdíl naznačuje, že geometrie modelu a jeho jednotlivé prvky byly zadány shodně. Křivky průběhu tvaru momentu od vlastní tíhy si odpovídají. Tam, kde má být konstrukce tlačena, tlačena je a analogicky odpovídá i tah. Rozdíly momentů v poli se prakticky neliší (o 1,15%). U momentů nad podporou vzniká rozdíl 9,65%, který odpovídá 8,56 kN na jeden metr šířky. Rozdíl 9,65 % naznačuje, že mohla vzniknout drobná nepřesnost při zadání, ale z dostupných materiálů nebylo zřejmé, kde odlišnost vznikla.

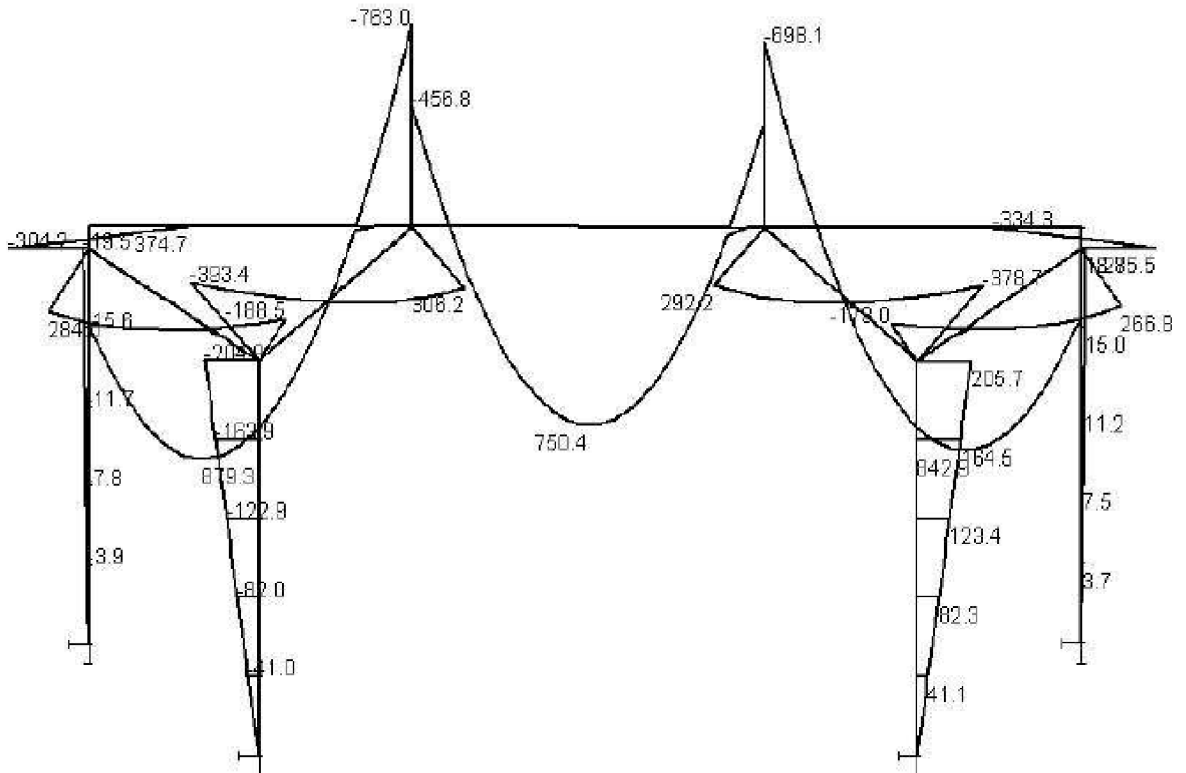
Podobně i u kombinací vznikaly pouze drobné rozdíly, které nepřevýšily 10%. Momenty od kombinace pohybu se liší maximálně o 8,24%. Posouvající síly vyšly téměř totožně. Jejich maximální hodnoty se liší pouze o 0,20%. Jedině normálové hodnoty převýšily desetiprocentní hranici o 0,82%. Tento rozdíl patrně vznikl díky nejasné specifikaci zadání brzdných sil. Brzdné síly byly uvažovány dle normy [5]. Nerovnoměrné teploty se shodují téměř bez rozdílu.

Všechny křivky průběhů vnitřních sil si odpovídají. I numerické hodnoty, které byly vybrány do tabulky (Tab. 6-1) dokazují, že geometrie i zatížení byly zadány korektně. Následujícím krokem bylo vytvořit deskostěnový model, který by více odpovídal skutečnosti a aplikovat na něj stejné zatížení, jako na již ověřený prutový model.

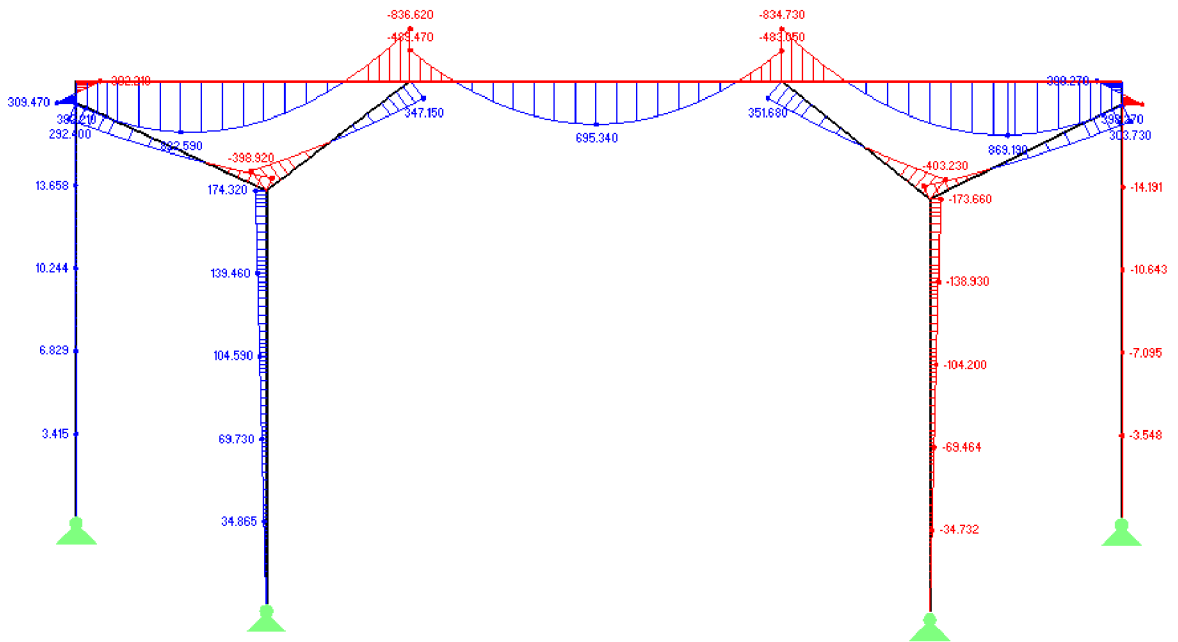
Momenty od vlastní tíhy a kombinace celkové jsou vyobrazeny v následujících kapitolách (6.1.1 a 6.1.2), zbylé vnitřní síly jsou představeny v příloze (13.3).

Výraznější problém vznikl od zatížení rovnoměrnou teplotou, zde se výsledky rozcházejí (Tab. 6-1, červeně). I tvar průběhů se lišil (příloha 13.3.4). Proto vzniklo několik jednoduchých doplňujících příkladů, které srovnávaly ruční a softwarový výpočet (příloha 13.4). Tím bylo ověřeno, jakým principem počítá RFEM zatížení teplotou a že rovnoměrné oteplení a ochlazení konstrukce, které bylo zadáno, je korektní. V tomto jediném bodě se výpočty rozcházejí. Z dostupných materiálů nebylo možné rozluštit, jak rovnoměrná teplota na těleso působí. Postup, který byl zvolen, je po ověření správný. Ale výsledný vliv na celkovou kombinaci je malý, proto bylo možné tyto účinky zanedbat.

6.1.1 Momenty od vlastní tíhy

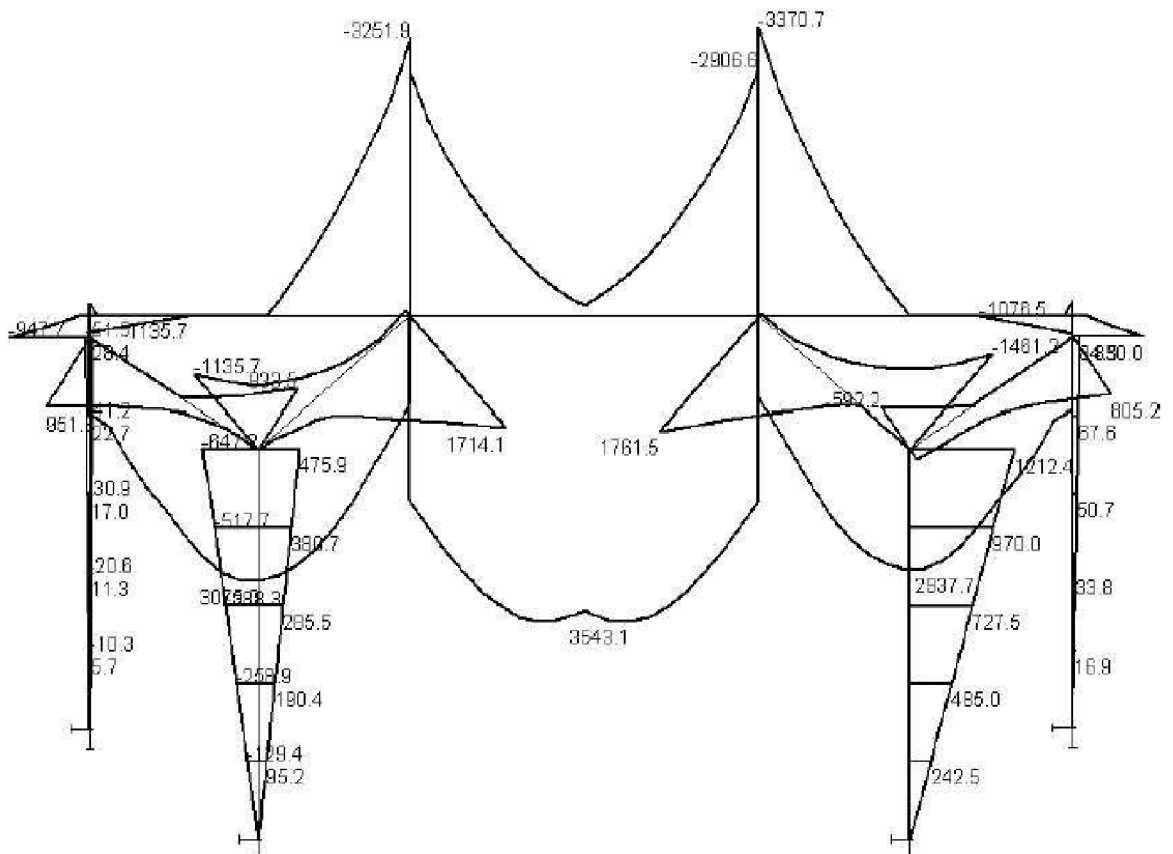


Obr. 6-1 Moment od vlastní tíhy, Nexis [1]

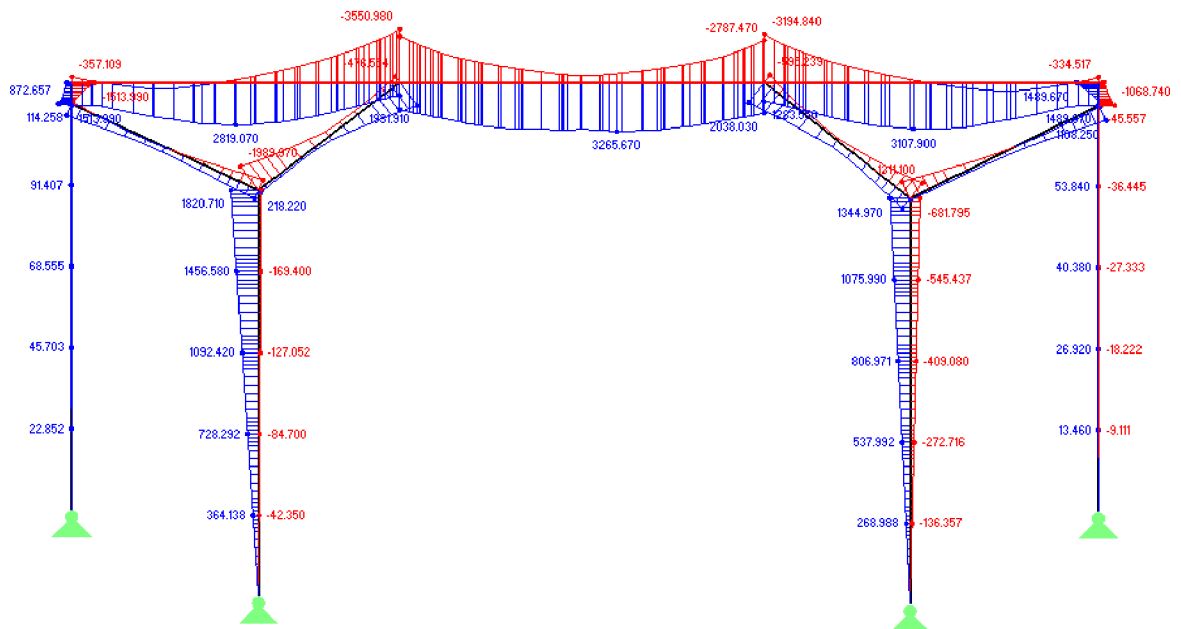


Obr. 6-2 Moment od vlastní tíhy, RFEM

6.1.2 Momenty od kombinace celkové



Obr. 6-3 Moment od celkové kombinace, Nexis [1]



Obr. 6-4 Moment od celkové kombinace, RFEM

6.2 Srovnání upraveného modelu 1D a deskostěnového 2D modelu

V tabulce (Tab. 6-2) jsou uvedeny výsledky srovnání upraveného prutového a deskostěnového modelu. Výsledky pro upravený 1D model jsou vyobrazeny ve třech sloupcích. Bílý sloupec označený „Max“ vyjadřuje maximální hodnotu dané vnitřní síly (nebo deformace). Fialový sloupec udává šířku prutu, na které působí maximální vnitřní síla (deformace). Poslední modrý sloupec znázorňuje přepočtení na 1 m šířky. Tyto modré hodnoty byly porovnávány s výsledky z deskostěnového modelu.

Zelený oddíl vyjadřuje výsledky pro deskostěnový model. Ve sloupci „Průměr“ je vyjádřen aritmetický průměr v příčném řezu v poli a nad podporou nebo v podélném řezu na šikmých stojkách. Vzájemný rozdíl hodnot z prutového modelu a zelených průměrných hodnot je vyjádřen procenty ve sloupci „Rozdíl“. Poslední růžový oddíl tvoří extrémní hodnoty na deskostěnovém modelu. Procentuální rozdíl mezi modrým a růžovým sloupcem je vyjádřen ve sloupci posledním. Modré hodnoty jsou vždy brány jako 100% a hodnoty z deskostěnového modelu vyjadřují rozdíl v procentech od prutového modelu. Veškeré výsledky jsou podrobněji probrány v následujících kapitolách.

Tab. 6-2 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model			2D model			
				Max	1 m šířky		Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl
1	Hmotnost konstrukce		kg	400 567	-	400 567	-	-	746 589	86.38%
2	Vlastní tíha	M v poli	kNm	711.58	8.60	82.74	59.29	-28.35%	96.98	17.21%
3	Vlastní tíha	M podpora	kNm	-901.04	8.60	-104.77	-70.06	-33.13%	-188.68	80.09%
4	Vlastní tíha	Posun v ose z	mm	3.80	-	3.80	2.70	-28.95%	3.20	-15.79%
5	Vlastní tíha	N/n _y šikmé stojky	kNm	-1 612.90	3.00	-537.63	-378.51	-29.60%	-2 086.10	288.02%
6	Čtyřnáprava	M v poli	kNm	1 264.30	8.60	147.01	100.32	-31.76%	169.26	15.13%
7	Čtyřnáprava	M podpora	kNm	-867.99	8.60	-100.93	-69.36	-31.28%	-176.43	74.81%
8	Komb. hromadná	M v poli	kNm	2 725.25	8.60	316.89	236.44	-25.39%	379.27	19.68%
9	Komb. hromadná	M podpora	kNm	-2 618.55	8.60	-304.48	-231.34	-24.02%	-502.75	65.12%
10	Komb. hromadná	Posun v ose z	mm	11.80	-	11.80	8.90	-24.58%	10.20	-13.56%
11	Komb. hromadná	N/n _y šikmé stojky	kN	-3 266.65	2.00	-1 633.33	-1 054.26	-35.45%	-6 641.19	306.61%

6.2.1 Hmotnost konstrukce

Tab. 6-3 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, hmotnost

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model			2D model			
				Max	1 m šířky		Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl
1	Hmotnost konstrukce		kg	400 567	-	400 567	-	-	746 589	86.38%

Porovnání hmotností konstrukcí na první pohled zdá se být velmi rozdílné. Váha deskostěnového modelu je téměř dvojnásobná, činí o 86,38% více než v 1D. Je nutné vzít v úvahu, že deskostěnový model je mnohem hmotnější. Prutový model je idealizovaný a přibližný. Šest velkopřůměrových pilot ($\phi = 0,63$ m), které se nacházejí pod jedním pilířem, bylo zjednodušeno na jednu pilotu o průměru $\phi = 0,85$ m. Podobný princip lze nalézt na mikropilotách pod opěrami. Dvacet mikropilot o průměru $\phi = 0,2$ m zastupuje jedna pilota ($\phi = 0,4$ m). Několikanásobnou hmotnost mají opěry a na váze přidávají i pilíře, které se v 1D modelu vůbec neuvažují. Rendering obou modelů je k nahlédnutí na obrázcích (Obr. 3-3 a Obr. 3-13), kde jsou jednotlivé odlišnosti patrné. Rozdíly v hmotnosti odpovídají svým modelům, jsou korektní a nevyhnutelné.

6.2.2 Moment m_x od vlastní tíhy

 Tab. 6-4 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, moment m_x od vlastní tíhy

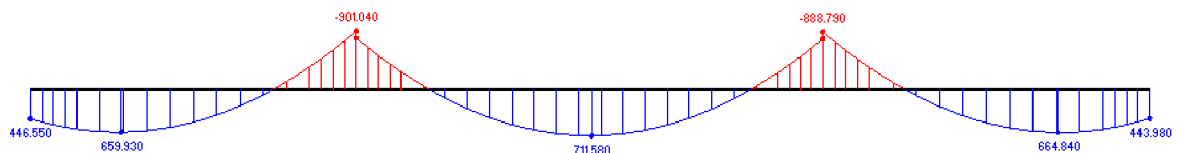
	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model			2D model			
				Max	1 m šířky		Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl
2	Vlastní tíha	M v poli	kNm	711.58	8.60	82.74	59.29	-28.35%	96.98	17.21%
3	Vlastní tíha	M podpora	kNm	-901.04	8.60	-104.77	-70.06	-33.13%	-188.68	80.09%

Moment m_x v poli. Maximální moment v poli pro prutový model po přepočtu na jeden metr šířky se rovná 82,74 kNm. Na deskostěnovém modelu je maximální moment 96,98 kNm. Oba dva působí uprostřed rozpětí pole středního. Uprostřed vnitřního pole, v místě, kde vzniká největší moment, byl sestrojen příčný řez. Bylo z něj odečteno sedm hodnot po 1,61 m v šikmém směru, konkrétně vysvětleno v příloze (13.5). Aritmetický

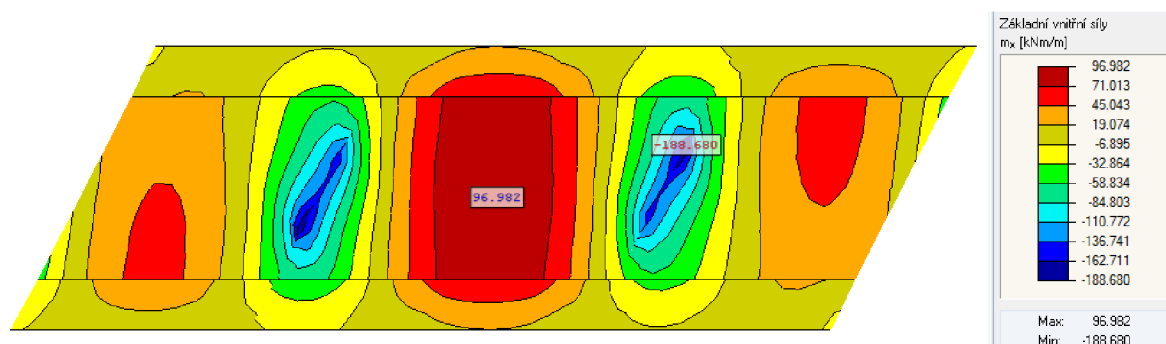
průměr desky je pouze o 28,35% menší. Při odlišnosti modelů je možno zkonstatovat, že momenty v polích si odpovídají.

Moment m_x nad podporou. Momenty nad podporou se liší výrazněji. Hodnoty na desce jsou o 80,09% vyšší. Hlavním důvodem je, že šikmé stojky nepodepírají hlavní nosnou konstrukci po celé šířce řezu a navíc jsou podpory šikmé, nikoliv kolmé. Proto lokálně, přímo nad podporou vznikají momenty vyšší, které se postupně roznáší do svého okolí a při okrajích můžou nabývat i obrácených hodnot. Na obrázku (Obr. 6-6) je zřetelné, dle tmavě modrých izoploch znázorňující oblast minimálních momentů na konstrukci, ve kterých místech se podpory nacházejí. Pro srovnání s modelem 1D není zcela vhodné uvažovat maximální hodnotu, kterou ale nelze zanedbat. Nutno brát úvahu, že v místě podpory vzniká extrém, který bude pravděpodobně nutno přivyztužit.

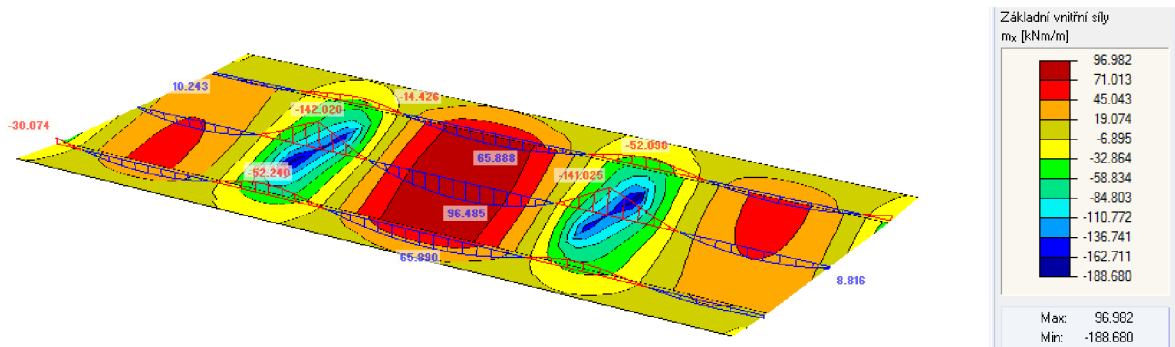
Aritmetický průměr 2D modelu se rovná -70,06 kN. Nad podporou vzniká o 33,13% menší moment. Dle obrázku (Obr. 6-8) je patrné, že výraznější záporný moment vzniká v bezprostřední blízkosti podpor a roznáší se do jejího blízkého okolí a na okrajích řezu působí zanedbatelně. Vyjádřením průměrné hodnoty pouze na roznášecí šířku 6,283 (šířka profilu mostovky bez šikmin), dostáváme hodnotu -98,25 kN, která se prakticky neliší od prutové 104,77 kN.



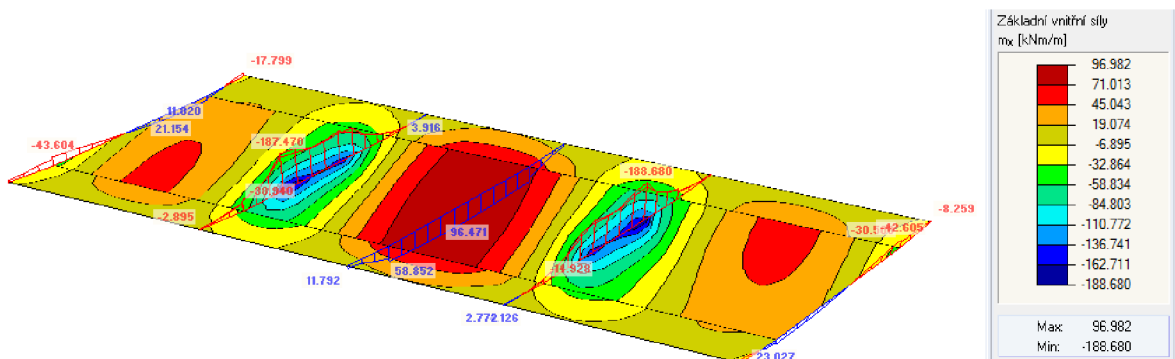
Obr. 6-5 Prutový 1D model, moment M_y od vlastní tíhy



Obr. 6-6 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, hodnoty max a min



Obr. 6-7 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, podélné řezy



Obr. 6-8 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, příčné řezy

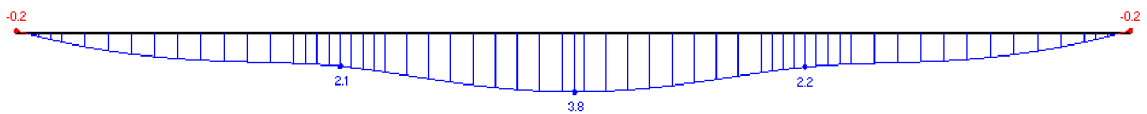
6.2.3 Posun v ose z od vlastní tíhy

Tab. 6-5 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, posun v ose z od vlastní tíhy

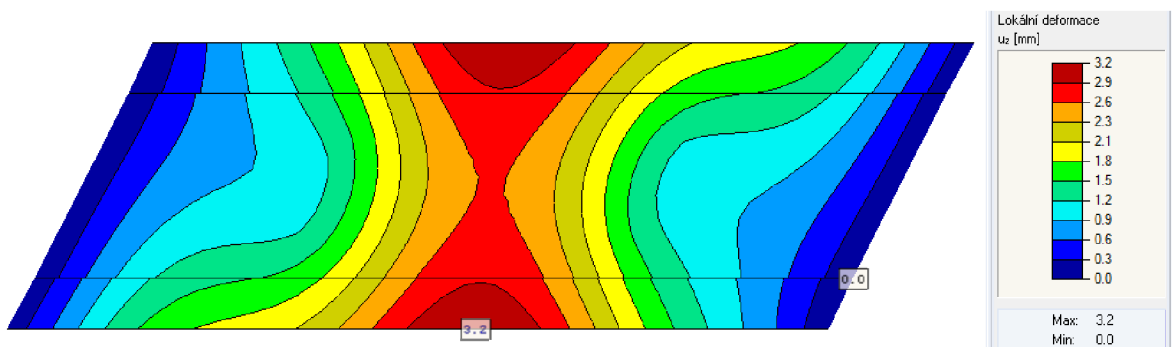
	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model			2D model			
				Max	1 m šířky		Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl
4	Vlastní tíha	Posun v ose z	mm	3.80	-	3.80	2.70	-28.95%	3.20	-15.79%

Je zajímavé, že maximální posuny v ose z od vlastní tíhy jsou menší než u prutového výpočtu, zatímco všechny ostatní vnitřní síly vyšly vyšší. Nejedná se jen o vlastní tíhu, ale i o hromadnou kombinaci. Posuny jako jediné jsou v maximálních hodnotách menší než v 1D modelu. Hlavní nosná konstrukce se posune o 3,8 mm v ose z na 1D modelu, to je o 0,6 mm méně než na desce. Maximální posuny v deskostěnovém modelu vznikly při okrajích prostředního pole. Tato situace se dala očekávat, protože šikmé podpěry podepírají pouze 3,0 m uprostřed z celkového šikmého rozpětí. Na volných okrajích přirozeně vznikl větší průhyb. Průhyb uprostřed rozpětí vychází 2,7 mm (Obr.

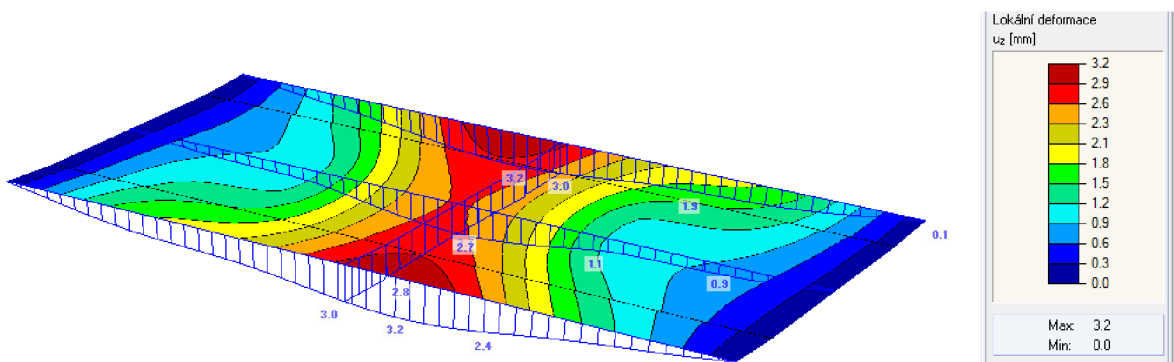
6-11). Tento celkem vysoký rozdíl vzniká kvůli šikmosti podpěr. Tupé rohy šikmého mostu jsou v kratší vzdálenosti než při kolmém podepření. Most v Popůvkách má jednotlivá pole přibližně 10 m dlouhá a jeho šířka je 8,6 m. Šikmost podpěr v této geometrii hraje důležitou roli. Pro důkaz tohoto tvrzení vznikl extra příklad, který porovnává prutový prostý nosník a deskový prostý nosník s kolmými a šikmými podpěrami. Z tohoto případu, doloženého v příloze (13.6), jasně plyne, že šikmost podpěr výrazně zmenšuje průhyb na konstrukci.



Obr. 6-9 Prutový 1D model, posun v ose z od vlastní tíhy



Obr. 6-10 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od vlastní tíhy, maximální posun



Obr. 6-11 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od vlastní tíhy, jednotlivé řezy

6.2.4 Normálové síly od vlastní tíhy

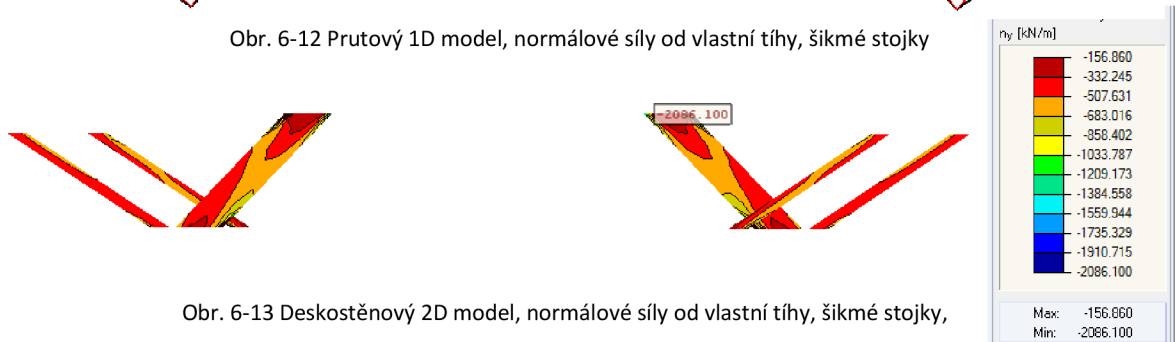
Tab. 6-6 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, normálové síly od vlastní tíhy

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model		2D model				
				Max	1 m šířky	Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl	
5	Vlastní tíha	N/ny šikmé stojky	kNm	-1 612.90	3.00	-537.63	-378.51	-29.60%	-2 086.10	288.02%

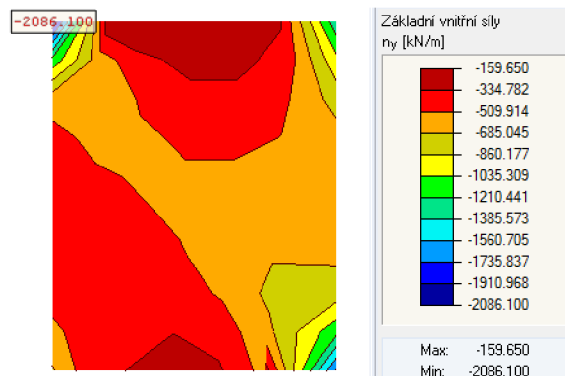
Normálové síly se výrazně liší. V deskostěnovém modelu vzniká velký lokální tlak (-2086,1 kN) na rozích při připojení na desku (Obr. 6-14). Deska tlačí svoji vlastní tíhou na rohy. S tímto tlakem prutový model neuvažuje. Pro eliminaci těchto tlaků je vhodné udělat náběhy. Průměrný tlak v šikmé stojce ve 2D modelu je 378,51 kN o 29,60% nižší než na prutu. Důvodem je rozdílný posun v místě napojení na nosnou konstrukci. Prutový model se v tomto místě posune o 2,1 mm a deskostěnový model pouze o 1,1 mm. Tento markantní rozdíl vzniká kvůli vlivu šikmosti podpor pospaný v kap. 6.2.3. Z těchto důvodů vzniká v šikmé stojce výrazně vyšší tlak.



Obr. 6-12 Prutový 1D model, normálové síly od vlastní tíhy, šikmé stojky



Obr. 6-13 Deskostěnový 2D model, normálové síly od vlastní tíhy, šikmé stojky,



Obr. 6-14 Deskostěnový 2D model, detail, šikmá stojka

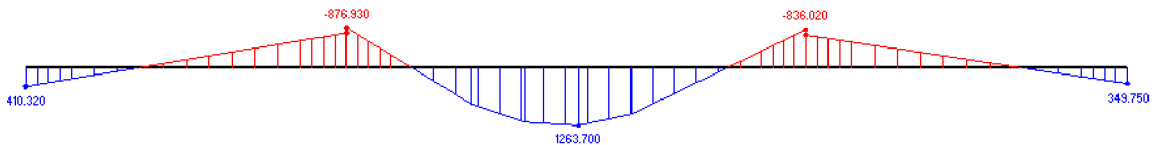
6.2.5 Momenty m_x od čtyřnápravy v polovině rozpětí

Tab. 6-7 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, momenty od čtyřnápravy

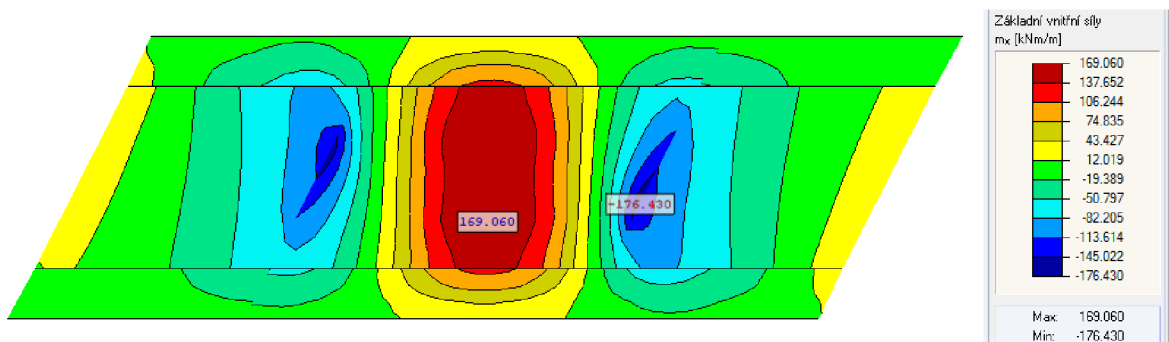
	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model						
				Max	1 m šířky			Rozdíl	Max	Rozdíl
6	Čtyřnáprava	M v poli	kNm	1 264.30	8.60	147.01	100.32	-31.76%	169.26	15.13%
7	Čtyřnáprava	M podpora	kNm	-867.99	8.60	-100.93	-69.36	-31.28%	-176.43	74.81%

Moment m_x v poli. Momenty byly maximální v okamžiku, kdy čtyřnáprava stála uprostřed nosníku. Maximální moment v prostředním poli pro prutový model po přepočtu na jeden metr šířky se rovná 147,01 kNm. Pro deskostěnový model je maximální moment uprostřed pole 169,26 kNm. Průměrná hodnota je nižší o 31,76%. V poli se zatížení od čtyřnápravy roznáší podobně jako u vlastní tíhy.

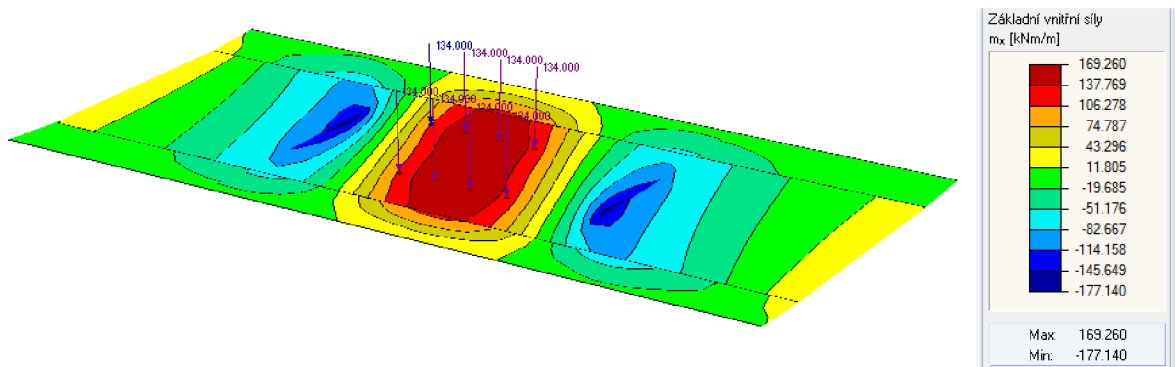
Moment m_x nad podporou. Momenty nad podporou se liší výrazněji v maximálních hodnotách, které se liší o 74,81%. Hlavním důvodem je, že šikmé stojky nepodepírají hlavní nosnou konstrukci po celé šířce řezu a navíc jsou podpory šikmé, nikoliv kolmé. Odlišnosti jsou stejné jako u vlastní tíhy popsány v kap. 6.2.2.



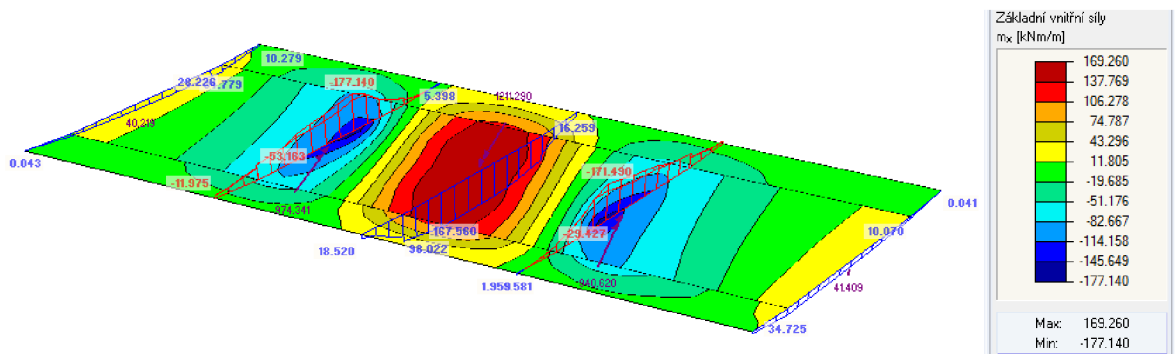
Obr. 6-15 Prutový 1D model, moment M_y od čtyřnápravy



Obr. 6-16 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy, hodnoty max a min



Obr. 6-17 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy



Obr. 6-18 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy, příčný řez

6.2.6 Momenty m_x od kombinace hromadné

Tab. 6-8 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, moment m_x od kombinace hromadné

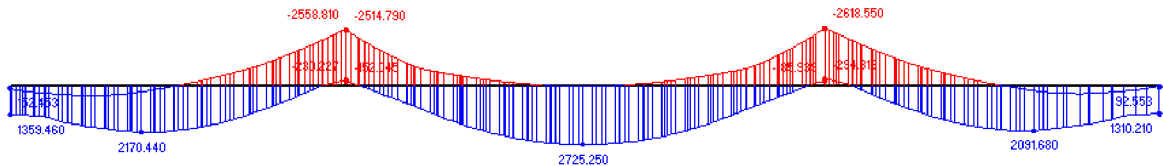
	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model		2D model				
				Max	1 m šířky	Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl	
8	Komb. hromadná	M v poli	kNm	2 725.25	8.60	316.89	236.44	-25.39%	379.27	19.68%
9	Komb. hromadná	M podpora	kNm	-2 618.55	8.60	-304.48	-231.34	-24.02%	-502.75	65.12%

Moment m_x v poli. Maximální moment v poli pro prutový model po přepočtu na jeden metr šířky se rovná 316,89 kNm. Na deskostěnovém modelu je maximální moment 379,27 kNm. Vzájemný rozdíl je 19,68%. Místa působení maximálního momentu se odlišují od vlastní tíhy. V obou případech je vyvozeno uprostřed rozpětí středního pole v podélném směru. Ale ve směru příčném je mírně vychýlen ke spodnímu okraji (Obr. 6-20). Tento přesun maximálního momentu má na svědomí Seskupení I, kdy jeho hlavní složky zatížení „projíždí“ právě po kraji konstrukce.

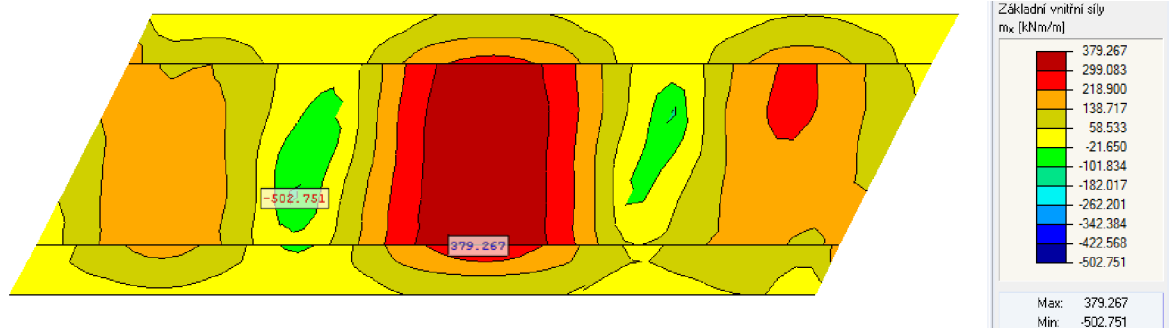
Tento vliv se v 1D modelu neprojeví. Aritmetický průměr roznosu zatížení po celé délce příčného řezu vychází o 25,39% nižší. Procentuální rozdíly přibližně odpovídají vlastní tíze.

Moment m_x nad podporou. Momenty nad podporou se liší výrazněji. Maximální hodnoty na desce nad podporou jsou lokálně o 65,12% vyšší. Hlavní důvod je analogický jako u vlastní tíhy. Šikmé stojky nepodepírají hlavní nosnou konstrukci po celé šířce řezu a navíc jsou podpory šikmé, nikoliv kolmé. Proto lokálně, přímo nad podporou vznikají momenty vyšší, které se postupně roznáší do svého okolí a při okrajích můžou nabývat i obrácených hodnot. Průměrná hodnota je po šířce řezu logicky nižší. V aktuálním případě o 24,02%.

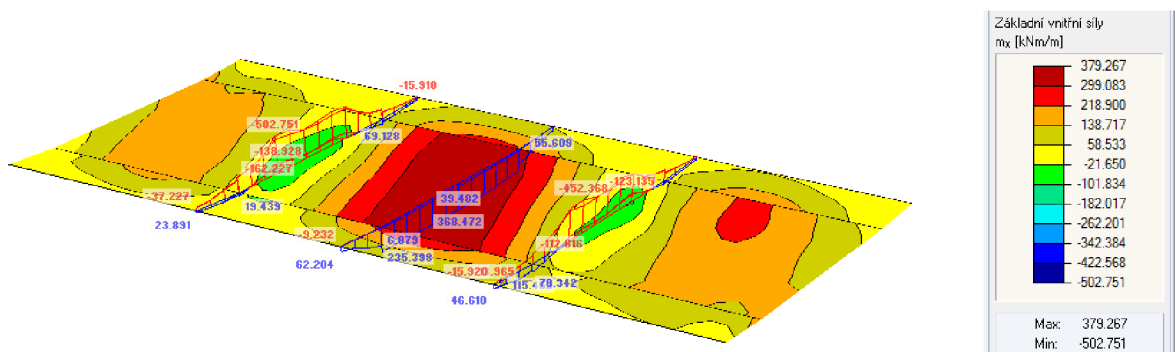
Procentuální odlišnosti odpovídají rozdílům od vlastní tíhy, z toho by se dalo vyvodit, že zatížení se roznáší na podobných principech jako vlastní tíha. Místy vznikají vyšší extrémy, ale průměrné hodnoty jsou nižší.



Obr. 6-19 Prutový 1D model, moment M_y od hromadné kombinace



Obr. 6-20 Deskostěnový 2D model, moment m_x hromadné kombinace, hodnoty max a min



Obr. 6-21 Deskostěnový 2D model, moment m_x od hromadné kombinace, příčné řezu

6.2.7 Posun uz od kombinace hromadné

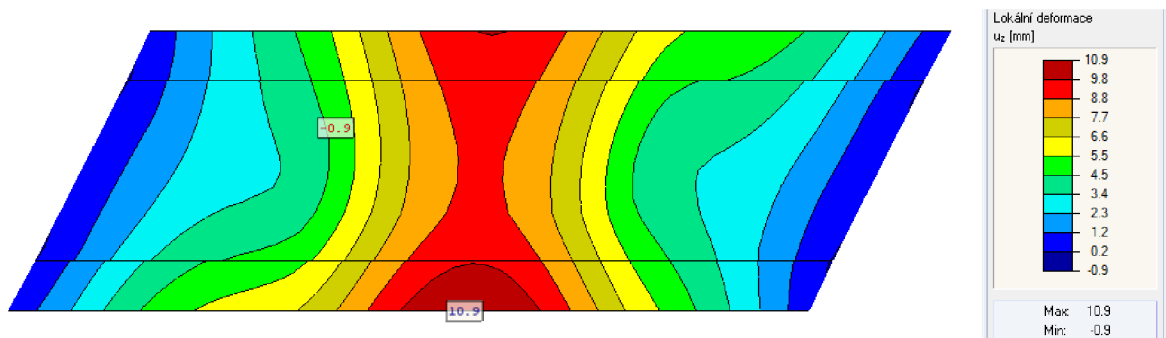
Tab. 6-9 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, posun u_z od kombinace hromadné

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model						
				Max	1 m šířky		Rozdíl	Max	Rozdíl	
10	Komb. hromadná	Posun v ose z	mm	11.80	-	11.80	8.90	-24.58%	10.20	-13.56%

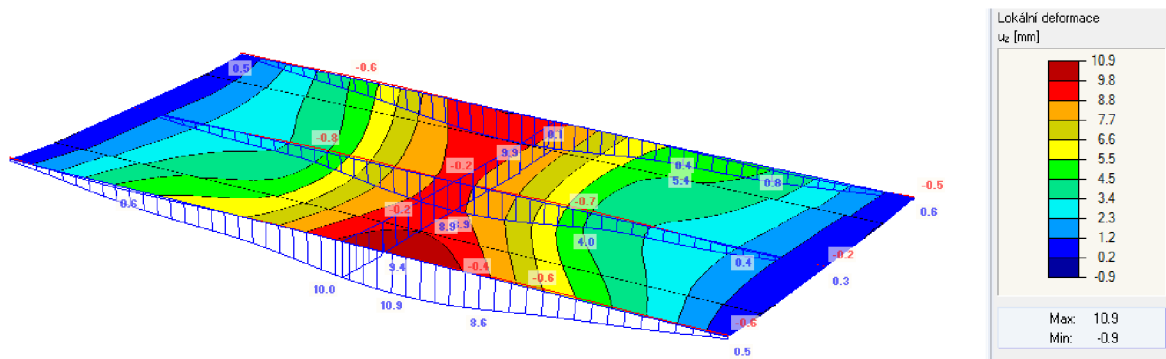
Posuny v ose z jsou menší na deskostěnovém modelu. Hlavním důvodem jsou šikmosti podpor, které v prutovém modelu nelze zadat. Ve hromadné kombinaci platí stejné zákonitosti jako u vlastní tíhy, které vysvětluje kap 6.2.3 a příloha (13.6). V hromadné kombinaci, která kombinuje všechny účinky zatížení, je podobně jako v předchozí kapitole vidět vliv Seskupení I (Obr. 6-23), které vyvozuje maximální posun právě při dolním okraji.



Obr. 6-22 Prutový 1D model, posun v ose z od hromadné kombinace



Obr. 6-23 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od hromadné kombinace maximální posun



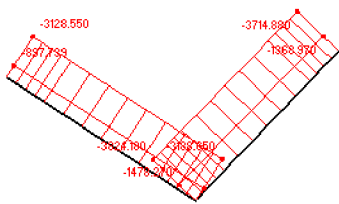
Obr. 6-24 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od hromadné kombinace, jednotlivé řezy

6.2.8 Normálové síly od kombinace hromadné

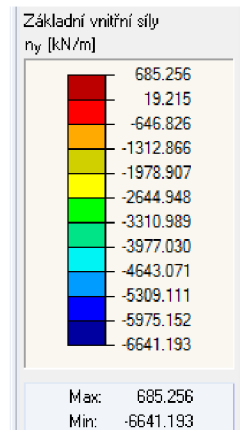
Tab. 6-10 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový, normálové síly od kombinace hromadné

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace		Upravený 1D model						
				Max	1 m šířky		Rozdíl	Max	Rozdíl	
11	Komb. hromadná	N/ny šikmé stojky	kN	-3 266.65	2.00	-1 633.33	-1 054.26	-35.45%	-6 641.19	306.61%

Normálové síly se výrazně liší podobně jako ve vlastní tíze V deskostěnovém modelu vzniká velký lokální tlak (-6 641,19 kN) na rozích při připojení na desku (Obr. 6-27). Deska přenáší zatížení z mostovky do šikmých stojek a tlak se koncentruje v rozích. S tímto tlakem prutový model nevažuje. Pro eliminaci těchto tlaků je vhodné udělat náběhy. Průměrný tlak v šikmé stojce ve 2D modelu je -1 054,26 kN o 35,45 % nižší než na prutu. Důvodem je vliv šikmosti podpěr podrobně popsany v kapitolách 6.2.3 a 6.2.4.



Obr. 6-25 Prutový 1D model, normálové síly od hromadné kombinace, šikmé stojky

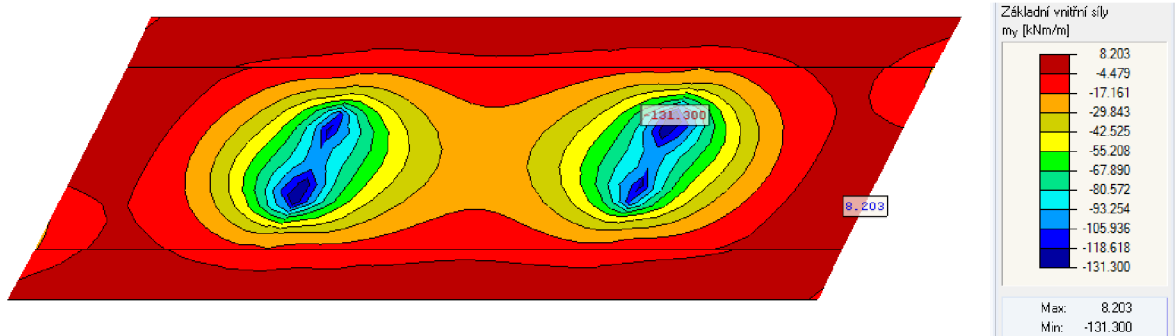


Obr. 6-26 Deskostěnový 2D model, normálové síly od hromadné kombinace, šikmé stojky

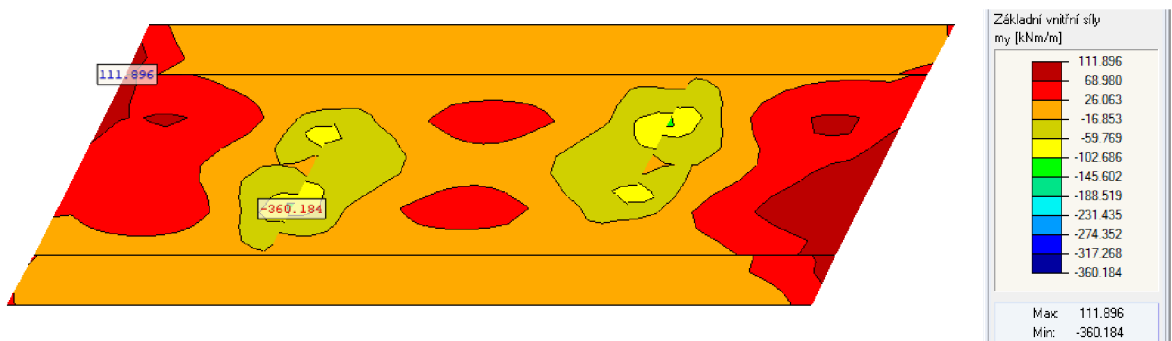


Obr. 6-27 Deskostěnový 2D model, detail, šikmá stojka

6.2.9 Moment m_y



Obr. 6-28 Deskostěnový 2D model, moment m_y od vlastní tíhy, hodnoty max a min



Obr. 6-29 Deskostěnový 2D model, moment m_y od hromadné kombinace, hodnoty max a min

Tab. 6-11 Porovnání momentů m_x a m_y

	m_x max	m_y max	Rozdíl
Vlastní tíha [kNm]	96.98	8.203	8.46%
Hromadná kombinace [kNm]	379.27	111.896	29.50%

Moment ve směru y vzniká jen u deskostěnového modelu. Maximální moment m_y tvoří 8,46% maximálního momentu m_x vlastní tíhy. V celkové hromadné kombinaci je m_y tvoří 29,50%. Výsledky jsou uvedeny v Tab. 6-11.

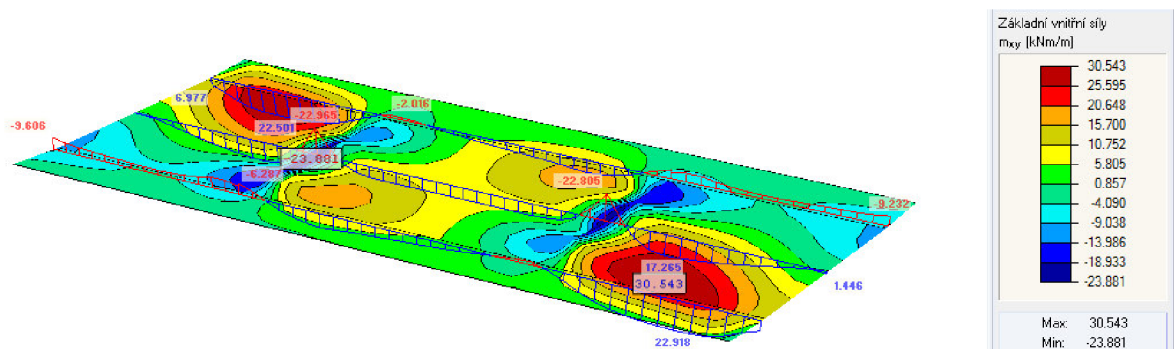
6.2.10 Kroutící moment m_{xy}

U šikmých desek jsou více namáhány hlavně rohy tupé, kde vznikají podél úložných hran velké kroutící momenty. Tupé rohy se snaží nadzvednout konstrukci z uložení. V tupém rohu také vzniká maximální reakce. [7]

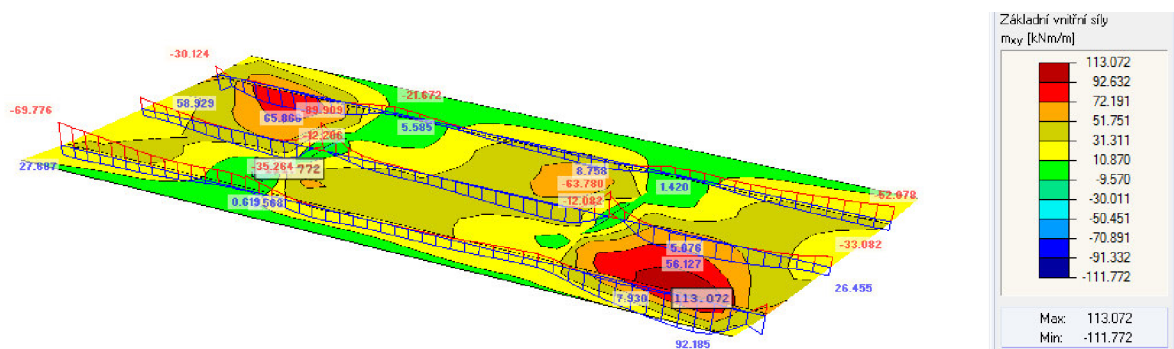
Maximální kroutící momenty opravdu vznikly v tupých rozích a tvoří přibližně 30% momentu m_x . Srovnání maximálních účinků je uvedeno v Tab. 6-12. Tyto momenty nejsou zanedbatelné. Kroutící momenty působí ve stejném směru jako momenty m_x , proto se jejich účinky sčítají a mohou ovlivnit dimenzační moment. Maximální moment m_x vznikl uprostřed středního pole, kde kroutící moment nemá téměř žádný vliv. Dimenzační moment zůstává roven m_x .

Tab. 6-12 Porovnání momentů m_x a m_{xy}

	m_x max	m_{xy} max	Rozdíl
Vlastní tíha [kNm]	96.98	30.543	31.49%
Hromadná kombinace [kNm]	379.27	113.072	29.81%



Obr. 6-31 Deskostěnový 2D model, kroutící moment m_{xy} od vlastní tíhy



Obr. 6-30 Deskostěnový 2D model, kroutící moment m_{xy} od hromadné kombinace

6.2.11 Porovnání výsledků Nexis a RFEM 2D model

Tab. 6-13 Porovnání výsledků Nexis a RFEM 2D model

Kombinace	Vnitřní síla, deformace		1D model Nexis			2D model RFEM			
			Max/Min	1 m šířky		Průměr	Rozdíl	Max	Rozdíl
Hmotnost konstrukce		kg	395 799	-	395 799	-	-	746 589	88.63%
Vlastní tíha	M v poli	kNm	879.30	8.60	102.24	59.29	-42.02%	96.98	-5.15%
Vlastní tíha	M podpora	kNm	-763.00	8.60	-88.72	-70.06	-21.03%	-188.68	112.67%
Kombinace celková	M v poli	kNm	3543.10	8.60	411.99	236.44	-42.61%	379.27	-7.94%
Kombinace celková	M podpora	kNm	-3370.70	8.60	-391.94	-231.34	-40.98%	-502.75	28.27%
Kombinace celková	N na šikmých stojkách	kN	-4145.90	2.00	-2072.95	-1 054.26	-49.14%	-6 641.19	220.37%
Kombinace pohyb	M v poli	kNm	1303.60	8.60	151.58	100.32	-33.82%	169.26	11.66%
Kombinace pohyb	M podpora	kNm	-617.60	8.60	-71.81	-69.36	-3.42%	-176.43	145.68%

V této kapitole byly porovnány vstupní informace z podkladů Nexisu s hodnotami z nejpřesnějšího 2D modelu znázorněné v Tab. 6-13. Průměrné hodnoty jsou všechny přibližně o 40% nižší než výsledky z Nexisu. Ovšem maximální výsledky jsou téměř ve všech případech vyšší. Jedinou výjimkou jsou momenty v poli, kdy si maximální hodnoty víceméně odpovídají. Moment v poli je nejdůležitější vnitřní silou pro dimenzování, proto uvažují za úspěch přibližnou shodu těchto čísel. Nad podporou, jak už bylo popsáno výše, vznikají vysoké lokální síly, na které by mělo reagovat dovyztužení v příslušných místech. V šikmých stojkách působí vysoké tlaky v rozích na připojení na hlavní nosnou konstrukci. Tyto problémy byly odstraněny náběhy. Průměrná hodnota normálové síly je ale nižší kvůli menšímu posunu v místě šikmé podpory (viz kapitola 6.2.3). Rozdíly maximálních účinků od pohybu jsou celkem přijatelné.

7 Vlastní tvary

Soustava může volně kmitat jen s jistými frekvencemi, které mají svůj vlastní tvar. Znalost vlastních frekvencí dovoluje reálně posoudit možnost výskytu rezonancí, které jsou vždy provázeny vysokou úrovní napětí v konstrukci a vysokými hodnotami amplitud kmitů. Vlastní frekvence a vlastní tvary patří k nejspolehlivějším globálním charakteristikám vlastností konstrukce. [6] (s. 338)

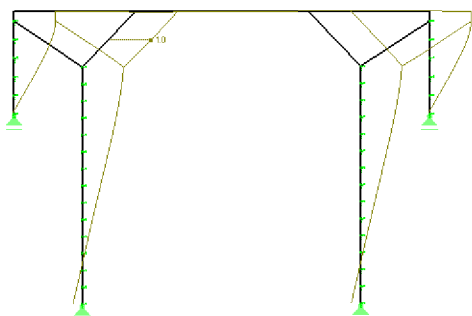
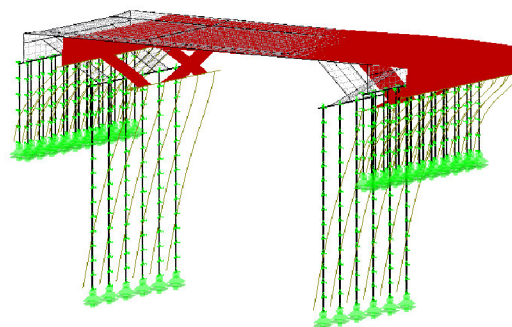
Použitím přídatného modulu RF-DYNAM byly vyobrazeny vlastní tvary konstrukce. Vlastní kmitání bylo vypočteno Lanczsovou metodou. Výpočet byl zahájen na upraveném 1D modelu a na 2D modelu. Při výpočtu bylo použito 100 nejmenších vlastních kmitání a jako hmota byla využita vlastní tíha. V tabulce jsou uvedeny vlastní tvary, které mají faktor náhradní hmoty větší než 0,09 (kmitá více než 9% hmoty).

Tab. 7-1 Vlastní tvary

Model	Vlastní tvar č.	Faktor náhradních hmot			Vlastní frekvence [Hz]
		f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{mez} [-]	
Upravený 1D	1	0.951	-	-	1.102
Upravený 1D	4	-	-	0.406	8.995
Upravený 1D	10	-	-	0.265	15.364
Upravený 1D	20	-	-	0.102	51.671
2D	1	0.877	-	-	2.19
2D	3	0.103	-	-	5.84
2D	14	-	-	0.096	9.635
2D	17	-	-	0.141	10.36
2D	28	-	0.171	-	13.3
2D	70	-	0.245	-	18.76

7.1 Srovnání 1D a 2D modelu

Vlastní tvar č. 1 pro 1D a 2D model kmitá obdobně. Oba se pohybují v ose x. Rozdíly nastaly ve vlastních frekvencích. V případě 1D modelu se vlastní frekvence se rovná 1,102 Hz a v případě 2D modelu 2,19 Hz.


 Obr. 7-2 Vlast. tv. č. 1, $f = 1,102$ Hz

 Obr. 7-1 Vlast. tv. č.1, $f = 2,19$ Hz

Úpravou pohybové rovnice pro volné kmitání je získána rovnice (7-1), kdy úhlová frekvence ω závisí na tuhosti k a hmotnosti m . Pro zjištění tuhosti byla vypočítána pomocná úloha. Oba modely byly zatíženy silou $F_x = 1000\text{kN}$ ve směru osy x a bylo zjišťováno, o kolik mm se model vychýlí. Výsledné posuny jsou uvedeny v tabulce (Tab. 7-2).

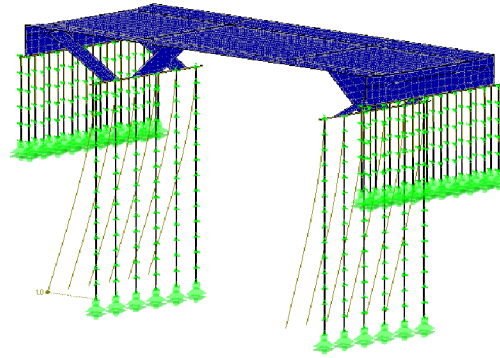
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{6,42}{1,86}} = 1,86 \quad (7-1)$$

 Tab. 7-2 Posuny ve směru x , porovnání frekvencí

	1D	1.86 x vyšší	2D	Rozdíl [%]
u_x [mm]	56.5	-	8.8	-
f [Hz]	1.102	$1.102 \cdot 1.86 = 2.05$	2.19	6.84%

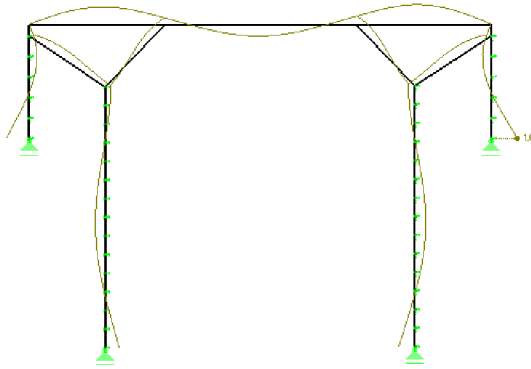
Vydělením obou posunů bylo zjištěno, že deskostěnový model je 6,42x tužší než prutový. Z porovnání hmotností (kap. 6.2.1) je známo, že deskostěnový model je 1,86x hmotnější než prutový. Dosazením do rovnice (7-1) se ověřilo, že výsledná frekvence by měla být 1,86x vyšší pro deskostěnový model než pro prutový. Při zohlednění rozdílů obou modelů docházíme k výsledku, že modely kmitají s frekvencemi 2,05 Hz a 2,19 Hz s odlišností 6,84%.

Ve 2D modelu byl stanoven ještě jeden vlastní tvar, který má rozhodující faktor náhradních hmot v ose x . Jedná se o vlastní tvar č. 3 s vlastní frekvencí 5,84 Hz. Kmitají velkopřůměrové piloty pod pilíři 2 a 3 (Obr. 7-3).

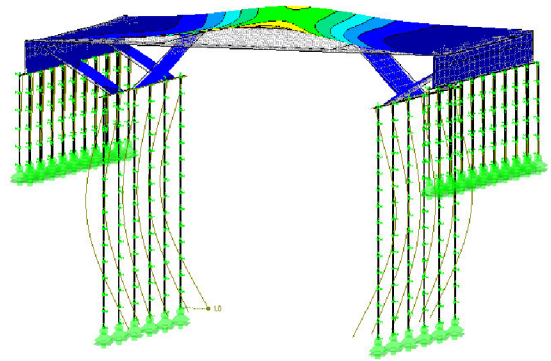


Obr. 7-3 Vlast. tv. č. 3, $f = 5,84$ Hz

Podobné tvary kmitů mají vlastní tvary č. 4, 10 pro prutový model a č. 14, 17 pro deskostěnový model. Mostovka se rozpožybuje v ose x a piloty v ose z (viz Obr. 7-4 a Obr. 7-5)

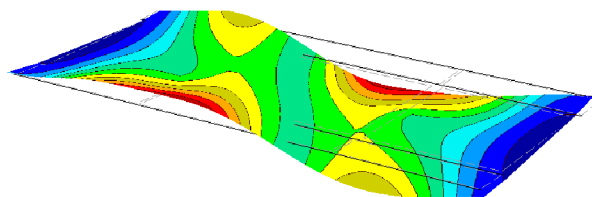


Obr. 7-5 Vlast. tv. č. 4, $f = 8,995$ Hz



Obr. 7-4 Vlast. tv. č. 17, $f = 10,36$ Hz

Dva případy, kdy rozhoduje faktor náhradní hmoty v ose y , vznikly jen na deskostěnovém modelu. Konstrukce se pohybuje v ose y a současně levý okraj konstrukce kmitá v kladném směru osy z a pravý okraj v záporném směru osy z . Vzniká tedy pohyb, který je na prutové konstrukci nemožný. Příkladem je vlastní tvar č. 70 s vlastní frekvencí 18,76 Hz.



Obr. 7-6 Vlast. tv. č. 70, $f = 18,76$ Hz

8 Závěr

Pro nově realizovaný třípolový železobetonový deskový most ev. č. 433 27–3 situovaný v extravilánu obce Kojetín, byly vyhotoveny výpočtové modely v softwaru RFEM, ve kterém byly řešeny veškeré kalkulace. Podkladem pro tuto práci byl statický výpočet, jehož součástí je i jednoduchý prutový model, počítaný programem Nexis, který má značně zjednodušenou geometrii a sloužil pro výpočet vnitřních sil a následnému nadimenzování. Protože tato mostní konstrukce je šikmá, podepřená šikmými stojkami, vznikla otázka, jestli je výpočet na prutovém modelu dostatečný a zda nezanedbává vlivy, které nejsou možné v rámci prutového 1D modelu zohlednit a mohly by výrazně ovlivnit průběhy vnitřních sil a deformací na konstrukci.

Pro ověření údajů o geometrii, materiálu a zatížení konstrukce byla vymodelována stejná konstrukce s identickými zatěžovacími stavy jako v předloze. Průměrné rozdíly vybraných výsledků se pohybovaly okolo 3% a největší odchylky dosahovaly do 10%. Z těchto příznivých výsledků bylo usouzeno, že geometrie mostu i zatížení si odpovídají.

V dalším kroku byl sestrojen model deskostěnový se stejným zatížením, ale s geometrií dle projektové dokumentace. Upravovaly se rozměry jednotlivých polí, délky pilot, způsob podepření a zohlednila se i šikmost mostu. Když byly výsledky těchto dvou modelů postaveny vedle sebe, zjistilo se, že si absolutně neodpovídají. Proto byl vytvořen ještě jeden pomocný prutový 1D model, který více odpovídá skutečným délkovým rozměrům jednotlivých prvků a je podepřen stejně jako reálná konstrukce. Tento přizpůsobený model pomohl odhalit a eliminovat nedostatky, kterých bylo dopuštěno při výpočtu na deskostěně, kde existuje mnohem větší pravděpodobnost, že vznikne chyba například vlivem špatného napojení jednotlivých elementů a následně nepřesně vygenerovaná síť prvků.

S tímto prutovým modelem byly porovnávány vždy dvě výsledné hodnoty z modelu deskostěnového, extrémy a průměr. Průměrné výsledky na deskostěnovém modelu byly vždy přibližně o 30% menší než na prutovém. Extrémy hodnot byly naopak vyšší. V poli byl vzájemný rozdíl jen o 18%, ale rozdíly nad podporou byly značné, dosahovaly až 80%. Rozdíl je způsoben tím, že podpory jsou šikmé a nepodepírají konstrukci po celé šířce řezu. V těchto místech dochází ke koncentraci napětí a momenty nad podporou působící ve směru x jsou výrazně vyšší. Vzhledem k poměru šířky a délky

jednotlivých polí má šikmost podpor také výrazný vliv na posun hlavní konstrukce v ose z. Tupé rohy jsou si výrazně blíže, než kdyby byla konstrukce kolmo podepřená, proto posun ve svislém směru na deskostěnovém modelu je výrazně menší. Na deskostěnovém modelu je viditelné, že na rozích šikmých stojek při napojení na hlavní nosnou konstrukci vznikají výrazné maximální lokální tlaky, které výrazně převyšují skutečný tlak ve stojce. Pro jejich odstranění je vhodné vytvořit náběhy. Průměrný tlak ve stojce je přibližně o polovinu nižší než na modelu prutovém. Tuto odlišnost má na svědomí šikmost podpor a rozdílný posun hlavní nosné konstrukce ve svislém směru.

Na závěr byl vedle sebe postaven původní model z Nexisu a nejpřesnější deskostěnový. Rozdíly výsledků vznikaly ze stejných důvodů, ale ještě se výrazněji prohloubily. Průměrné hodnoty byly na deskostěnovém modelu nižší přibližně o 40%, maximální momenty nad podporou byly dvojnásobně vyšší. Jen maximální moment v poli vyšel shodně.

Průběhy vnitřních sil a deformací se po šířce mostu výrazně liší. Deskostěnový model upozornil na spoustu míst, kde by měla být zvýšena pozornost při dimenzování. Šikmost mostu i šikmost podpor zcela mění povahu chování konstrukce, proto prutový model, který není schopen tyto vlastnosti zahrnout do výpočtu, není příliš vhodný. Existence prutového modelu při výpočtu mostní konstrukce je ale velmi důležitá pro odhad předběžných výsledků a eliminaci chyb, které mohou lehce vzniknout na složitějším modelu.

Na závěr byla provedena modální analýza vlastních tvarů a kmitů konstrukce. Bylo ukázáno, že při zahrnutí odlišnosti hmotnosti konstrukce a její tuhosti jsou vlastní kmity obou modelů srovnatelné. Toto téma bylo jenom nastíněno a otevírá pomyslná dvířka pro diplomovou práci.

9 Seznam literatury

- [1] PEČÍNKOVÁ, Radka. *Most ev. č. 43327-3, Popůvky, okres Přerov, C SO 201, 10, Statický výpočet*, DSP, PDPS+SP. Ostrava: 2010, 64 s. Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o
- [2] PEČÍNKOVÁ, Radka. . *Most ev. č. 43327-3, Popůvky, okres Přerov., C SO 201, 01, Technická zpráva* DSP, PDPS+SP. Ostrava: 2010. Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o
- [3] PCHÁLEK, Petr. *Most ev. č. 43327-3, Popůvky, okres Přerov , C SO 201, 02-08, Výkresová dokumentace*. DSP, PDPS+SP. Ostrava: 2010. Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o
- [4] KUBZA Karel. *Most ev. č. 43327-3, Popůvky, okres Přerov*. RDS. Ostrava: 2012. Dopravoprojekt Ostrava spol. s.r.o
- [5] ČSN 73 6203 (736203). *Zatížení mostů*. Praha: Vydavatelství Úřadu pro normalizaci a měření, 1989. 86 s.
- [6] KOLÁŘ, V.-NĚMEC, I.-KANICKÝ, V. *FEM Principy a praxe metody konečných prvků*. Praha: Computer Press, 1997. 401 s. ISBN 80-7226-021-9
- [7] NEČAS, R. *Betonové mosty I*. Brno: VUT Brno, FAST, Ústav betonových a zděných konstrukcí, 25. 5. 2014. Přednáška, *Železobetonové deskové a trámové mosty*.
- [8] *Popis programu RFEM*, Praha: In.Software Dlubal s.r.o., 2012
- [9] Dlubal Software s.r.o. [online]. c2014, poslední aktualizace 23.5.2014 [cit 2014-05-24]. Dostupné z: < <http://www.dlubal.cz/rfem-5xx.aspx>>
- [10] Archiv fotek Správy silnic Olomouckého kraje, p.s.
- [11] Seznam.cz, a.s. [online]. c1996-2014, [cit 2014-05-24]. Dostupné z:< <http://www.mapy.cz/>>

10 Seznam obrázků

Obr. 2-1 Přehledná situace [11]	12
Obr. 2-2 Původní mostní konstrukce [10]	13
Obr. 2-3 Obnažená výztuž nosné konstrukce [10]	13
Obr. 2-6 Nová mostní konstrukce [10]	14
Obr. 2-4 Zatékání v oblasti krajních trámů [10]	14
Obr. 2-5 Původní konstrukce [10]	14
Obr. 2-7 Nová mostní konstrukce II [10]	16
Obr. 2-8 Vyztužení nosné konstrukce [10]	17
Obr. 2-9 Příprava na betonáž šikmých stojek [10]	17
Obr. 3-1 Schéma prutového 1D modelu v programu Nexis 32 [1]	18
Obr. 3-2 Rendering prutového 1D modelu v programu Nexis 32 [1]	18
Obr. 3-3 Rendering prutového 1D modelu v RFEMU	19
Obr. 3-4 Délkové rozměry prvků	19
Obr. 3-5 Jednotlivé prvky 1D modelu	20
Obr. 3-6 Prvek 1	20
Obr. 3-7 Materiálové charakteristiky pro beton C -/35	21
Obr. 3-8 Délkové rozměry upraveného 1D modelu	21
Obr. 3-9 Rozdělení materiálů (červeně - hlavní nosná konstrukce - beton C30/37; černě - opěry, šikmé stojky, piloty - beton C25/30)	22
Obr. 3-10 Materiálové charakteristiky pro beton C 30/37	22
Obr. 3-11 Materiálové charakteristiky pro beton C 25/30	23
Obr. 3-12 Rendering 2D deskostěnového modelu	23
Obr. 3-13 Rozdělení materiálů (červeně - hlavní nosná konstrukce, pilíře - beton C30/37; černě - opěry, šikmé stojky, piloty - beton C25/30)	25
Obr. 3-14 Typ prutu vetknutí - vetknutí	25
Obr. 4-1 Čtyřnáprava [5]	28
Obr. 4-2 Zatěžovací stav 21, prutový model	28
Obr. 4-3 Zatěžovací stav 25, deskostěnový model	29
Obr. 4-4 Seskupení I [5]	30
Obr. 4-5 Zatěžovací stav 15, prutového upraveného modelu	31
Obr. 4-6 Zatěžovací stav 96, deskostěnový model	31
Obr. 4-7 Prostup tepla po výšce průřezu	32
Obr. 4-8 Nerovnoměrné oteplení => roztažení (nahore), nerovnoměrné ochlazení => zkrácení ...	33
Obr. 4-9 Excentricita (od povrchu konstrukce k těžišti)	34
Obr. 4-10 Brzdné účinky na prutovém 1D modelu	34
Obr. 4-11 Brzdné účinky na deskostěnovém 2D modelu	34
Obr. 6-2 Moment od vlastní tíhy, RFEM	38
Obr. 6-1 Moment od vlastní tíhy, Nexis [1]	38
Obr. 6-3 Moment od celkové kombinace, Nexis [1]	39
Obr. 6-4 Moment od celkové kombinace, RFEM	39
Obr. 6-5 Prutový 1D model, moment M_y od vlastní tíhy	42

Obr. 6-6 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, hodnoty max a min.....	42
Obr. 6-7 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, podélné řezy.....	43
Obr. 6-8 Deskostěnový 2D model, moment m_x od vlastní tíhy, příčné řezy	43
Obr. 6-10 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od vlastní tíhy, maximální posun.....	44
Obr. 6-11 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od vlastní tíhy, jednotlivé řezy	44
Obr. 6-9 Prutový 1D model, posun v ose z od vlastní tíhy	44
Obr. 6-12 Prutový 1D model, normálové síly od vlastní tíhy, šikmé stojky	45
Obr. 6-13 Deskostěnový 2D model, normálové síly od vlastní tíhy, šikmé stojky,	45
Obr. 6-14 Deskostěnový 2D model, detail, šikmá stojka	45
Obr. 6-15 Prutový 1D model, moment M_y od čtyřnápravy.....	46
Obr. 6-16 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy, hodnoty max a min	46
Obr. 6-17 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy	47
Obr. 6-18 Deskostěnový 2D model, moment m_x od čtyřnápravy, příčný řez	47
Obr. 6-19 Prutový 1D model, moment M_y od hromadné kombinace	48
Obr. 6-20 Deskostěnový 2D model, moment m_x hromadné kombinace, hodnoty max a min	48
Obr. 6-21 Deskostěnový 2D model, moment m_x od hromadné kombinace, příčné řezy	48
Obr. 6-22 Prutový 1D model, posun v ose z od hromadné kombinace	49
Obr. 6-23 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od hromadné kombinace maximální posun.....	49
Obr. 6-24 Deskostěnový 2D model, posun v ose z od hromadné kombinace, jednotlivé řezy	49
Obr. 6-25 Prutový 1D model, normálové síly od hromadné kombinace, šikmé stojky	50
Obr. 6-26 Deskostěnový 2D model, normálové síly od hromadné kombinace, šikmé stojky	50
Obr. 6-27 Deskostěnový 2D model, detail, šikmá stojka	50
Obr. 6-28 Deskostěnový 2D model, moment m_y od vlastní tíhy, hodnoty max a min.....	51
Obr. 6-29 Deskostěnový 2D model, moment m_y od hromadné kombinace, hodnoty max a min ..	51
Obr. 6-30 Deskostěnový 2D model, kroutící moment m_{xy} od hromadné kombinace	52
Obr. 6-31 Deskostěnový 2D model, kroutící moment m_{xy} od vlastní tíhy	52
Obr. 7-1 Vlast. tv. č.1, $f = 2,19$ Hz.....	55
Obr. 7-2 Vlast. tv. č. 1, $f = 1,102$ Hz.....	55
Obr. 7-3 Vlast. tv. č. 3, $f = 5,84$ Hz.....	56
Obr. 7-4 Vlast. tv. č. 17, $f = 10,36$ Hz.....	56
Obr. 7-5 Vlast. tv. č. 4, $f = 8,995$ Hz.....	56
Obr. 7-6 Vlast. tv. č. 70, $f = 18,76$ Hz.....	56
Obr. 13-1 Půdorys [10].....	64
Obr. 13-2 Podélný řez [10]	65
Obr. 13-3 Příčný řez [10]	66
Obr. 13-4 Normálové síly od celkové kombinace, Nexis.....	71
Obr. 13-5 Normálové síly od celkové kombinace, RFEM	71
Obr. 13-6 Posouvající síly od celkové kombinace, Nexis.....	72
Obr. 13-7 Posouvající síly od celkové kombinace, RFEM.....	72
Obr. 13-8 Momenty od kombinace pohyb, Nexis.....	73
Obr. 13-9 Momenty od kombinace pohyb, RFEM	73
Obr. 13-10 Momenty od rovnoměrných teplot, Nexis	74
Obr. 13-11 Momenty od rovnoměrných teplot, RFEM.....	74
Obr. 13-12 Momenty od nerovnoměrných teplot, Nexis	75
Obr. 13-13 Momenty od nerovnoměrných teplot, RFEM.....	75

Obr. 13-14 Pomocný případ deformací teplotou.....	76
Obr. 13-15 Prutový nosník	80
Obr. 13-16 Deskový nosník, šikmé podpory	80
Obr. 13-17 Deskový nosník, kolmé podpory	80

11 Seznam tabulek

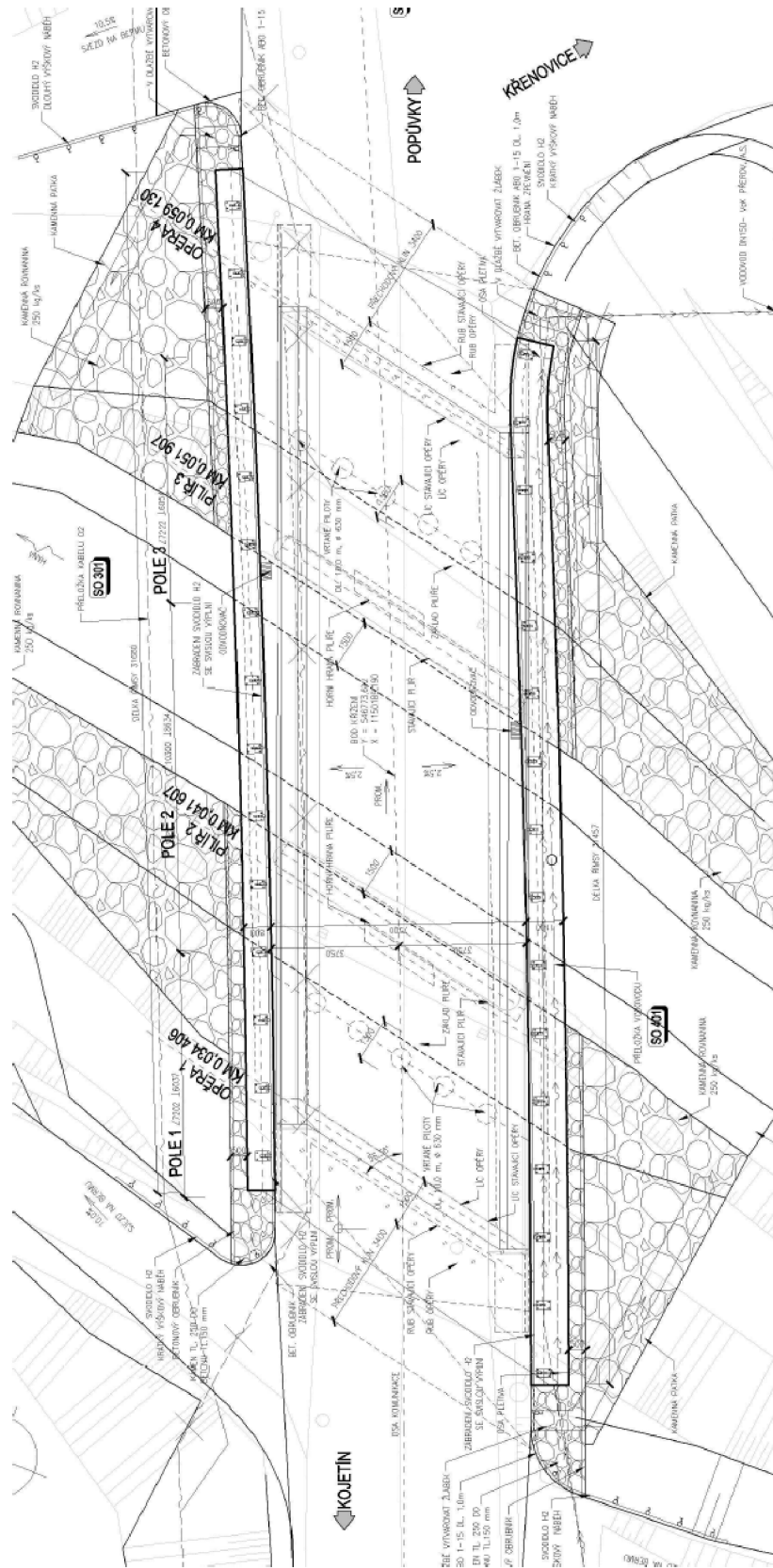
Tab. 2-1 Základní údaje o mostě	15
Tab. 3-1 Průřezy, prutový model	20
Tab. 3-2 Průřezy upraveného 1D modelu	22
Tab. 3-3 Délkové rozměry, deskostěnový model	24
Tab. 3-4 Průřezy, deskostěnový model	24
Tab. 6-1 Porovnání výsledků, Nexis a RFEM	36
Tab. 6-2 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model.....	40
Tab. 6-3 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, hmotnost.....	41
Tab. 6-4 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, moment m_x od vlastní tíhy	41
Tab. 6-5 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, posun v ose z od vlastní tíhy	43
Tab. 6-6 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, normálové síly od vlastní tíhy	45
Tab. 6-7 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, momenty od čtyřnápravy.....	46
Tab. 6-8 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, moment m_x od kombinace hromadné.....	47
Tab. 6-9 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový model, posun u_z od kombinace hromadné	49
Tab. 6-10 Porovnání výsledků, prutový a deskostěnový, normálové síly od kombinace hromadné	50
Tab. 6-11 Porovnání momentů m_x a m_y	51
Tab. 6-12 Porovnání momentů m_x a m_{xy}	52
Tab. 6-13 Porovnání výsledků Nexis a RFEM 2D model	53
Tab. 7-1 Vlastní tvary	54
Tab. 7-2 Posuny ve směru x, porovnání frekvencí	55
Tab. 13-1 Aritmetické průměry pro hlavní nosnou konstrukci	79
Tab. 13-2 Aritmetické průměry pro šikmé stojky.....	79
Tab. 13-3 Rozdíl posunů v ose z pro jednotlivé nosníky	80

12 Seznam symbolů

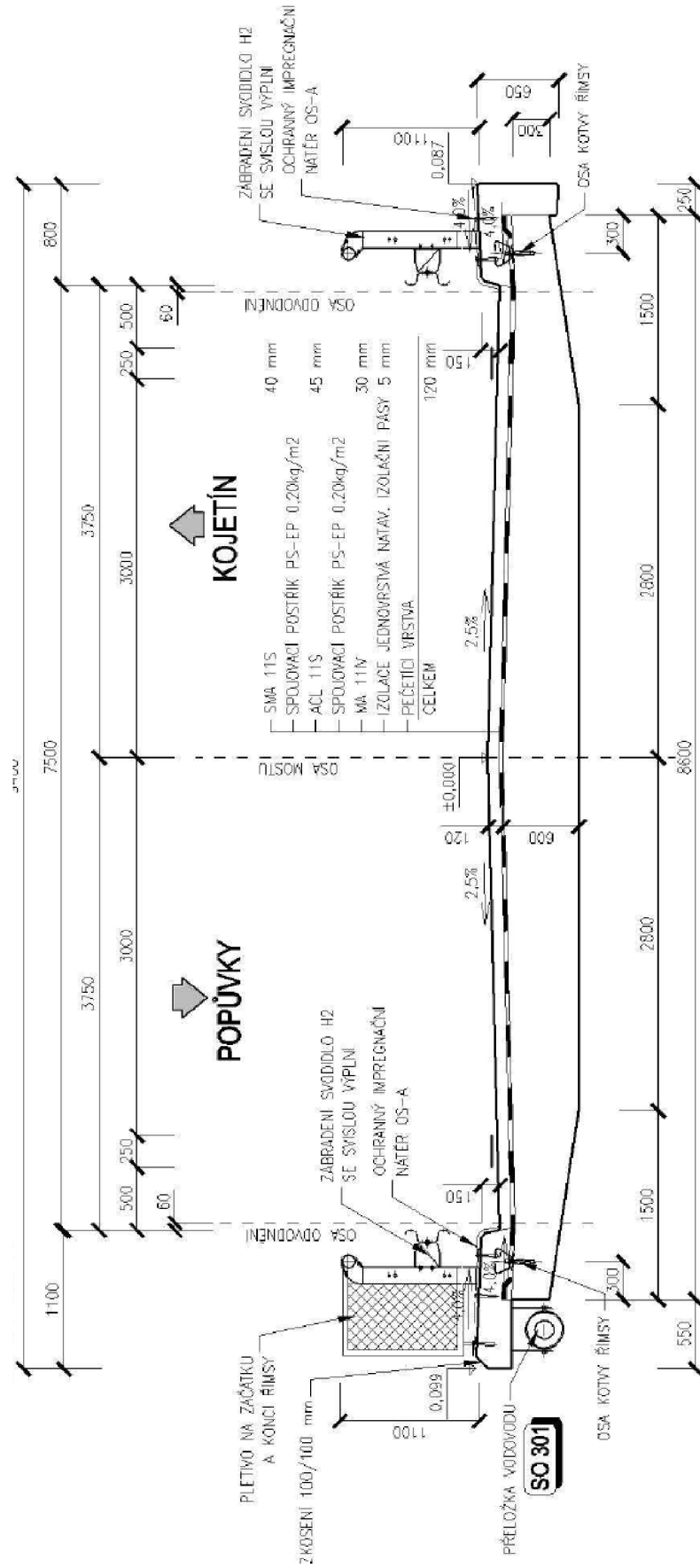
A	Osová plocha průřezu
A_z	Smyková plocha průřezu
I_y	Ohybový moment setrvačnosti
E	Modul pružnosti
G	Smykový modul
ν	Poissonův součinitel
γ	Měrná tíha
α	Součinitel teplotní roztažnosti
γ_M	Dílčí součinitel spolehlivosti
h	Výška
b	Šířka
L	Délka
d	Průměr
δ_r	Dynamický součinitel
F	Síla
t_f	Konvenční základní teplota
t_{max}	Maximální teplota
t_{min}	Minimální tepota
T_c	Ohřívání podél střednice
ΔT	Rozdíl teplot
e	Excentricita
M_y	Ohybový moment kolem osy y
m_x	Ohybový moment ve směru osy x na desce
m_y	Ohybový moment ve směru osy y na desce
m_{xy}	Kroutící moment
N	Normálové síly
n_y	Normálové síly ve směru y
V_z	Posouvající síly ve směru z
u_x	Posun v ose x
u_z	Posun v ose z
f_{me}	Faktor náhradních hmot
f	Vlastní frekvence
ω	Úhlová frekvence
k	Tuhost
m	Hmotnost

13 Přílohy

13.1 Výkres



Obr. 13-1 Půdorys [10]



Obr. 13-3 Příčný řez [10]

13.2 Zatěžovací stavy

13.2.1 Prutové 1D modely

Zatěž. stav	Označení zatěž. stavu	Souč.	Kombinační skupiny
ZS1	Vlastní tíha	1.0	Vlastní tíha
ZS2	Ostatní stálé	1.0	Ostatní stálé
ZS3	Rovoteplení	1.0	Vliv teploty
ZS4	Rovochlazení	1.0	Vliv teploty
ZS5	Nerovoteplení	1.0	Vliv teploty
ZS6	Nerovochlazení	1.0	Vliv teploty
ZS7	Pokles op1	1.0	Pokles podpor
ZS8	Pokles op4	1.0	Pokles podpor
ZS9	Pokles pil2	1.0	Pokles podpor
ZS10	Pokles pil3	1.0	Pokles podpor
ZS11	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min N	1.0	Čtyřnáprava
ZS12	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min Vz	1.0	Čtyřnáprava
ZS13	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min My	1.0	Čtyřnáprava
ZS14	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min ux	1.0	Čtyřnáprava
ZS15	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min uz	1.0	Čtyřnáprava
ZS16	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min fiy	1.0	Čtyřnáprava
ZS17	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max N	1.0	Čtyřnáprava
ZS18	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max Vz	1.0	Čtyřnáprava
ZS19	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max My	1.0	Čtyřnáprava
ZS20	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max ux	1.0	Čtyřnáprava
ZS21	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max uz	1.0	Čtyřnáprava
ZS22	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max fiy	1.0	Čtyřnáprava
ZS23	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min Rx	1.0	Čtyřnáprava
ZS24	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Min Rz	1.0	Čtyřnáprava
ZS25	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max Rx	1.0	Čtyřnáprava
ZS26	Imp1-čtyřnáprava, tř.A-Max Rz	1.0	Čtyřnáprava
ZS27	Imp2-seskupení I, tř.A-Min N	1.0	Seskupení I
ZS28	Imp2-seskupení I, tř.A-Min Vz	1.0	Seskupení I
ZS29	Imp2-seskupení I, tř.A-Min My	1.0	Seskupení I
ZS30	Imp2-seskupení I, tř.A-Min ux	1.0	Seskupení I
ZS31	Imp2-seskupení I, tř.A-Min uz	1.0	Seskupení I
ZS32	Imp2-seskupení I, tř.A-Min fiy	1.0	Seskupení I
ZS33	Imp2-seskupení I, tř.A-Max N	1.0	Seskupení I
ZS34	Imp2-seskupení I, tř.A-Max Vz	1.0	Seskupení I
ZS35	Imp2-seskupení I, tř.A-Max My	1.0	Seskupení I
ZS36	Imp2-seskupení I, tř.A-Max ux	1.0	Seskupení I
ZS37	Imp2-seskupení I, tř.A-Max uz	1.0	Seskupení I
ZS38	Imp2-seskupení I, tř.A-Max fiy	1.0	Seskupení I
ZS39	Imp2-seskupení I, tř.A-Min Rx	1.0	Seskupení I
ZS40	Imp2-seskupení I, tř.A-Min Rz	1.0	Seskupení I
ZS41	Imp2-seskupení I, tř.A-Max Rx	1.0	Seskupení I
ZS42	Imp2-seskupení I, tř.A-Max Rz	1.0	Seskupení I
ZS43	Brzdné	1.0	Brzdné
ZS44	Brzdné 2	1.0	Brzdné

13.2.2 Deskostěnové 2D modely

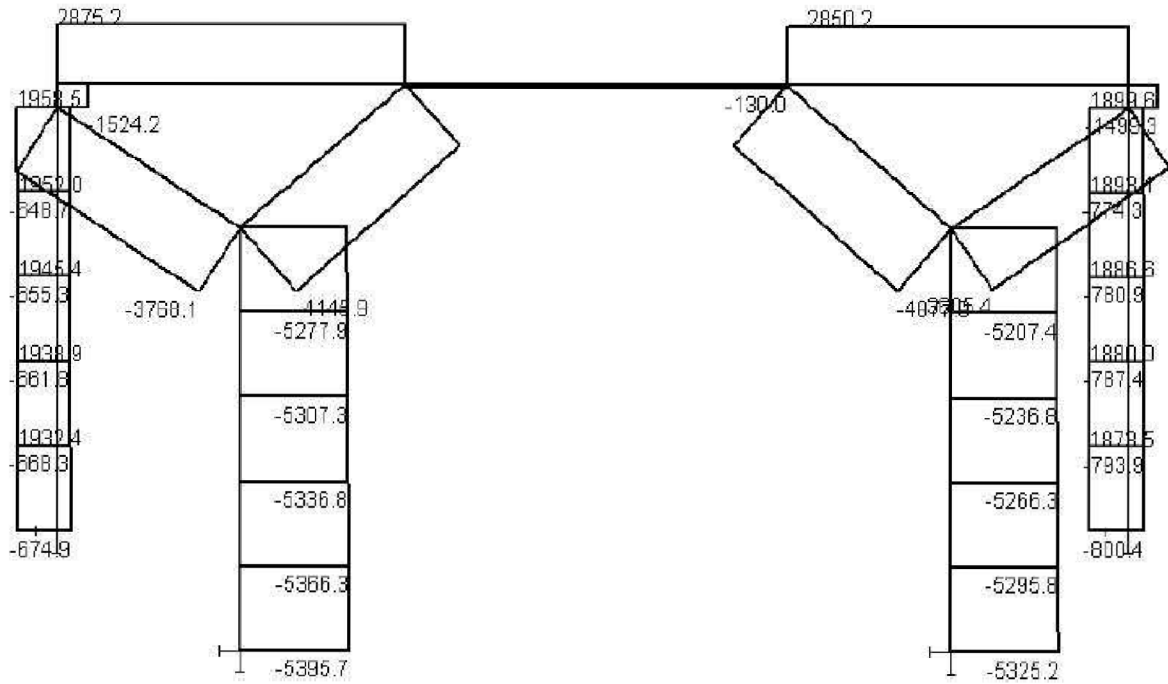
Zatěž. stav	Označení zatěž. stavu	Souč.	Kombinační skupiny
ZS1	Vlastní tíha	1.0	Vlastní tíha
ZS2	Ostatní stálé	1.0	Ostatní stálé
ZS3	Čtyřnáprava $x=-0,687\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS4	Čtyřnáprava $x=-0,187\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS5	Čtyřnáprava $x=0,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS6	Čtyřnáprava $x=0,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS7	Čtyřnáprava $x=1,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS8	Čtyřnáprava $x=1,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS9	Čtyřnáprava $x=2,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS10	Čtyřnáprava $x=2,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS11	Čtyřnáprava $x=3,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS12	Čtyřnáprava $x=3,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS13	Čtyřnáprava $x=4,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS14	Čtyřnáprava $x=4,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS15	Čtyřnáprava $x=5,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS16	Čtyřnáprava $x=5,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS17	Čtyřnáprava $x=6,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS18	Čtyřnáprava $x=6,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS19	Čtyřnáprava $x=7,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS20	Čtyřnáprava $x=7,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS21	Čtyřnáprava $x=8,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS22	Čtyřnáprava $x=-8,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS23	Čtyřnáprava $x=9,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS24	Čtyřnáprava $x=9,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS25	Čtyřnáprava $x=10,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS26	Čtyřnáprava $x=10,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS27	Čtyřnáprava $x=11,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS28	Čtyřnáprava $x=11,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS29	Čtyřnáprava $x=12,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS30	Čtyřnáprava $x=12,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS31	Čtyřnáprava $x=13,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS32	Čtyřnáprava $x=13,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS33	Čtyřnáprava $x=14,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS34	Čtyřnáprava $x=14,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS35	Čtyřnáprava $x=-15,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS36	Čtyřnáprava $x=15,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS37	Čtyřnáprava $x=16,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS38	Čtyřnáprava $x=16,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS39	Čtyřnáprava $x=17,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS40	Čtyřnáprava $x=17,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS41	Čtyřnáprava $x=18,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS42	Čtyřnáprava $x=18,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS43	Čtyřnáprava $x=19,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS44	Čtyřnáprava $x=19,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS45	Čtyřnáprava $x=20,313\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava
ZS46	Čtyřnáprava $x=20,813\text{m}$	1.0	Čtyřnáprava

Zatěž. stav	Označení zatěž. stavu	Souč.	Kombinační skupiny
ZS47	Čtyřnáprava x=21,313m	1.0	Čtyřnáprava
ZS48	Čtyřnáprava x=21,813m	1.0	Čtyřnáprava
ZS49	Čtyřnáprava x=22,313m	1.0	Čtyřnáprava
ZS50	Čtyřnáprava x=22,813m	1.0	Čtyřnáprava
ZS51	Čtyřnáprava x=23,313m	1.0	Čtyřnáprava
ZS52	Čtyřnáprava x=23,813m	1.0	Čtyřnáprava
ZS53	Čtyřnáprava x=24,313m	1.0	Čtyřnáprava
ZS54	Seskupení I x=-13,729m	1.0	Seskupení I
ZS55	Seskupení I x=-13,229m	1.0	Seskupení I
ZS56	Seskupení I x=-12,729m	1.0	Seskupení I
ZS57	Seskupení I x=-12,229m	1.0	Seskupení I
ZS58	Seskupení I x=-11,729m	1.0	Seskupení I
ZS59	Seskupení I x=-11,229m	1.0	Seskupení I
ZS60	Seskupení I x=-10,729m	1.0	Seskupení I
ZS61	Seskupení I x=-10,229m	1.0	Seskupení I
ZS62	Seskupení I x=-9,729m	1.0	Seskupení I
ZS63	Seskupení I x=-9,229m	1.0	Seskupení I
ZS64	Seskupení I x=-8,729m	1.0	Seskupení I
ZS65	Seskupení I x=-8,229m	1.0	Seskupení I
ZS66	Seskupení I x=-7,729m	1.0	Seskupení I
ZS67	Seskupení I x=-7,229m	1.0	Seskupení I
ZS68	Seskupení I x=-6,729m	1.0	Seskupení I
ZS69	Seskupení I x=-6,229m	1.0	Seskupení I
ZS70	Seskupení I x=-5,729m	1.0	Seskupení I
ZS71	Seskupení I x=-5,229m	1.0	Seskupení I
ZS72	Seskupení I x=-4,729m	1.0	Seskupení I
ZS73	Seskupení I x=-4,229m	1.0	Seskupení I
ZS74	Seskupení I x=-3,729m	1.0	Seskupení I
ZS75	Seskupení I x=-3,229m	1.0	Seskupení I
ZS76	Seskupení I x=-2,729m	1.0	Seskupení I
ZS77	Seskupení I x=-2,229m	1.0	Seskupení I
ZS78	Seskupení I x=-1,729m	1.0	Seskupení I
ZS79	Seskupení I x=-1,229m	1.0	Seskupení I
ZS80	Seskupení I x=-0,729m	1.0	Seskupení I
ZS81	Seskupení I x=-0,229m	1.0	Seskupení I
ZS82	Seskupení I x=0,271m	1.0	Seskupení I
ZS83	Seskupení I x=0,771m	1.0	Seskupení I
ZS84	Seskupení I x=1,271m	1.0	Seskupení I
ZS85	Seskupení I x=1,771m	1.0	Seskupení I
ZS86	Seskupení I x=2,271m	1.0	Seskupení I
ZS87	Seskupení I x=2,771m	1.0	Seskupení I
ZS88	Seskupení I x=3,271m	1.0	Seskupení I
ZS89	Seskupení I x=3,771m	1.0	Seskupení I
ZS90	Seskupení I x=4,271m	1.0	Seskupení I
ZS91	Seskupení I x=4,771m	1.0	Seskupení I
ZS92	Seskupení I x=5,271m	1.0	Seskupení I

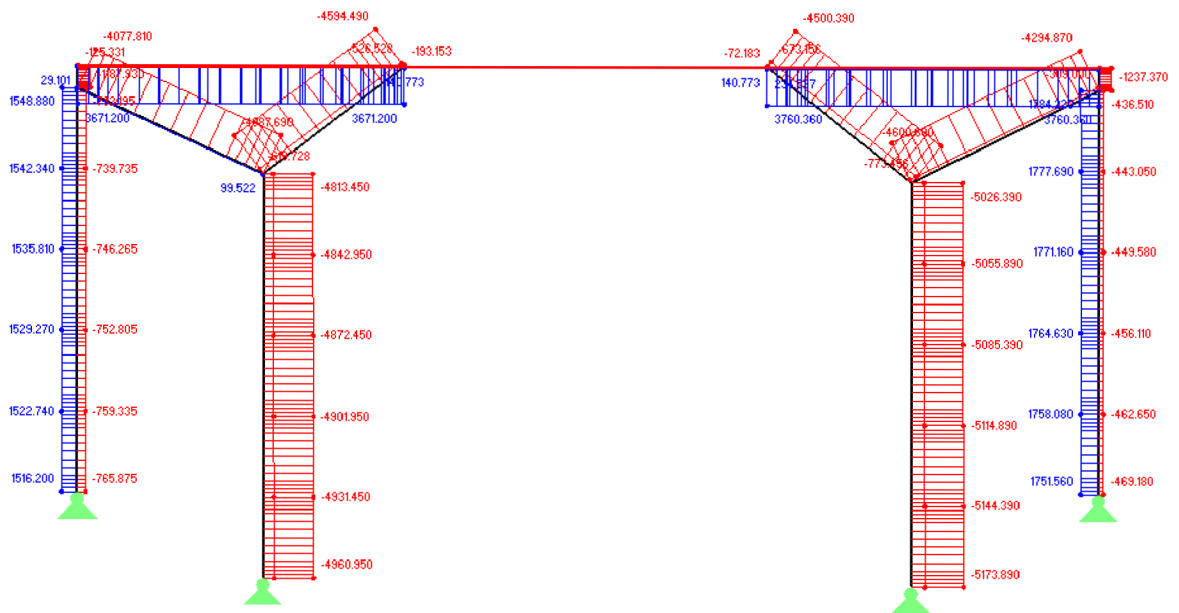
Zatěž. stav	Označení zatěž. stavu	Souč.	Kombinační skupiny
ZS93	Seskupení I x=5,771m	1.0	Seskupení I
ZS94	Seskupení I x=6,271m	1.0	Seskupení I
ZS95	Seskupení I x=6,771m	1.0	Seskupení I
ZS96	Seskupení I x=7,271m	1.0	Seskupení I
ZS97	Seskupení I x=7,771m	1.0	Seskupení I
ZS98	Rovn. oteplení	1.0	Vliv teploty
ZS99	Rovn. ochlazení	1.0	Vliv teploty
ZS100	Nerovn. oteplení	1.0	Vliv teploty
ZS101	Nerovn. ochlazení	1.0	Vliv teploty
ZS102	Brzdné I	1.0	Brzdné
ZS103	Brzdné II	1.0	Brzdné
ZS104	Pokles op. I	1.0	Pokles podpor
ZS105	Pokles op. IV	1.0	Pokles podpor
ZS106	Pokles pil. II	1.0	Pokles podpor
ZS107	Pokles pil. III	1.0	Pokles podpor

13.3 Porovnání vnitřních sil, podklady z Nexisu a 1D modelu v RFEMu

13.3.1 Normálové síly od kombinace celkové

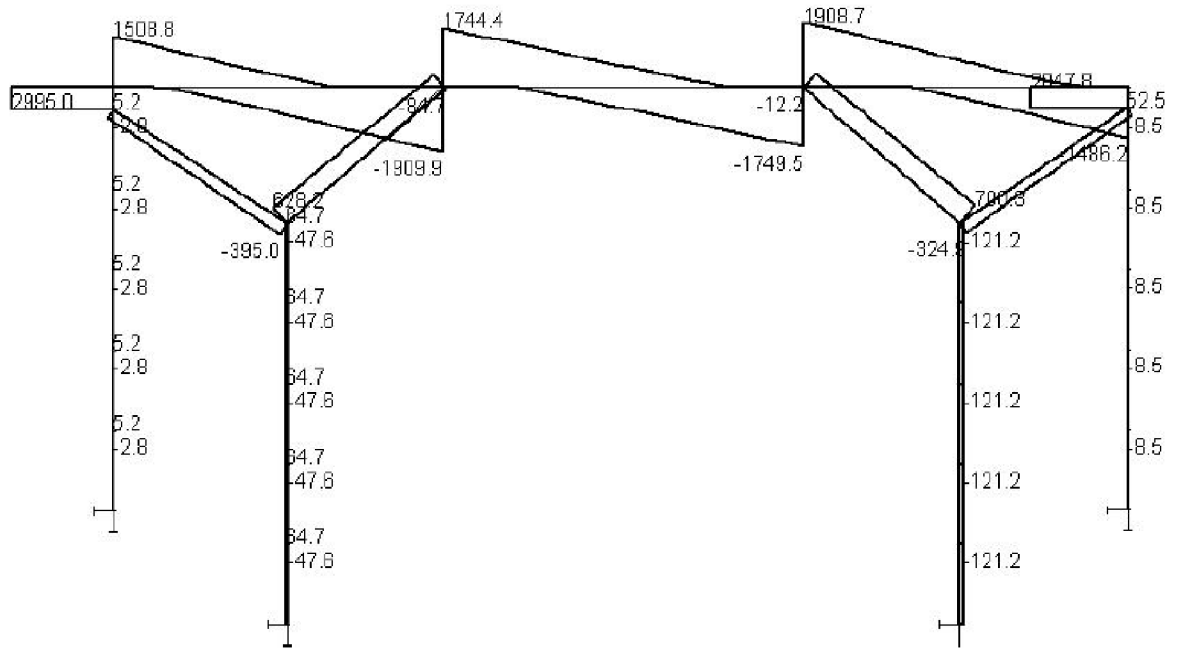


Obr. 13-4 Normálové síly od celkové kombinace, Nexis

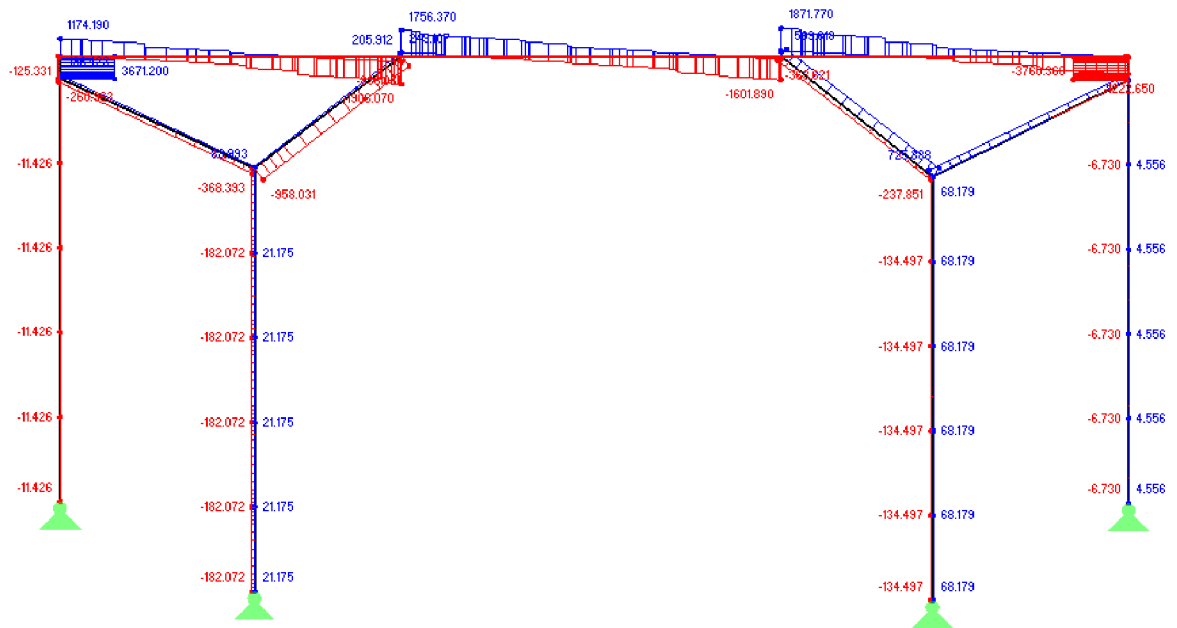


Obr. 13-5 Normálové síly od celkové kombinace, RFEM

13.3.2 Posouvající síly od kombinace celkové

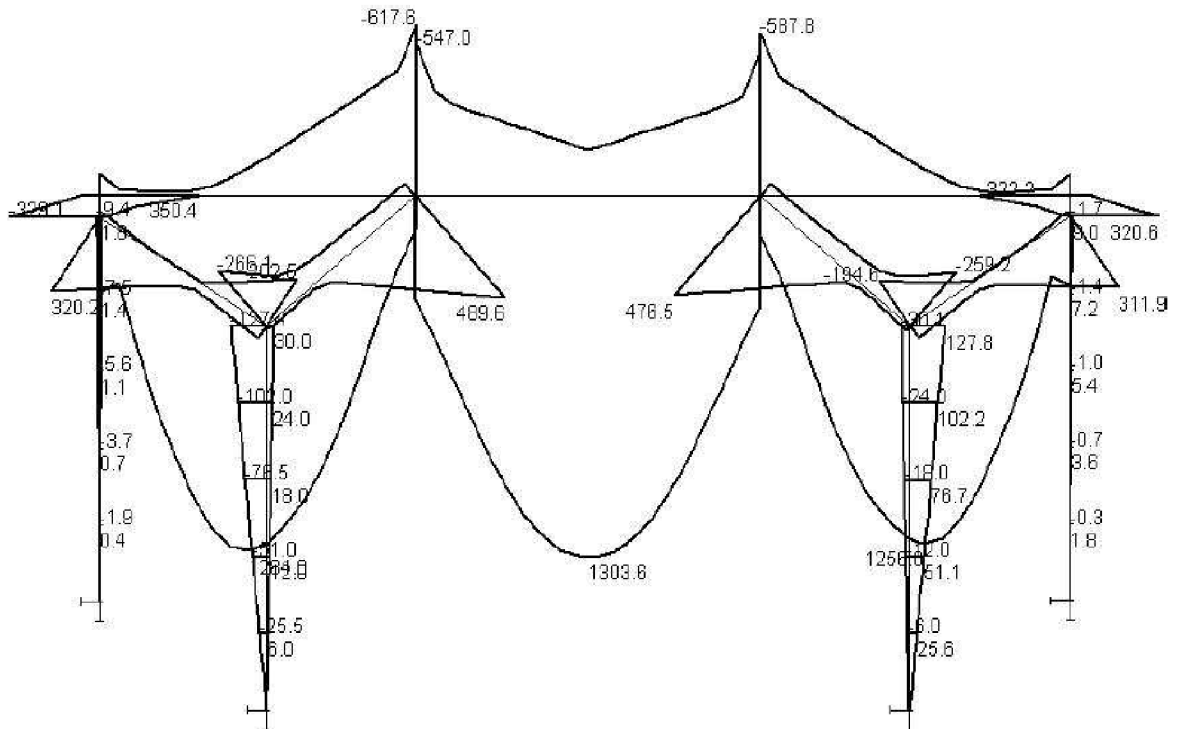


Obr. 13-6 Posouvající síly od celkové kombinace, Nexis

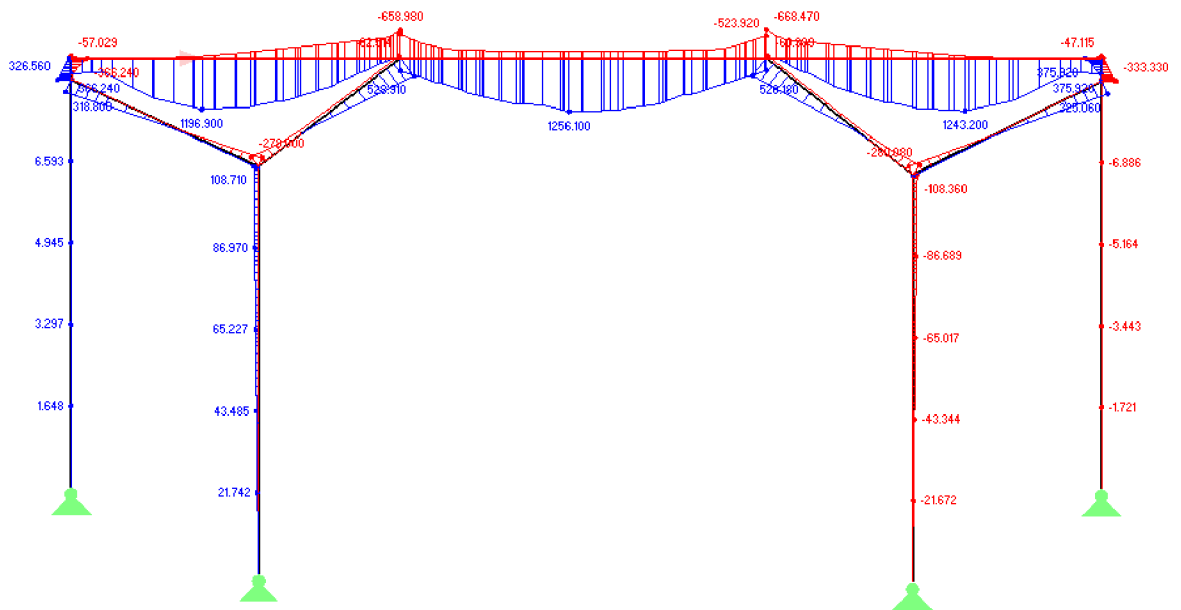


Obr. 13-7 Posouvající síly od celkové kombinace, RFEM

13.3.3 Momenty od kombinace pohyb

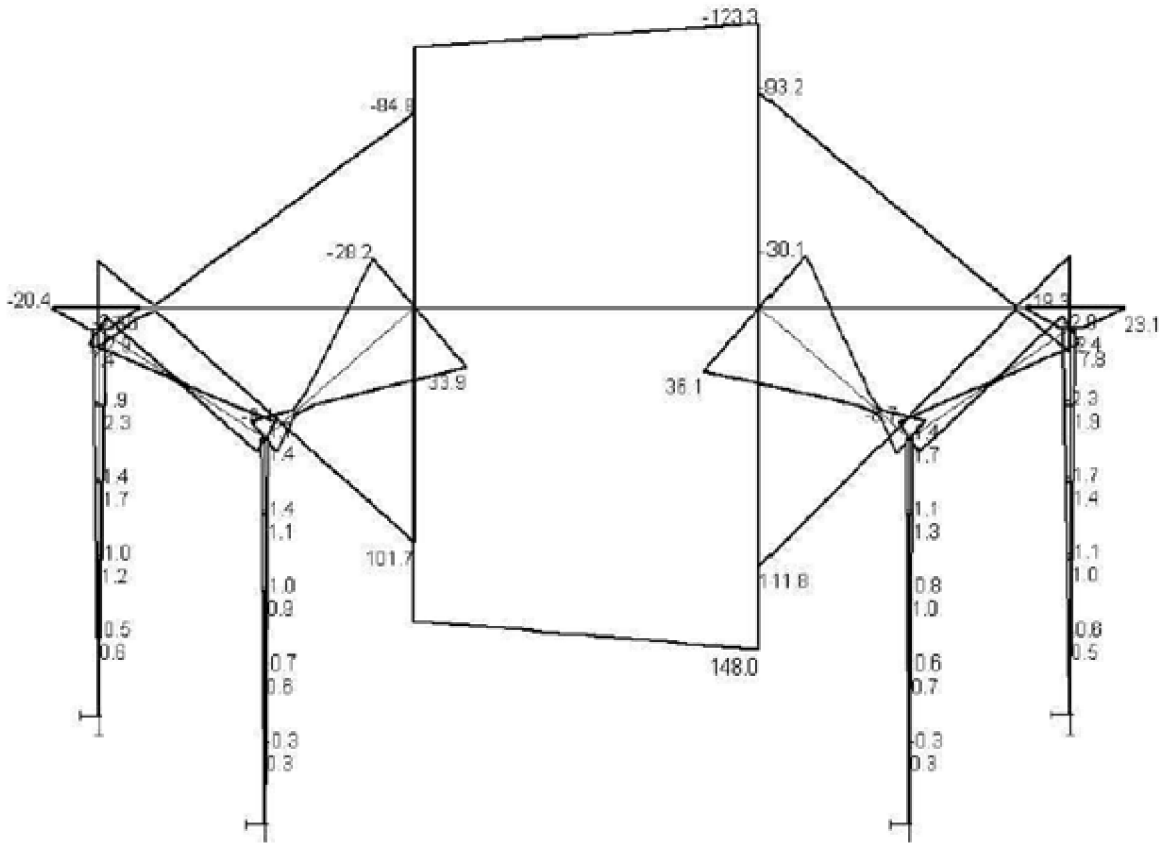


Obr. 13-8 Momenty od kombinace pohyb, Nexis

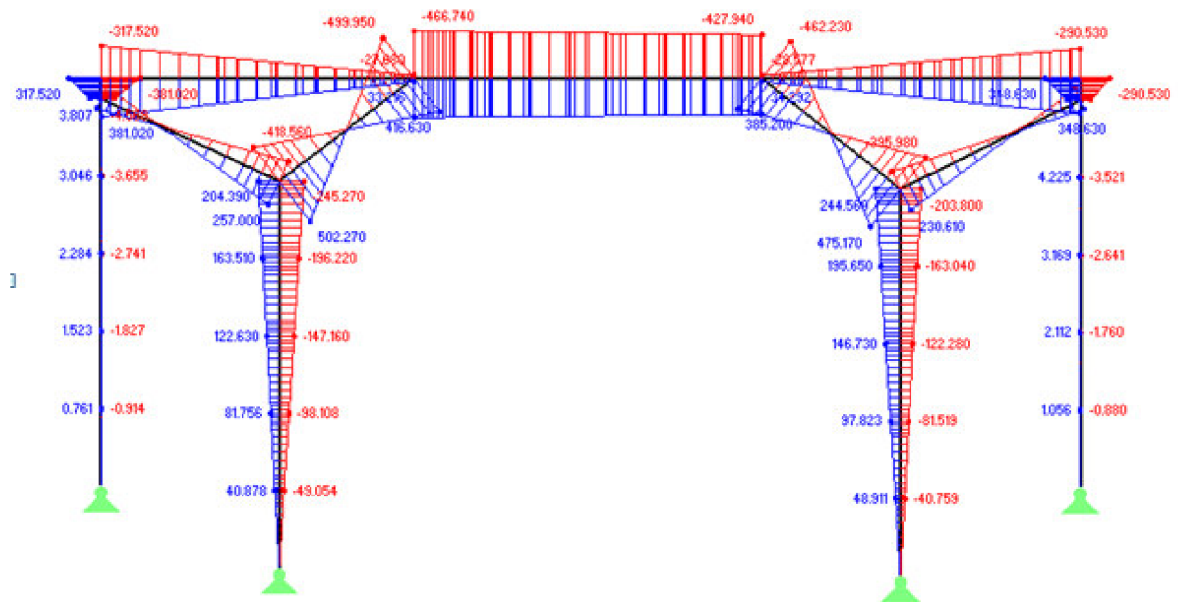


Obr. 13-9 Momenty od kombinace pohyb, RFEM

13.3.4 Momenty od rovnoměrných teplot

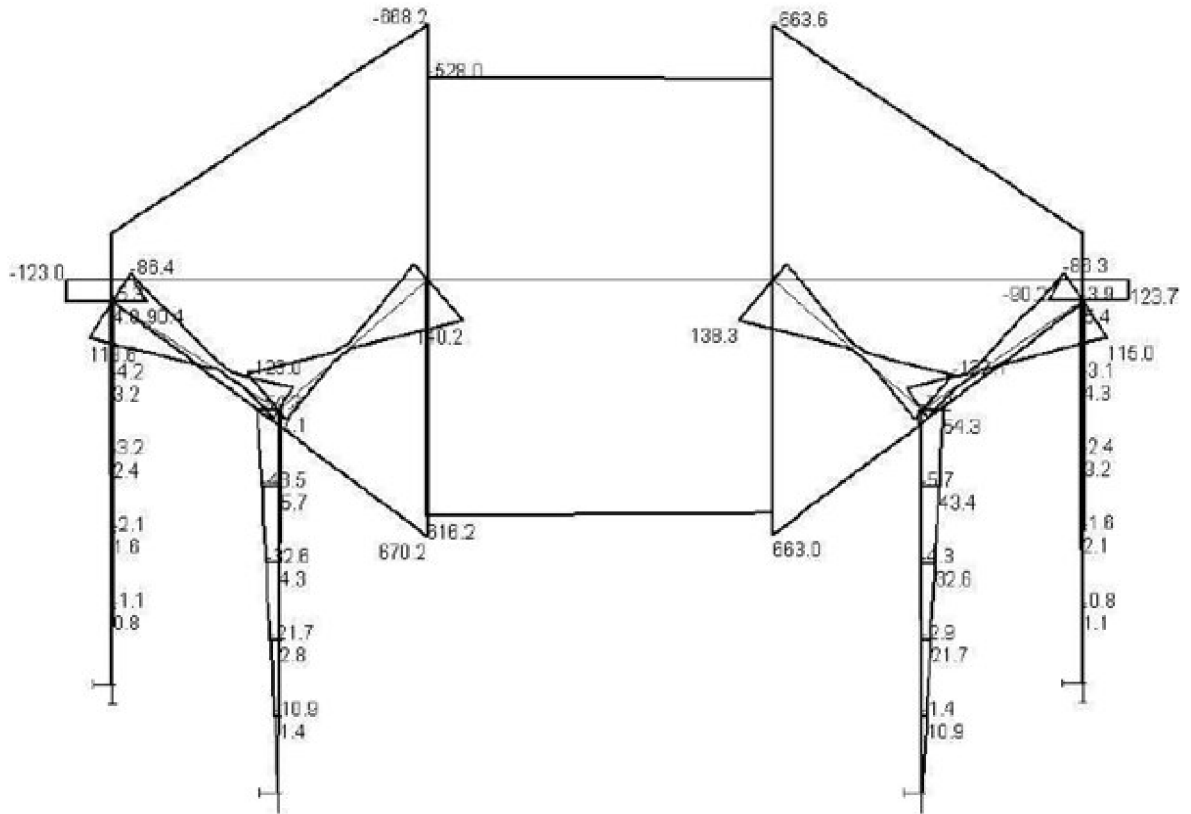


Obr. 13-10 Momenty od rovnoměrných teplot, Nexis

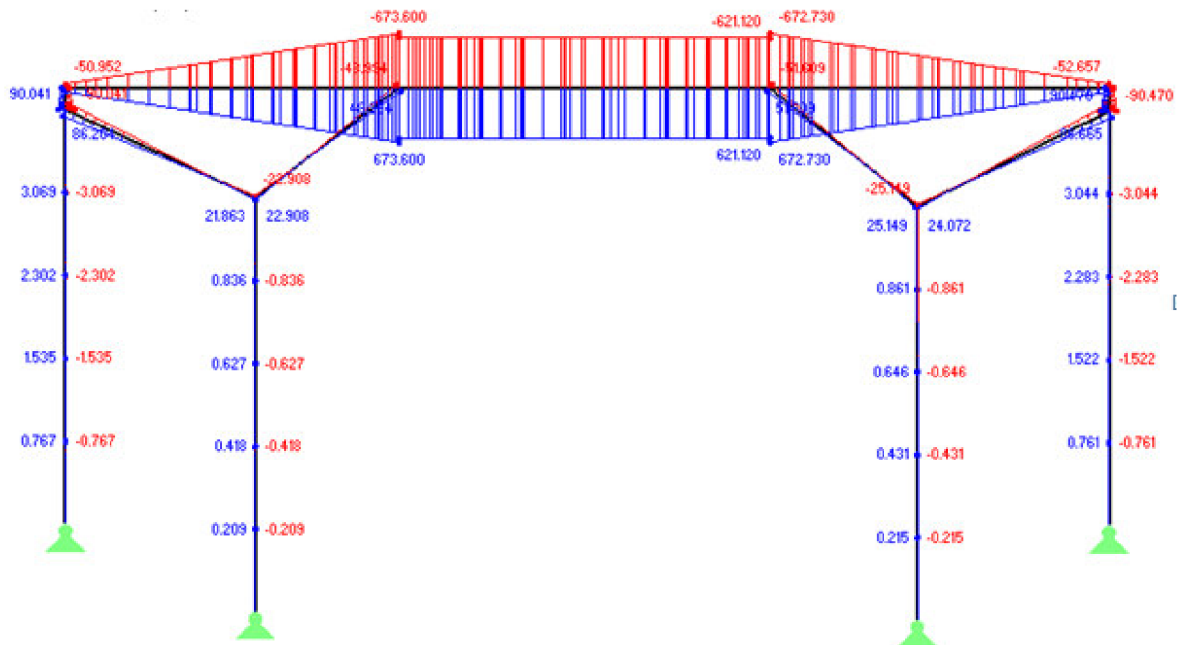


Obr. 13-11 Momenty od rovnoměrných teplot, RFEM

13.3.5 Momenty od nerovnoměrných teplot



Obr. 13-12 Momenty od nerovnoměrných teplot, Nexis

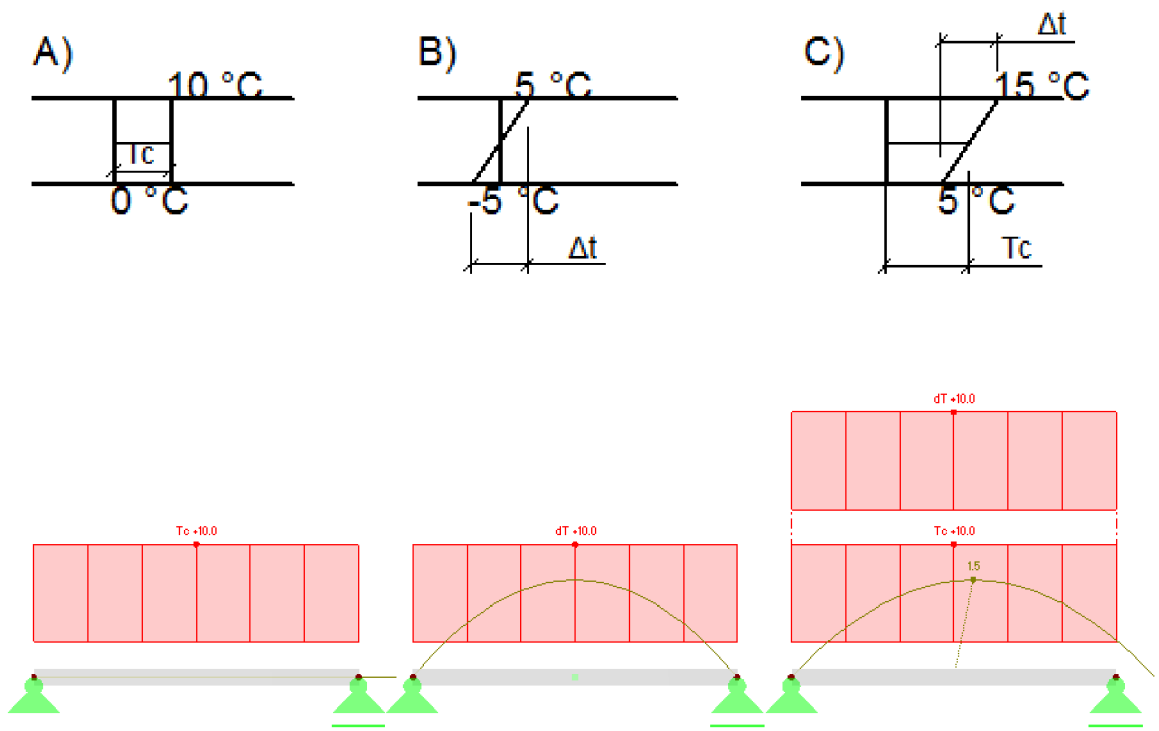


Obr. 13-13 Momenty od nerovnoměrných teplot, RFEM

13.4 Pomocné příklady, teplota

13.4.1 Rovnoměrné a nerovnoměrné oteplení

V následujících příkladech je ověřeno, jakým způsobem se deformují konstrukce, které jsou zatíženy teplotou. V případě A je konstrukce zahřívána konstantně podél střednice teplotou 10°C. V případě B je horní povrch (5°C) teplejší než dolní povrch (-5°C), ale konstrukce není zahřívána podél střednice. Příklad C je mix A+B.



Obr.13-14 Pomocný případ deformací teplotou

V případě A se konstrukce pouze prodloužila. V případě B, kdy je ohřívání podél střednice rovno nule a horní vlákna jsou teplejší než dolní, se konstrukce ohnula. V posledním případě C je teplota střednice 10°C a rozdíl horních a dolních vláken je 10°C se konstrukce prodloužila i prohnula.

13.4.2 Rovnoměrné oteplení

Při rovnoměrném zatížení se prut pouze prodlouží. V následujícím případě je posunu bráněno dvěma neposuvnými podporami, Proto vzniká na konstrukci tlaková normálová síla N .

$$L = 6 \text{ m}$$

$$E = 27 \text{ GPa}$$

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

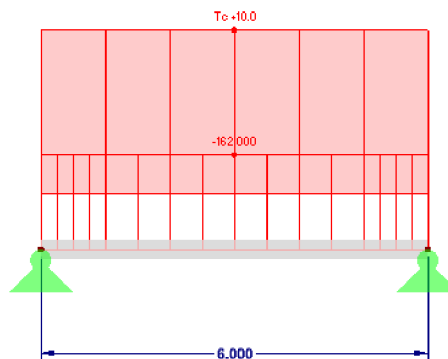
$$\Delta t_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$A = 0,06 \text{ m}^2$$

$$\Delta L = L \alpha_T \Delta t_0 = 6,0 \cdot 1,0 \cdot 10^{-5} \cdot 10 = 0,0006 \text{ m}$$

$$\Delta L = \frac{NL}{EA}; \quad N_{RUČNĚ} = \frac{\Delta LEA}{L} = \frac{0,0006 \cdot 27 \cdot 10^9 \cdot 0,06}{6} = 162\,000 \text{ N} = 162,0 \text{ kN}$$

RFEM



$$N_{RFEM} = 162,0 \text{ kN}$$

Výsledky z ručního výpočtu i RFEMu se shodují. Normálová síla se rovná $N = 162,0$ kN. Bylo ověřeno jakým principem RFEM počítá rovnoměrné oteplení (ochlazení) po výšce průřezu. Z toho lze usuzovat, že zatížení v analýze popůvského mostu je zadáno správně.

13.4.3 Nerovnoměrné oteplení

Ruční výpočet

$$L_1 = 6 \text{ m}$$

$$E = 30 \text{ GPa}$$

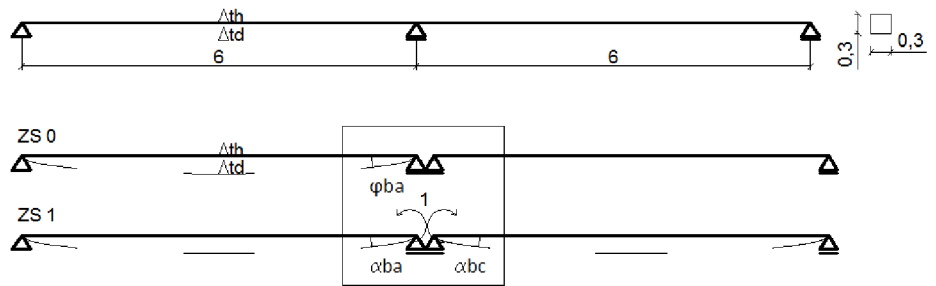
$$\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\Delta t_h = 30 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta t_d = 20 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta t_1 = \Delta t_d - \Delta t_h = -10 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot 0,3^3 = 0,000 \text{ 675 m}^4$$



Konstrukce je 1x staticky neurčitá

Třímomentová rovnice

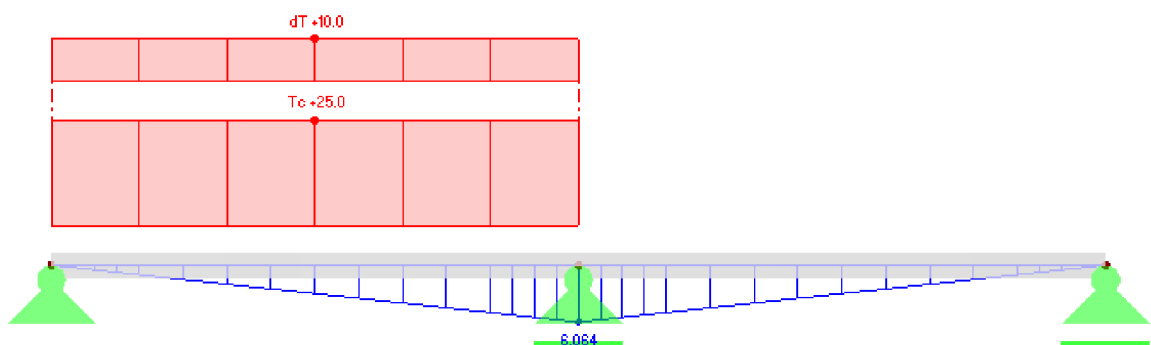
$$\varphi_{ba} + M_b(\alpha_{ba} + \alpha_{bc}) = 0; \quad \alpha_{ba} = \alpha_{bc}$$

$$\varphi_{ba} = \frac{\alpha_T \Delta t L_1}{2h} = \frac{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (-10) \cdot 6}{2 \cdot 0,3} = -0,0012 \text{ rad}$$

$$\alpha_{ba} = \frac{L}{3EI} = \frac{6}{3 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0,000675} = 0,99 \cdot 10^{-4}$$

$$M_{b,RUČNĚ} = 6,06 \text{ kNm}$$

RFEM



$$M_{b,RFEM} = 6,064 \text{ kNm}$$

Výsledky z ručního výpočtu i RFEMu se shodují, $M_b = 6,06 \text{ kNm}$. Bylo ověřeno jakým principem RFEM počítá nerovnoměrné zatížení teplotou.

13.5 Aritmetický průměr

V tabulkách jsou zobrazeny hodnoty pro vybrané vnitřní síly v příčných nebo podélných řezech.

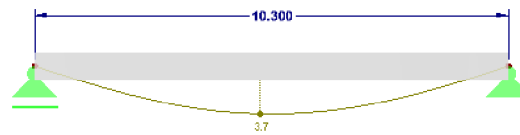
Tab. 13-1 Aritmetické průměry pro hlavní nosnou konstrukci

Č.	Kombinace	Vnitřní síla, deformace	ŘEZY							Aritmetický průměr
			0	1.61	3.22	4.83	6.44	8.05	9.66	
2	Vlastní tíha	M v poli	11.865	56.439	90.998	96.457	90.860	56.586	11.792	59.285
3	Vlastní tíha	M podpora	3.916	-16.128	-125.112	-141.616	-171.696	-36.873	-2.924	-70.062
	*M nad podp., rozn. š. 6.283 m		-	-16.128	-125.112	-141.616	-171.696	-36.873	-	-98.285
6	Čtyřnáprava	M v poli	16.259	86.168	157.766	166.754	162.711	94.056	18.520	100.319
7	Čtyřnáprava	M podpora	3.956	-22.377	-131.558	-154.037	-112.137	-55.237	-14.105	-69.356
8	Komb. hromadná	M v poli	55.649	215.877	361.631	369.524	360.207	229.621	62.558	236.438
9	Komb. hromadná	M podpora	-16.880	-107.417	-403.158	-397.948	-467.199	-175.948	-50.798	-231.335

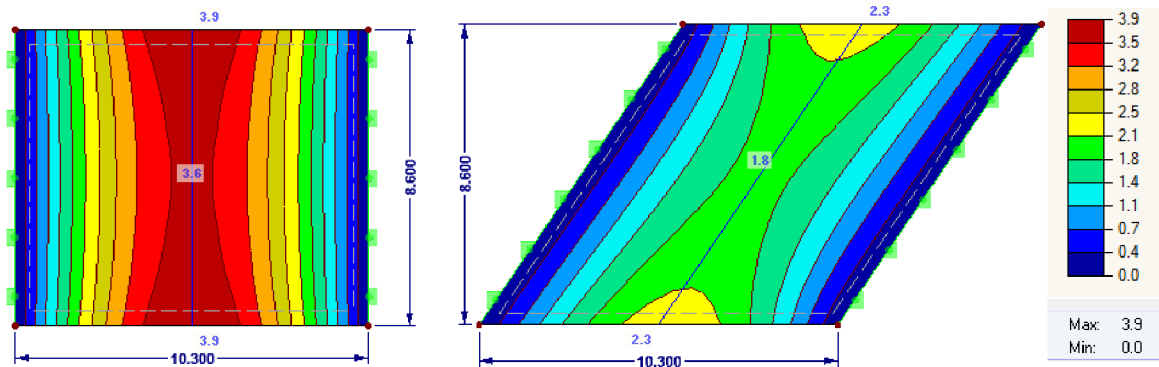
Tab. 13-2 Aritmetické průměry pro šikmé stojky

	Kombinace	Vnitřní síla, deformace	ŘEZY					Aritmetický průměr
			0	1.14	2.28	3.42	4.56	
5	Vlastní tíha	N/n _y šikmé stojky	-176.18	-413.066	-537.735	-483.719	-281.849	-378.5098
11	Komb. hromadná	N/n _y šikmé stojky	-663.158	-1281.503	-1368.62	-1183.187	-774.856	-1054.2648

13.6 Pomocný příklad, posun v ose z



Obr. 13-15 Prutový nosník



Obr. 13-17 Deskový nosník, kolmé podpory

Obr. 13-18 Deskový nosník, šikmé podpory

Tento pomocný příklad byl vypracován z důvodu, aby bylo dokázáno, že šikmost podpor má vliv na posun v ose z. Byly vymodelovány tři prostě podepřené nosníky (desky) délky 10,3 m. První nosník je prutový (Obr. 13-15), druhý deskový s kolmými podporami (Obr. 13-17) a poslední je deskový se šikmými podporami (Obr. 13-16). Průřez je pro všechny stejný (š. 8,6 m, h. 0,6 m). Rozměry prvků přibližně odpovídají střednímu poli mostu v Popůvkách. Nosník a desky jsou zatíženy pouze vlastní tíhou. Výsledný posun pro šikmé podpory je přibližně dvakrát menší než ve zbývajících dvou variantách. Domněnka vlivu šikmosti podpor byla potvrzena

Tab. 13-3 Rozdíl posunů v ose z pro jednotlivé nosníky

	Prutový model	Deskový model, kolmé podpory	Deskový model, šikmé podpory
Posun v ose z, uprostřed pole [mm]	3.7	3.6	1.8
Posun v ose z, kraj pole [mm]	-	3.9	2.7