

Zhotovitel:
AF-CITYPLAN s.r.o.

Datum
06/2017

Zastoupený:
Ing. Petr Košan

Číslo zakázky
16-22-021

Autorský kolektiv
Ing. J. Švarc
Ing. Eva Dragounová
Jaroslav Zavadil, DiS.
Zlata Bradáčová, DiS.
Andrea Mašková
Ing. Tomáš Kubín
Kontrola:
Ing. Igor Bálik

Objednatel:
Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, příspěvková organizace
Zborovská 11, 150 21 Praha 5
Zastoupený
Ing. J.Čapek

III/3394 Petrovice I, most ev.č 3394-1



Obsah

1	Identifikační údaje	4
2	Základní údaje o mostním objektu	5
3	Podklady	5
4	Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění	5
1.1	Účel mostu a požadavky na jeho řešení	5
1.2	Zdůvodnění stavby	6
1.3	Charakter přemostované překážky a převáděné komunikace	6
1.4	Územní podmínky	7
2	Předpoklady výpočtu	7
2.1	Obecné předpoklady výpočtu	7
2.2	Geotechnické podmínky	7
2.3	Založení a spodní stavba	7
2.4	Nosná konstrukce	8
2.5	Mostní svršek	9
2.6	Mostní vybavení	9
2.7	Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce	10
3	Geometrie	12
3.1	Tvar konstrukce	12
3.2	Model nosné konstrukce	16
3.3	Údaje o konstrukci	16
3.3.1	Výpis zadaných materiálů:	17
3.3.2	Výpis zadaných průřezů:	17
3.3.3	Výpis uzlů a elementů - parametry:	17
3.4	Postup výpočtu	17
3.5	Okrajové podmínky	17
3.6	Etapy výstavby a vnášení zatížení	17
3.6.1	Výstavba klenby	17
3.6.2	Výstavba čelních zdí	18
3.6.3	Výstavba spřahující desky	18
3.6.4	Dokončení mostu	18
3.6.5	Provoz mostu	18
4	Zatížení konstrukce	19
4.1	Stálé zatížení	19
4.1.1	Vlastní tíha nosné konstrukce	19
4.1.2	Ostatní stálá zatížení	19
4.1.3	Ostatní stálá zatížení – sedání základů	20
4.1.4	Ostatní stálá zatížení – tlak zeminy	20
4.2	Nahodilá zatížení	20
4.2.1	Nahodilé zatížení sněhem	20
4.2.2	Nahodilé zatížení větrem	20
4.2.3	Nahodilé zatížení teplotou	20
4.2.4	Nahodilé zatížení dopravou	21
4.2.5	Model zatížení 1 (LM1)	21
4.2.6	Roznos LM1	21
4.2.7	Dvounáprava (TS) v $\frac{1}{4}$ rozpětí	22
4.2.8	Dvounáprava (TS) v $\frac{1}{2}$ rozpětí	23
4.2.9	Model zatížení 2 (LM2)	23
4.2.10	Model zatížení 3 (LM3)	24
4.2.11	Roznos LM3	24
4.2.12	Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí)	25
4.2.13	Brzdné a rozjezdové síly	25
4.2.14	Odstředivé a jiné příčné síly	25



5 Sestavené zatěžovací stavy	25
5.1 Výpis zatěžovacích stavů	25
5.2 Zatěžovací stavy	26
5.3 Výpis kombinací	30
6 Výpočet vnitřních sil	30
6.1 Kombinace vnitřních sil	30
6.1.1 Mezní stavy únosnosti (MSÚ)	30
Mimořádná kombinace zatížení	30
6.1.2 Mezní stavy použitelnosti – MSP	31
6.1.3 Hodnoty součinitelů	31
6.2 Vnitřní síly	32
6.2.1 MSÚ, uvedení do provozu – podélný řez středem mostu	32
6.2.2 MSÚ, uvedení do provozu – podélný řez okrajem mostu	33
6.2.3 MSÚ, konec životnosti – podélný řez středem mostu	35
6.2.4 MSÚ, konec životnosti – podélný řez okrajem mostu	36
6.2.5 MSÚ – spřahující deska v příčném směru	38
6.2.6 MSÚ mimořádná	39
7 Posouzení nosné konstrukce	40
7.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSP	40
7.1.1 Omezení napětí	40
7.1.2 Výpočet průhybu	42
7.1.3 Omezení trhlin ve spřahující desce	42
7.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSÚ	43
7.2.1 Posouzení zdiva klenby	43
7.2.2 Posouzení konzoly spřahující desky	44
7.2.3 Posouzení spřahující desky na min. vyztužení pro železobeton	45
7.2.4 Posouzení smyku	45
7.2.5 Posouzení na únavu	46
7.3 Shrnutí vyztužení	46
8 Založení mostu	46
8.1 Všeobecně	46
8.2 Zatížení opěry	46
8.2.1 Opěra	47
8.2.2 Zemní tlak	47
8.2.3 Reakce z klenby	48
8.3 Kombinace zatížení	49
8.4 Posouzení únosnosti plošného základu	49
9 Křídlo	53
9.1 Geometrie	53
9.2 Zatížení	53
9.2.1 Stálé zatížení	53
9.2.2 Proměnné zatížení	54
9.3 Posouzení úhlové zdi	54
9.3.1 Zatížení	59
9.3.2 Zatěžovací stavy	60
9.3.3 Vnitřní síly	60
9.3.4 Posouzení na ohyb	61
9.3.5 Shrnutí navržené výztuže	61



1 Identifikační údaje

Stavba:	III/3394 Petrovice I, most ev.č 3394-1
Objekt:	SO 201 most ev.č. 3394-1
Stupeň PD:	Dokumentace pro stavební povolení – DSP Projektová dokumentace pro provedení stavby – PDPS
Obec:	Červené Janovice
Katastrální území:	Chvalov u Červených Janovic (620866) Újezdec (720241)
Kraj:	Středočeský kraj
Investor:	Krajská správa a údržba silnic Středočeského kraje, příspěvková organizace Zborovská 81/11, 150 00 Praha 5
Projektant:	AF-CITYPLAN s.r.o. Magistrů 1275/13, 140 00 Praha 4
Zodpovědný projektant:	Ing. Jíří .Švarc telefon: +420 778 543 860 e-mail: jiri.svarc@afconsult.com
Převáděná komunikace:	komunikace III/3394
Staničení:	km 2,672
Přemostovaná překážka:	Paběnický potok
Úhel křížení:	90,0 °



2 Základní údaje o mostním objektu

Charakteristika mostu dle ČSN 73 6200, kap. 4:

- kap. 4.1 **most** na pozemní komunikaci
- kap. 4.2 přes vodoteč
- kap. 4.3 o jednom otvoru, poli
- kap. 4.4 s mostovkou v jedné úrovni (jednopodlažní)
- kap. 4.5 s horní mostovkou
- kap. 4.6 bez přesypávky
- kap. 4.7 nepohyblivý
- kap. 4.8 trvalý
- kap. 4.9 -
- kap. 4.10 Částečně v oblouku a v přímé
- kap. 4.11 šikmý
- kap. 4.12 Kamenný
- kap. 4.13 s ohybově tuhou konstrukcí
- kap. 4.14 klenbový
- kap. 4.15 s neomezenou volnou výškou
- kap. 4.16 otevřeně uspořádaný

Délka přemostění	7,5 m
Délka mostu	25,66 m
Rozpětí jednotlivých polí	8,00 m kolmo
Délka nosné konstrukce	13,37 m kolmo
Šířka mostu	8,40 m
Plocha nosné konstrukce	$13,37 \times 7,80 = 104,486 \text{ m}^2$
Šikmost mostu	kolmý 90°
Volná šířka mostu	6,80 m
Šířka průchozího prostoru	-
Stavební výška	1,48 m
Výška mostu nad terénem	5,52 m
Zatížení mostu	zatížení dle ČSN EN 1991-2, skupina pozemních komunikací 1

3 Podklady

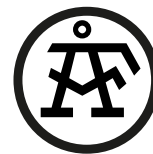
Pro zpracování dokumentace byly použity následující podklady:

- a) Geodetické zaměření
- b) HPM mostního objektu provedená Ing. Davidem Křemečkem, v září 2014
- c) Diagnostický průzkum mostu ev.č.3394-1 u obce Plhov PETROVICE I
- d) Fotodokumentace

4 Zdůvodnění stavby mostu a jeho umístění

1.1 Účel mostu a požadavky na jeho řešení

Účelem mostu je převedení komunikace III/3394 přes Paběnický potok v extravilánu mezi obcemi Petrovice I a Plhov. Požadavky na jeho řešení vyplývají jednak z platných norem a dále z požadavku investora stavby na minimální šířkové uspořádání komunikace na mostě.



1.2 Zdůvodnění stavby

Stavba je vyvolána nutností řešit nevyhovující stavebně technický stav stávajícího mostního objektu. Dle závěrů hlavní prohlídky mostu, provedené Ing. Davidem Křemečkem, v září 2014, je spodní stavba mostu zařazena do stavebního stavu V – špatný, koeficient stavebního stavu $a = 0,6$. Nosná konstrukce mostu byla zařazena do stavebního stavu V – špatný, koeficient stavebního stavu $a = 0,6$.

Stávající stav

Nosnou konstrukci tvoří kamenná přesýpaná klenba z lomového kamene.

Spodní stavba je tvořena masivními kamennými opěrami vyzděnými z lomového kamene.

Příslušenství tvoří poprsní zdi vyzděné z lomového kamene se zákrytovými kamennými deskami tvořící římsu mostu. Vozovka na mostě je s živичným krytem. Doprava je omezena značkou B13 „Zákaz vjezdu. voz., jejichž hmot. přesahuje vyznačenou mez“.

Rozsah poškození

Rozsah poškození mostu je podrobně popsán v protokolu o provedené hlavní prohlídce mostu (HPM) z roku 2014 – Ing. Davidem Křemečkem.

STAV A ZÁVADY ČÁSTÍ MOSTU

Žádné závady signalizující poruchy založení nebyly zjištěny. Patrné stopy zatékání s výluhy pojiva, podpěry porostlé lišejníkem. Čelní zdi mají nad pravobřežní opěrou na vtokové straně rozvolněné zdivo, místy chybí spárování. Křídla nerovnoměrně opatřena cementovou omítkou, trhlina ve svrchní omítce opěrné zdi navazující na pravobřežního křídla u výtoku. Na vtokové i výtokové straně jsou na rozhraní pískových kvádrů (krajní prstence klenby) a lomového kamene podélné trhliny s šířkou až 1 cm, na spodním povrchu celoplošně patrné stopy zatékání s výluhy vápenného pojiva. Vozovka na mostě lokálně opravována, na předmostí u krajnic potrhána a pokleslá. Pokles zemního tělesa na obou předmostích. Vozovka na mostě lokálně opravována, na předmostí u krajnic potrhána a pokleslá. Římsy porostlé vegetací.

Rekonstrukce mostu

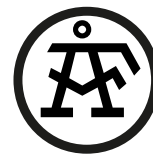
S ohledem na špatný stavební stav mostu je navržena jeho rekonstrukce spočívající v demolici stávajících kamenných říms, odstranění vozovky a vozovkových vrstev, stávající izolace v následné rekonstrukci stávajícího objektu.

Na stávajícím mostě bude provedena nová železobetonová spřahující deska klenby včetně nové hydroizolace. Dále musí být provedeno otryskání celého mostu tlakovou vodou s hloubkovým přespárováním a nízkotlakou injektáží. Odtržené čelo mostu bude staženo tyčovými svorníky skrz celou klenbu. Jsou navrženy nové železobetonové římsy se zábradelním svodidlem. Stávající kamenná rovnoběžná křídla mostu jsou prodloužena novými železobetonovými samostatně stojícími úhlovými zdmi s konzolou pro osazení římsy a svodidla. Vlastní nosnou konstrukci tvoří stávající kamenná klenba opatřená železobetonovou monolitickou spřaženou deskou tl. 200 mm. Šířka mostního otvoru je tedy nezměněná 7,50 m. Úhel křížení převáděné komunikace s přemostňovanou vodotečí je 90,0°. Krajní opěry mostu jsou stávající masivní kamenné, které budou otryskány tlakovou vodou, hloubkově přespárovány a injektovány nízkotlakou injektáží. Izolace mostu je navržena celoplošná, přetažená na rub opěr. Na okrajích nosné konstrukce mostu budou provedeny monolitické železobetonové římsy šířky 0,80 m s odrazným obrubníkem výšky 0,15 m. Na římsách bude osazeno ocelové mostní zábradelní svodidlo s vodorovnou výplní. Most bude proveden bez odvodňovacího zařízení. Odvodnění povrchu vozovky na mostě je řešeno příčným a podélným sklonem vozovky na mostě. Za mostem bude voda skluzy z kamenné dlažby svedena do betonových vývazů a odtud dlážděnými příkopy přímo do přemostňované vodoteče. Dno koryta Paběnického potoka bude zpevněno štětem, který je patrný historicky. Sjezd a dno koryta budou použity jako provizorní staveništní komunikace. Štět bude ukončen betonovými prahy a na vtoku a výtoku těžkým kamenným záhozem. Svahové kužely budou ve sklonu 1:1 zpevněny kamennou dlažbou do betonu. Stávající kamenné nábrežní zídky na vtokové straně mostu jsou ve velmi špatném stavu a je navrženo jejich odstranění a jsou navrženy nové tížné železobetonové zídky s obkladem z kamene.

1.3 Charakter přemostňované překážky a převáděné komunikace

Přemostňovaná překážka

Statický výpočet



Přemostňovanou překážkou je vodoteč, Paběnický potok, ve správě státního podniku Lesy České republiky, Oblast povodí Labe, Hradec Králové. Stávající koryto vodoteče je, v mostním otvoru šířky přibližně 7,50 m, v přirozeném stavu, bez zpevnění. Dno koryta Paběnického potoka bude zpevněno štětem. Štět bude ukončen betonovými prahy a na vtoku a výtoku těžkým kamenným záhozem. Svahové kužely budou ve sklonu 1:1 zpevněny kamennou dlažbou do betonu. Na vtoku po obou březích jsou stávající kamenné nábrežní zídky s rozvolněným zdívkem. Nábrežní zídky budou odstraněny a jsou navrženy nové masivní tížné s kamenným obkladem. Celková šířka mostního otvoru není zmenšena a zůstává 7,50 m. Z koryta budou pouze lokálně odstraněny naplaveniny.

Převáděná komunikace

Převáděnou komunikací je komunikace III/3394 šířky 6,80 m mezi obrubami. Směrově je komunikace na začátku mostu v oblouku a ve zbylé části v přímé, výškově komunikace klesá ve směru staničení v podélném sklonu 2,3 %. Příčný sklon vozovky na mostě je střechovitý 2,0 %.

1.4 Územní podmínky

Stavba se nachází v extravilánu mezi obcemi Petrovice I a Plhov v katastrálním území [620866] Chvalov u Červených Janovic [720241] Újezdec (okres Kutná Hora). Nachází se v místě, kde komunikace kříží koryto Paběnického potoka. Komunikace je v místě křížení v násypu. Pozemky dotčené stavbou ve vlastnictví Středočeského kraje, Lesy ČR a soukromého vlastníka.

2 Předpoklady výpočtu

2.1 Obecné předpoklady výpočtu

Statický výpočet posuzuje klenbu po sanaci zdiva a vyplnění a injektování spár. Ve výpočtu se uvažuje s plným sprážením klenby a spráhující ŽB desky ocelovými trny.

Předpokládá se podepření klenby skruží po dobu bourání a oprav až do doby dosažení 80% pevnosti betonu rubové skořepiny. Tento předpoklad je nutný jak z hlediska statického, tak z hlediska bezpečnosti práce po dobu výstavby.

Předpoklady, které jsou kladeny na stav založení a kvalitu základové půdy jsou uvedeny v kapitole Založení mostu.

2.2 Geotechnické podmínky

Inženýrskogeologické průzkum

Vzhledem k tomu, že během místního šetření nebyly zjištěny problémy se založením mostu, nebyl pro rekonstrukci mostu prováděn geotechnický průzkum, ani zjištění základových poměrů geotechnickou rešerší.

2.3 Založení a spodní stavba

Podkladní beton

Pod všemi plošnými základy křídel, nábrežních zídek a drenážním potrubím je navržena vrstva podkladního betonu **C12/15-X0** minimální tloušťky 100 mm. Rozměry podkladního betonu budou ve všech případech větší minimálně o 150 mm, než jsou půdorysné rozměry základů.

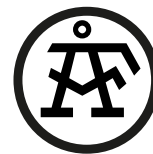
Základy

Základové pasy rovnoběžných křídel jsou navrženy šířky 2,30 m, výšky 500 mm a délky 4,0 m (4,5 m a 5,0 m). Základové pasy jsou navrženy na podkladním betonu.

Základové pasy nábrežních zídek jsou navrženy šířky 1,10 m a výšky 600 mm. Základové pasy jsou navrženy na podkladním betonu.

Základové pasy jsou navrženy z betonu **C25/30-XA1** a vyztuženy betonářskou ocelí třídy **B500B**. Pod podkladním betonem základových pasů je navržen hutněný polštář ze štěrkodrti fr. 0-63 mm tl. 300 mm. Hutnění je navrženo na $I_d=0,9$.

Opěry a poprsní zdi



Opěry mostu jsou stávající masivní tížné kamenné. Opěry a poprsní zdi budou otryskány tlakovou vodou do 800 Bar (tlak vody bude upraven na stavbě dle potřeby). Je navrženo mechanické vyčištění spár, hloubkové přespárování a nízkotlaká injektáž obou opěr. Následně je navrženo stažení opěr spínacími předpínacími tyčemi Ø 32 mm s ocelovými podložkami a maticemi. Kotevní desky pro stažení táhly budou opatřeny nátěrem barvou RAL 7016 Anthracite Grey.

Křídla

Navazující rovnoběžná křídla jsou navržena monolitická železobetonová, samostatně stojící a oddělená od kamenných křídel mostu dilatační spárou (úhlové zdi). Křídla jsou plošně založená. Křídla jsou navržena jako železobetonová s kamenným obkladem. Celková tloušťka dříku křídel je navržena 700 mm. Kamenný obklad je navržen tloušťky 250 mm a je kotvený. Z dříku je navržena konzola délky 830 mm, na kterou je navržena kotvená římsa. Tloušťka konzoly je min. 300 mm. Dřík křídel je navržen z betonu **C30/37-XF2, XD1, XC4** a vyztužen betonářskou ocelí třídy **B500B**. Všechny viditelné pracovní spáry mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou budou opatřeny při betonáži vloženou lištou 20/20.

Nábřežní zídky

Na vtokové straně mostu jsou stávající kamenné nábřežní zídky v havarijním stavu. Tato zídky budou rozebrány a jsou navrženy nové tížné plošně založené kamenné zídky z užitého kamene. Dříky jsou založeny na základových pasech na podkladním betonu a hutněném polštáři ze štěrkodrti. Dřík zídky v koruně je navržen 500 mm. Na korunu dříku bude do maltového lože MC5 uložena kamenná krycí deska z užitého materiálu při bourání parapetních zídek mostu. Kamenné desky šířky 700 mm budou na dřík uloženy s přesahem min. 100 mm přes líc dříku zídky a spáry budou vyplněny stejnou směsí, jako je navržena směs pro spárování. Skrz dřík zdi je navrženo odvodňovací potrubí á 2 m z PVC DN 100 ve sklonu 5% a přesahem přes líc dříku min. 100 mm.

Izolace, obklady a ochrana povrchu spodní stavby

Všechny zasypané plochy železobetonových konstrukcí budou izolovány 1× nátěrem penetračním a 2× nátěrem asfaltovým, **1× ALP a 2× ALN**. Izolace bude na povrchu chráněna geotextilií v jedné vrstvě. Minimální plošná hmotnost geotextilie 600 g/m².

Odvodnění za opěrami

Odvodnění rubu opěr je navrženo pomocí těsnící fólie (pevnost 20kN/m, protažení min. 20%) a PVC drenážních trubek DN 150 mm SN8. Vyvedení drenáže je v polovině délky opěr prostupem skrz dříky opěr. Otvor bude vyvrtán Ø200 mm a do tohoto bude vsazeno plné neperforované potrubí PVC DN 180 ve sklonu 5% s přesahem min. 150 mm přes líc dříku opěr. Tento detail je znázorněn v VL 204.01. Stávající boční potrubí drenáže na návodní i povodní straně mostu, které vychází skrz poprsní zdi, bude vyčištěno tlakovou vodou a v tomto místě bude provedeno obsekání vyústění potrubí a nasazení nového kameninového potrubí DN 150 s přesahem přes líc zdi min. 100 mm.

Přechodové oblasti

Pro přechodové oblasti mostu bude použita velmi vhodná nenamrzavá zemina, dle ČSN 73 6133. Hutnění bude provedeno po vrstvách maximální tloušťky 300 mm na index ulehlosti $I_D = 0,90$. Hutnění přechodových oblastí mostu je nutné věnovat velkou pozornost, protože na kvalitě jeho provedení do jisté míry závisí použitelnost mostní konstrukce.

2.4 Nosná konstrukce

Popis konstrukce

Nosnou konstrukci mostu tvoří kamenná klenba, do které výrazně zatéká, a jsou patrné výrazné výluhy pojiva. Na povodní straně klenby je odtržené lícové zdivo klenby. Je navrženo celoplošné otryskání zdiva klenby tlakovou vodou do 800 bar a hloubkové přespárování z líce i rubu klenby. Následně je navrženo stažení klenby spínacími předpínacími tyčemi Ø 32 mm s ocelovými podložkami a maticemi. Kotevní desky pro stažení táhly budou opatřeny nátěrem barvou RAL 7016 Anthracite Grey. Trhlina mezi lícovým zdivem a zdivem klenby bude vyinjektována silovou injektáží na bázi epoxidových pryskyřic. Na takto připravenou klenbu je navržena nová železobetonová spřažená deska min. tl. 200 mm z betonu **C30/37-XF3** vyztužená betonářskou výztuží **B500B**. Spřažení je navrženo pomocí trnů z betonářské výztuže Ø 16 mm do vývrtu Ø 25 mm. Hloubka vrtu je navržena min. 400 mm. Trny jsou navrženy tvaru L délky 700 mm. Z nosné konstrukce jsou na bocích navrženy konzoly z důvodu rozšíření mostu a osazení říms. Železobetonová deska je přetažena na rub opěr do navržené úrovně drenáže.

Statický výpočet



Uložení nosné konstrukce

Nosná konstrukce (klenba) je vetknutá do opěr.

Mostní závěry

S ohledem na typ nosné konstrukce klenbového mostu s přesypávkou je most navržen bez mostních závěrů.

2.5 Mostní svršek

Izolace a ochrana povrchu nosné konstrukce

Izolace nosné konstrukce je navržena celoplošná, z natavovacích asfaltových izolačních pásů **NAIP** (technické specifikace v tabulce), pod římsami bude pás s hliníkovou vložkou, s odvodněním pomocí podélného sklonu horního povrchu nosné konstrukce. Izolace nosné konstrukce bude na obou koncích přetažena až do úrovně rubové drenáže. Izolace bude provedená na pečetici vrstvě.

Ochrana izolace nosné konstrukce a rubu opěr bude provedena geotextilií ve dvou vrstvách. Minimální plošná hmotnost geotextilie 600 g/m². Na nosné konstrukci je navržen ochranný obsyp min. tl. 600 mm.

Všechny plochy železobetonových konstrukcí ve styku se zemní vlhkostí budou izolovány navrženým typem hydroizolace.

Vozovka

Na mostě je v celkové délce 30,5 m navržena vozovka šířky 6,80 m s konstrukcí celkové tloušťky 450 mm. Skladbu viz přílohu Technická zpráva.

Římsy

Na návodní i povodní straně mostu jsou navrženy železobetonové monolitické římsy jednotného tvaru. Délka římsy na levé straně mostu je 24,56 m a na pravé straně 25,66 m. Šířka římsy je jednotná 800 mm, při vyložení 300 mm přes líc nosné konstrukce. Pohledová plocha římsy má výšku 650 mm. Příčný sklon římsy je 4% směrem k vozovce. Římsy budou provedeny s odrazným obrubníkem výšky 0,15 m. Římsa je k nosné konstrukci mostu kotvena pomocí talířových kotev do vývrtu dle VL4 det. 404.02. Kotvy jsou navrženy po vzdálenosti 1,0 m. Vlepení je navrženo do vyvrtaných otvorů pomocí směsi pro vysokopevnostní kotvení na bázi epoxidových pryskyřic.

2.6 Mostní vybavení

Mostní zábradelní svodidla

Na okrajích mostu budou osazena ocelová mostní zábradelní svodidla s úrovní zadržení H2 s vodorovnou výplní. Protikorozi ochrana ocelových prvků zachytných zařízení (zábradelní svodidla) bude provedena v souladu s TKP kap.19.B Je navržen kombinovaný systém tedy metalizace s nátěrem. Barevný odstín RAL 7016 Anthracite Grey. Zábradelní svodidlo bude do římsy dodatečně kotveno přes patní desku za pomoci dodatečně vlepovaných chemických kotev. Na zábradelní svodidlo navazuje před i za mostem silniční ocelové svodidlo s úrovní zadržení N2 v délce 20 m (16 m + 4m krátký výškový náběh).



2.7 Návrhové materiálové charakteristiky nosné konstrukce

Návrhová pevnost zdiva klenby EN 1996-1 (po hloubkovém vyspárování a injektáži)

Pevnost zdiva z přírodního kamene podle EN 1996-1

Pevnost v tlaku zdících prvků

☐ Pevnost ze zkoušek $f_b =$ $\gamma =$

☒ Pevnost návrhem / odborným odhadem

Pískovec 30 $f_b =$ $\gamma =$

Pevnost v tlaku malty

☐ Pevnost ze zkoušek $f_m =$

☒ Pevnost návrhem / odborným odhadem

M10 $f_m =$

Pozn.:

Kategorie zdiva

Zdivo řádkové čisté $\gamma =$ Stávající zdivo $\gamma =$

Stav zdiva

Vliv vyplnění spár:

Spáry špatně vyplněné v malém rozsahu $\gamma =$

Vliv vlhkosti:

Zdivo se zvýšenou vlhkostí $10\% < \omega \leq 13\%$ $\gamma =$

Vliv trhlin:

Ojedinelé trhliny bez vlivu na pevnost $\gamma =$

Pevnost zdiva v tlaku podle vztahu EC 6:

$$f_k = 0,45 \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$$

$f_k =$

Pozn.:

$\gamma_{m1} =$

$\gamma_{m2} =$

$\gamma_{m3} =$

$\gamma_{m4} =$

$\gamma_m =$

$$f_D = f_k / \gamma_m$$

$f_D =$

Pevnost zdiva v tlaku podle vztahu ČSN ISO 13822:

$$f_k = 0,55 \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

$f_k =$

Pozn.:

$\gamma_{m1} =$

$\gamma_{m2} =$

$\gamma_{m3} =$

$\gamma_{m4} =$

$\gamma_m =$

$$f_D = f_k / \gamma_m$$

$f_D =$

Statický výpočet



Jako návrhová pevnost zdiva je použita menší hodnota podle předchozích 2 norem.

$$f_d = 3,2 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti zdiva E odpovídá přibližně 1000 násobku charakteristické pevnosti zdiva.

$$f_{ck} = 9 \text{ MPa}$$

$$E = 9\,000 \text{ MPa}$$

Beton: C 30/37-XF3 (CZ) – CI 0.40 – D_{max}22 – S5

Návrhová pevnost betonu v tlaku EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ck} = 30$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{cc} = 0,9$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1,5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1,2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	18,0 Mpa			
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	22,5 Mpa			

Návrhová pevnost betonu v tahu EN 1992-2 ods. 3.1.6

$f_{ctd} = a_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c$			EN 1992-2, 3.1.6	
$f_{ctk0.05} = 2.0$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost betonu
$a_{ct} = 1.0$			EN 1992-2, 3.1.6	souč. zohledňující dlouhodobé účinky uvedená hodnota je doporučena pro mosty
$\gamma_c = 1.5$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_c = 1.2$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.3 Mpa			
$f_{cd} = a_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	1.7 Mpa			

Ocel: B 500B

Návrhová pevnost oceli EN 1992-1-1 ods. 3.2.7, obr 3.8

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$			EN 1992-1-1, obr 3.8	
$f_{yk} = 500$	Mpa		EN 1992-1-1, tab 3.1	charakteristická pevnost oceli mez kluzu oceli v ČSN 42 0139 $R_e = f_{yk}$
$\gamma_s = 1.15$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro trvalé a dočasné návrhové situace
$\gamma_s = 1.0$			EN 1992-1-1, 2.4.2.4	pro mimořádné návrhové situace
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434.8 Mpa			
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	500 Mpa			



Krycí vrstva EN 1992-2 ods. 4.

	S 4		EN 1992-1-1, 4.4.1.2-pozn.	základní třída konstrukce životnost 50 let
+2 třídy	2		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	návrhová životnost 100 let
-1 třídy	-1		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 3.4N	zajištění zvláštní kontroly kvality výroby betonu
	S 5			výsledná třída konstrukce
$c_{min,dur}=40$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.4N	minimální krycí vrstva z hlediska vlivu prostředí pro uvažovaný vliv prostředí XD1
$c_{min,b}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2, tab 4.2N	minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti, $D_{max} < 32\text{mm} \rightarrow \phi_p$ ak $D_{max} > 32\text{mm} \rightarrow \phi_p + 5\text{mm}$
$\Delta c_{dur,\gamma}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	přídavná bezpečnostní složka
$\Delta c_{dur,st}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro korozivzdornou ocel
$\Delta c_{dur,add}=0$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.2	pro beton s ochrannými vrstvami
$\Delta c_{dev}=10$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.3. pozn.	přídavek pro návrhovou odchylku
$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$				
$c_{min}=40$	mm			
$c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}=50$	mm		EN 1992-1-1, 4.4.1.1	

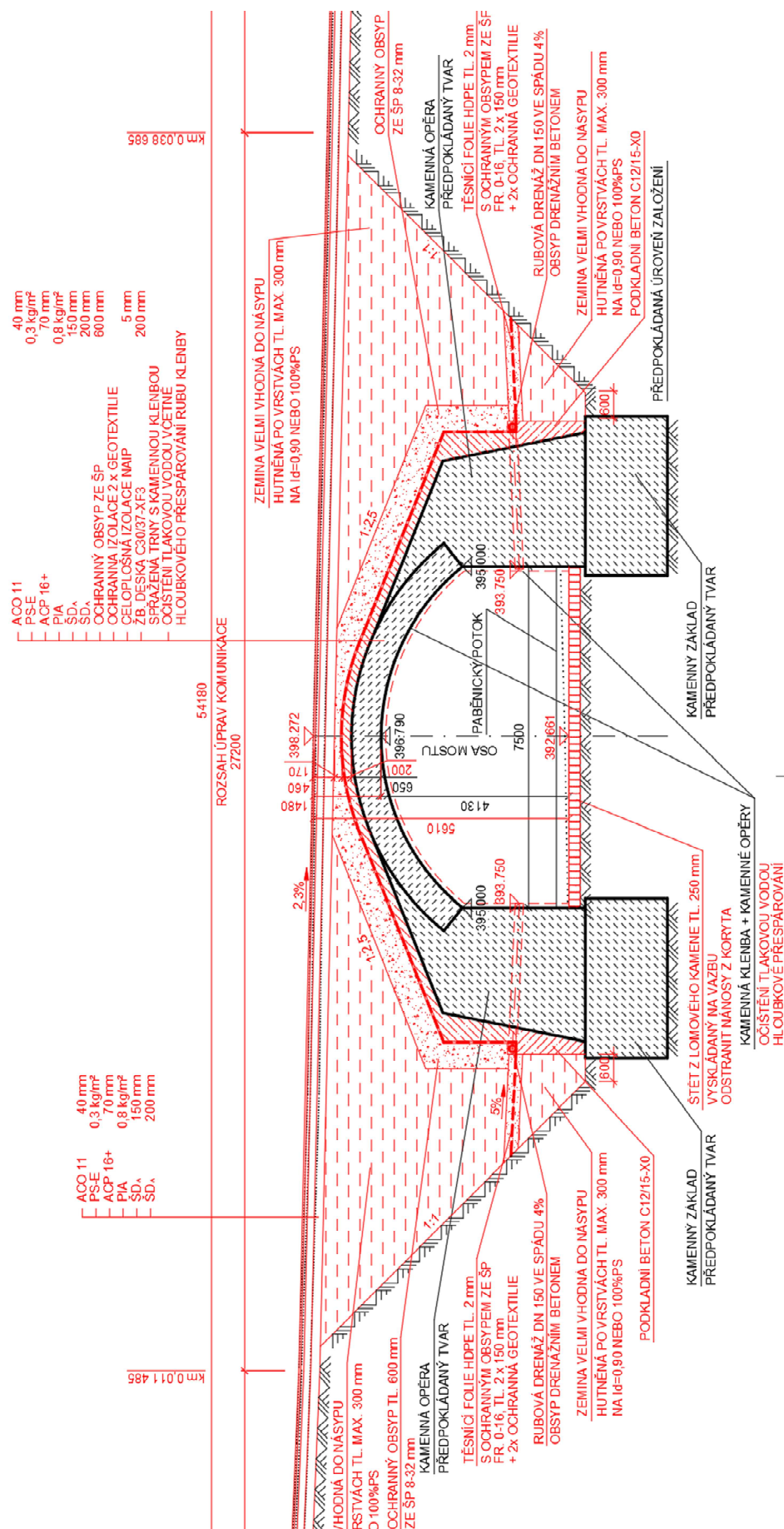
3 Geometrie

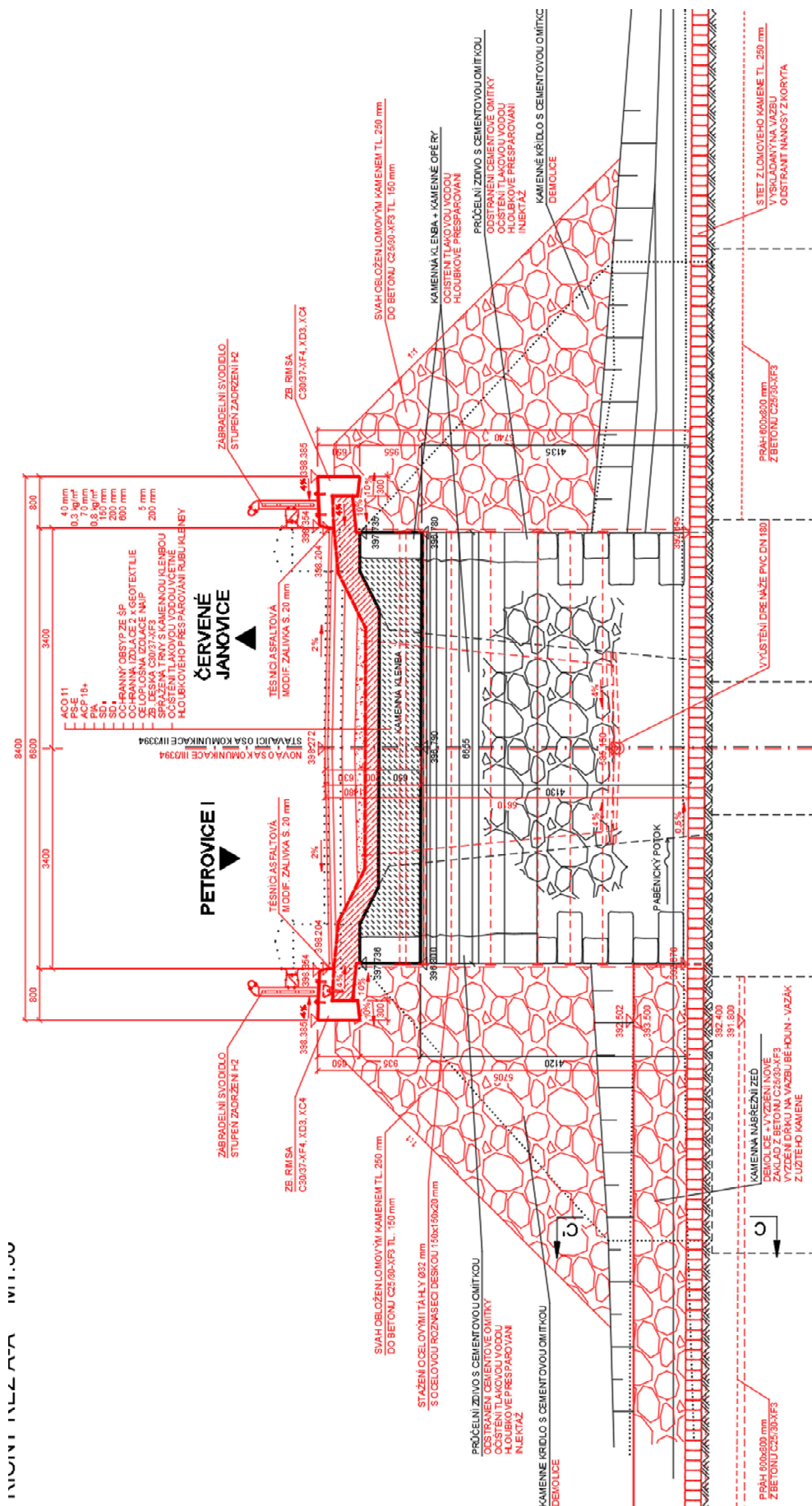
Tvar a základní rozměry mostu jsou patrné z příložených schémat. Vstupní údaje a údaje o modelu jsou s ohledem na množství dat uvedeny pouze základní, kompletní vstupy jsou archivovány u projektanta. Model nosné konstrukce je zvolen jako prostorový. Klenba je nahrazena skořepinou aproximující její tvar, na krajích je vetknuta. Spřahující deska je s klenbou spojena pevnou vazbou přenášející jak síly tak momenty. Čelní zídky jsou tvořeny stěnou, která podpírá konzoly nosné konstrukce.

3.1 Tvar konstrukce

Tvar mostní konstrukce je převzatý z dokumentace DSP-PDPS.



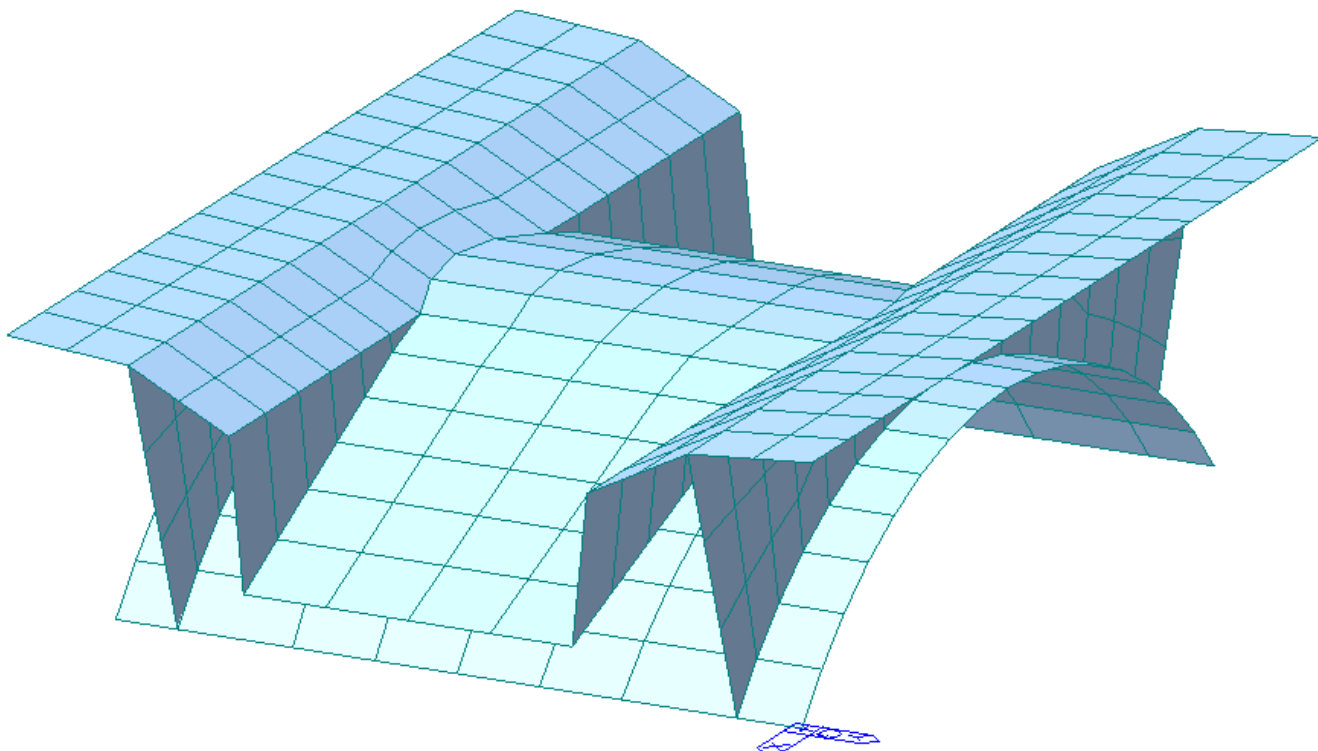






3.2 Model nosné konstrukce

Model je přiložen formou výpisu a schémat z použitého výpočetního programu.



3.3 Údaje o konstrukci

Uzlů	439
Prutů	0
Ploch	416
Podpor	30
Materiálů	3
Průřezů	0
Tloušťek	4
Podloží	0
Zat. stavů	16

Údaje o konstrukci	
Geometrie - délky	m
Geometrie - úhly	deg
Průřezy - délky	m
Zatížení, výsledky - síly	kN
Zatížení, výsledky - napětí	kPa
Zatížení, výsledky - délky	m
Deformace - posuny	m
Deformace - natočení	rad
Čas	sec
Teplota	°C

3.3.1 Výpis zadaných materiálů:

Name	Type	Standard	Elasticity (kN/m ²)	Poisson	Thermal (1/[C])	Density (kN/m ³)	Mass Density (kN/m ³ /g)
Klenba	User Defined	None	9,00E+10	0.2	1,00E-01	2,20E+05	0.0000e+000
C30/37	Concrete	EN04(RC)	3,28E+11	0.2	1,00E-01	2,50E+05	2,55E+04
Čelní stěna	User Defined	None	9,00E+10	0.2	1,00E-01	2,87E+05	0.0000e+000

3.3.2 Výpis zadaných průřezů:

ID	Description	Type	In,Out	Thick-In(m)
1	Klenba	Value	Yes	0.6500
2	Deska	Value	Yes	0.2000
3	Deska-římsa	Value	Yes	0.3000
4	Čelní stěna	Value	Yes	1.1500

3.3.3 Výpis uzlů a elementů - parametry:

Z důvodu značné obsáhlosti pouze archivováno u projektanta.

3.4 Postup výpočtu

Ve výpočtu je uvažováno plné spřažení mezi klenbou a železobetonovou deskou, které bude zajištěno spřahujícími trny.

Ve výpočtu byl uvažován vliv smrštění a dotvarování betonové spřahující desky.

3.5 Okrajové podmínky

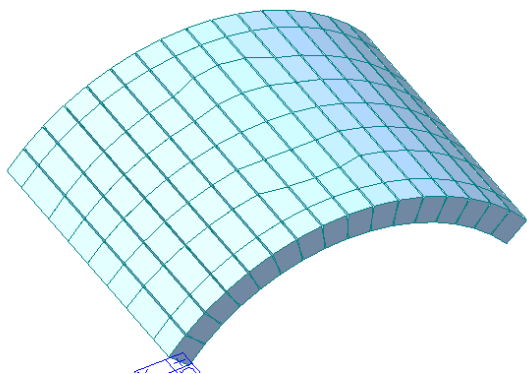
Klenba je na okrajích vetknuta. Spřažení klenby a betonové desky je modelováno pomocí vazby elastic link s tuhými posuny i pootočeními. Čelní stěna je s klenbou i betonovou deskou spojena kloubově. U krajů betonové desky v podélném směru je zamezeno pootočení v podélném směru z toho důvodu, že betonová deska ve skutečnosti pokračuje i dále za modelem. V tomto modelu je použitý jen její výřez nad klenbou.

3.6 Etapy výstavby a vnášení zatížení

Výpočet byl rozdělen do několika etap výstavby. Důvodem je přesnější stanovení vnitřních sil v jednotlivých etapách.

3.6.1 Výstavba klenby

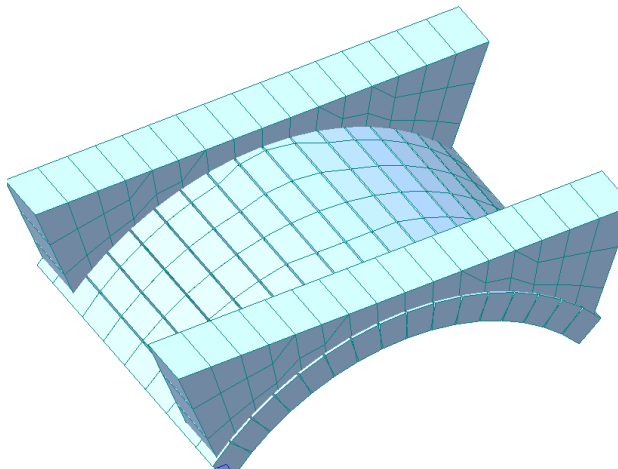
Působí vlastní tíha klenby. Bez vlivu smrštění a dotvarování.





3.6.2 Výstavba čelních zdí

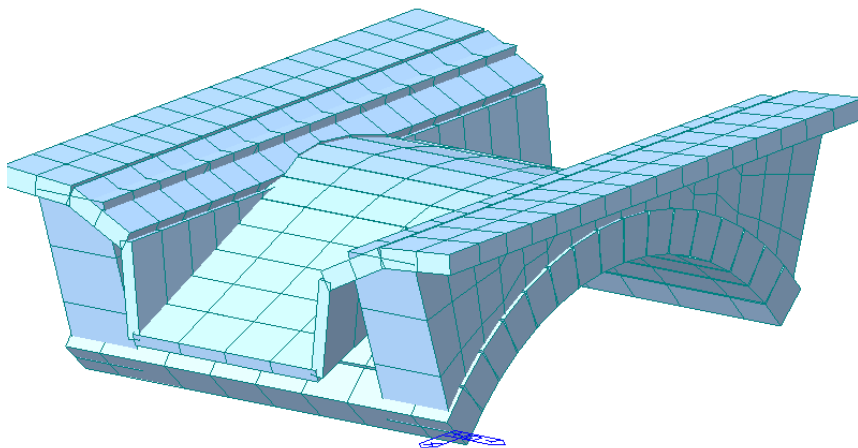
Začne působit tíha čelních stěn. Bez vlivu smrštění a dotvarování.



3.6.3 Výstavba spřahující desky

Začne působit tíha spřahující desky – dokončení nosné konstrukce. Aktivováno smršťování a dotvarování betonové spřahující desky.

Délka etapy: 28 dní



3.6.4 Dokončení mostu

Vnesení ostatního stálého zatížení g_1 . Zásyp klenby, zhotovení říms, vozovky a příslušenství mostu.

Délka etapy: 90 dní

3.6.5 Provoz mostu

Působení zatížení od dopravy, mimořádného zatížení od nárazu.

Délka etapy: 36500 dní



4 Zatížení konstrukce

4.1 Stálé zatížení

4.1.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce je v programu vygenerováno ze zadaných průřezových a materiálových charakteristik z databanky programu zadáním gravitačního zrychlení.

$$g_{klenba} = 0,65 \cdot 24 = 15,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g_{deska} = 0,2 \cdot 25 = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$g_{konzola} = 0,3 \cdot 25 = 7,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.1.2 Ostatní stálá zatížení

Zatížení jsou definována následovně.

$$g_{zásyp,1} = 1,4 \cdot 20 = 28,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

nad patou klenby

$$g_{zásyp,2} = 0,35 \cdot 20 = 7,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

1,3 m od vrcholu klenby

$$g_{zásyp,3} = 0,17 \cdot 20 = 3,4 \text{ kN} / \text{m}^2$$

nad vrcholem klenby

$$g_{klín_beton} = 0,55 \cdot 25 = 13,75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

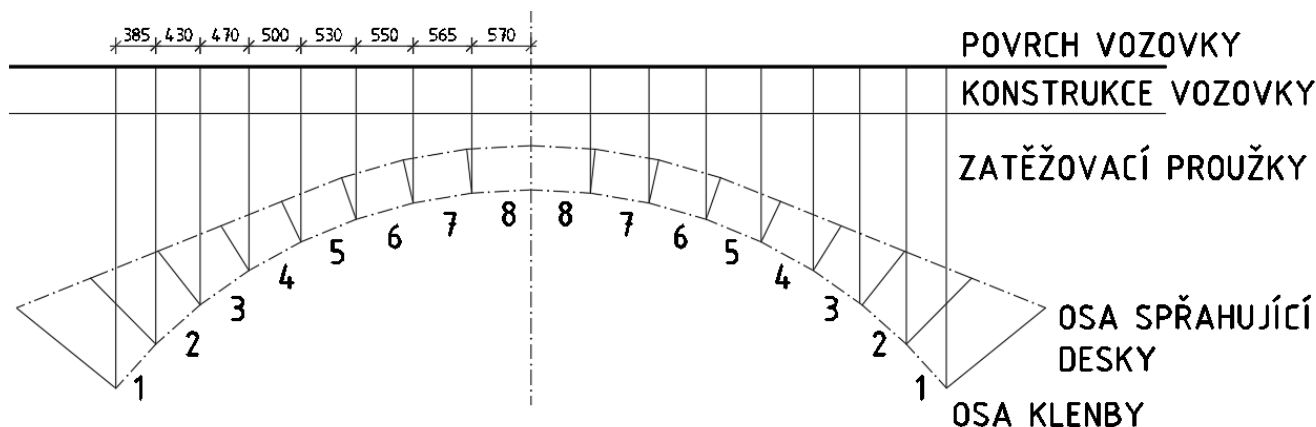
nad patou klenby, snižuje se do nuly ve vzdálenosti 1,5 m

$$g_{vozovka} = 0,45 \cdot 24 = 10,8 \text{ kNm} / \text{m}^2$$

$$g_{římsa} = 0,284 \cdot 25 = 7,1 \text{ kN} / \text{m}$$

$$q_{zábradlí} = 1,0 \text{ kN} / \text{m}$$

Zatížení je dále rozpočítáno na jednotlivé prvky klenby, kterým odpovídají zatěžovací proužky na obrázku níže. Zatížení je dále převedeno do uzlů a do výpočetního modelu zadáno jako lineární spojitě.





ZÁSYP				Zatížení na prvek		Zatížení na uzel	
Proužek č.	Plocha proužku	Síla na prvek	Odklon od svisl.	S_h [kN/m]	S_v [kN/m]	S_h [kN/m]	S_v [kN/m]
1	0,661	13,22	11,3	2,60	12,96	1,30	6,48
2	0,615	12,30	11,3	2,41	12,06	2,50	12,51
3	0,515	10,30	11,3	2,02	10,10	2,22	11,08
4	0,406	8,12	11,3	1,59	7,96	1,81	9,03
5	0,303	6,06	10,6	1,12	5,96	1,36	6,96
6	0,215	4,30	7,5	0,56	4,26	0,84	5,11
7	0,149	2,98	4,5	0,23	2,97	0,40	3,62
8	0,111	2,22	1,5	0,06	2,22	0,14	2,60
						2,22	

VOZOVKA				Zatížení na prvek		Zatížení na uzel	
Proužek č.	Plocha proužku	Síla na prvek	Odklon od svisl.	S_h [kN/m]	S_v [kN/m]	S_h [kN/m]	S_v [kN/m]
1	0,177	3,89	11,3	0,77	11,30	0,38	5,65
2	0,199	4,38	11,3	0,86	11,29	0,82	11,29
3	0,216	4,75	11,3	0,94	11,28	0,90	11,29
4	0,231	5,08	11,3	1,00	11,28	0,97	11,28
5	0,244	5,37	10,6	0,99	10,58	1,00	10,93
6	0,253	5,57	7,5	0,73	7,45	0,86	9,01
7	0,26	5,72	4,5	0,44	4,43	0,58	5,94
8	0,263	5,79	1,5	0,15	1,48	0,30	2,95
						1,48	

4.1.3 Ostatní stálá zatížení – sedání základů

S nerovnoměrným sedáním podpěr se ve statickém výpočtu neuvažuje.

4.1.4 Ostatní stálá zatížení – tlak zeminy

Zatížení zemním tlakem na opěry není uvažováno, protože opěry nejsou součástí modelu. Uložení klenby je uvažováno jako vetknutí.

4.2 Nahodilá zatížení

4.2.1 Nahodilé zatížení sněhem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

4.2.2 Nahodilé zatížení větrem

Vzhledem k velikosti a tvaru mostu nemá rozhodující vliv na vnitřní síly a není uvažováno.

4.2.3 Nahodilé zatížení teplotou

Vzhledem k tomu, že se jedná o přesýpanou konstrukci, u které zatížení teplotou nemá významný vliv, nebude tedy uvažováno.



4.2.4 Nahodilé zatížení dopravou

Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

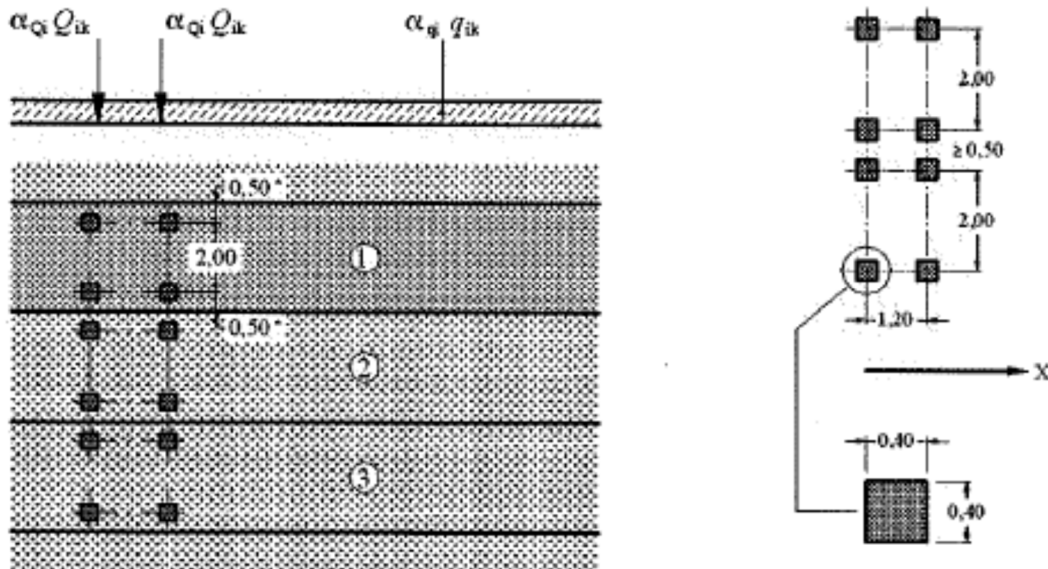
Rozdělení je důležité pro správnou volbu zatěžovacích schémat.

w=	6,8 m		skutečná šířka vozovky na mostě
w=	3,0 m	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	šířka jednoho zatěžovacího pruhu max. 3.0m
n=	2	EN 1991-2, str 29, tab 4.1	navržený počet zatěžovacích pruhů
	0,8 m		šířka zbývajících ploch

4.2.5 Model zatížení 1 (LM1)

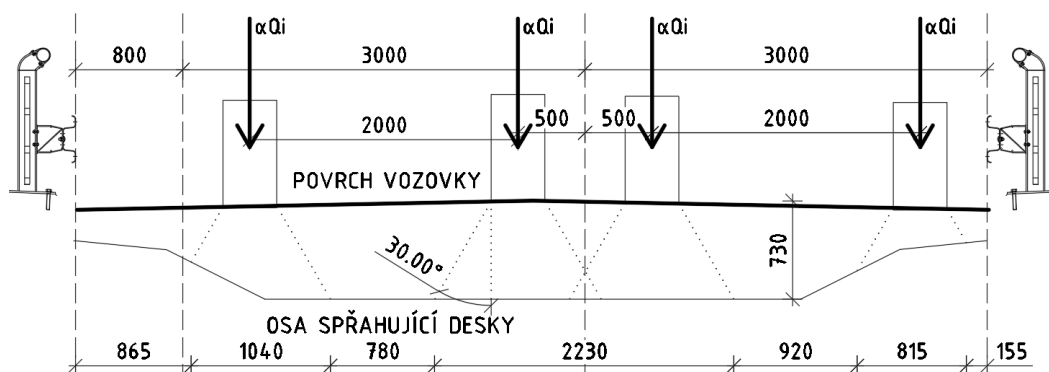
Zatížení LM1 sestává z nápravových tlaků ideální dvounápravy TS a rovnoměrného zatížení UDL.

umístění	Soustředěné zatížení			Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ [kN]	q_{ik} [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_i$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	1	300	9	1	9
Pruh č.2	200	1	200	2,5	2,4	6
Ostatní				2,5	1,2	3



4.2.6 Roznos LM1

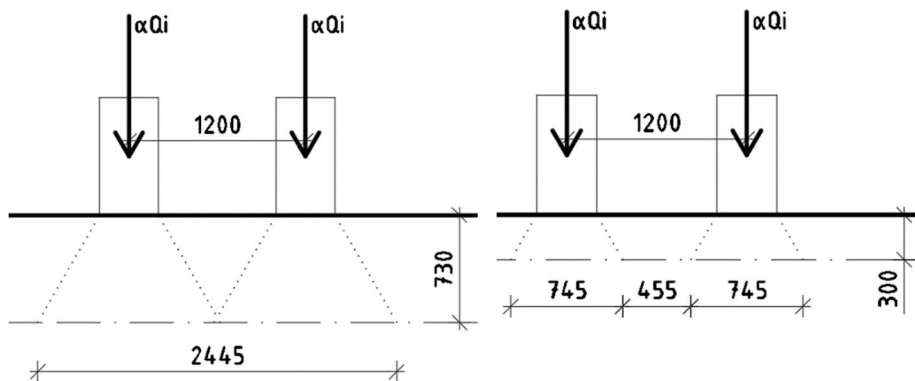
Příčný směr



Statický výpočet

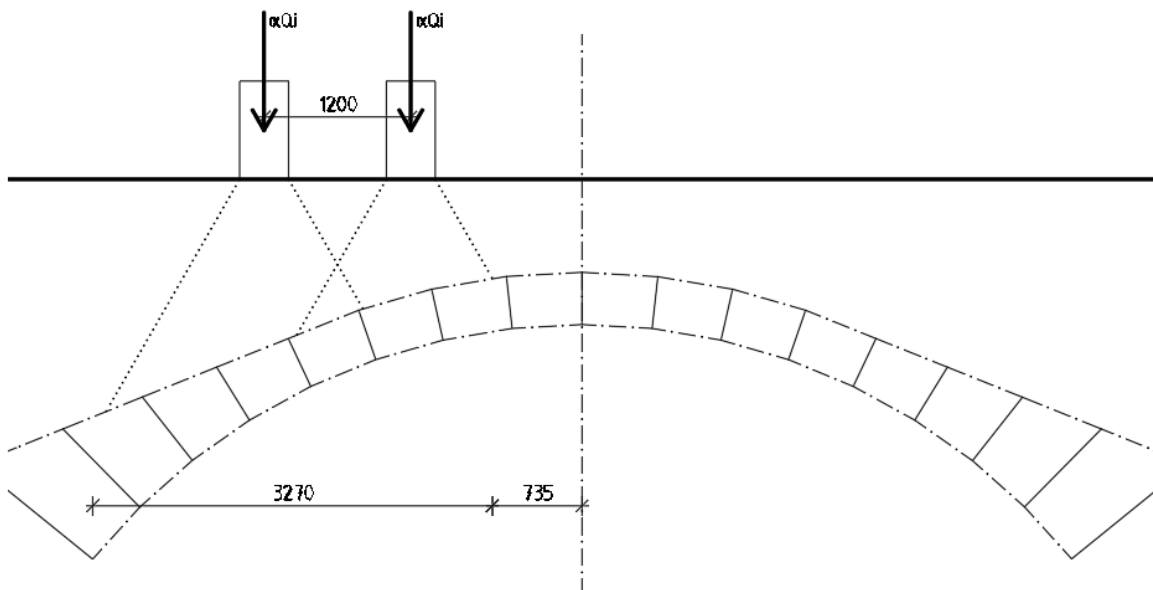


Podélný směr



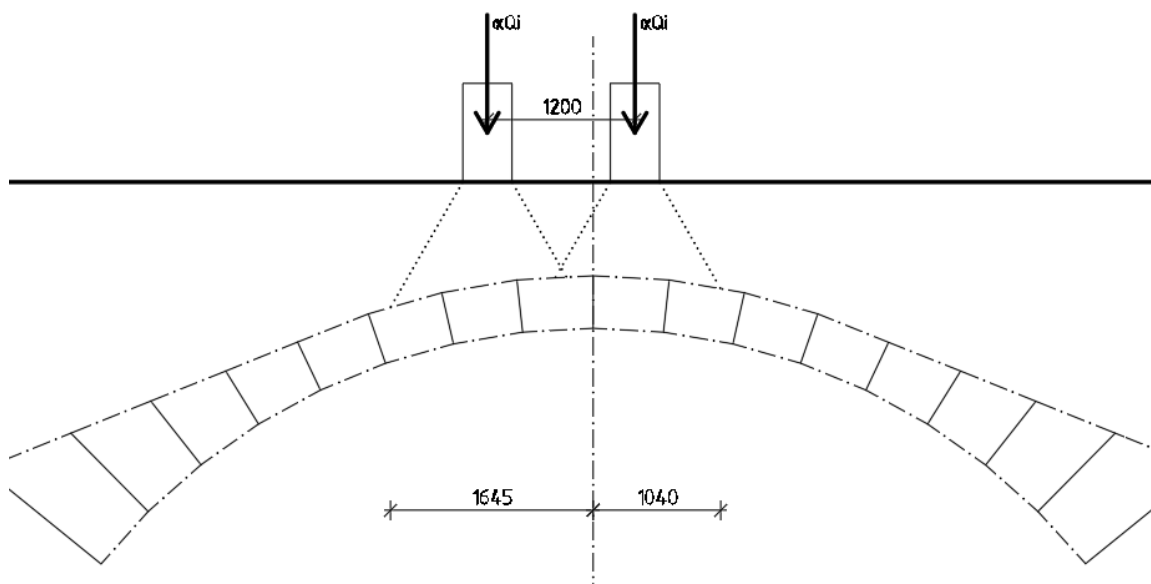
umístění	Soustředěné zatížení				
	Q_{ik} [kN]	Rozn. délka [m]	Rozn. šířka [m]	Rozn. plocha [m ²]	q_{TS} [kN/m ²]
Pruh č.1	150	0,745	0,815	0,607	247,05
Pruh č.1 - č.2	150+100	2,445	2,230	5,452	91,70
Pruh č.2	100	2,445	1,040	2,543	39,33

4.2.7 Dvounáprava (TS) v 1/4 rozpětí





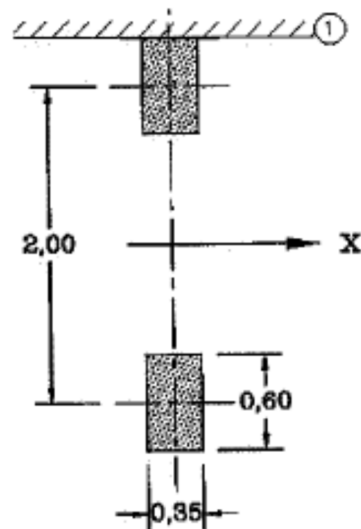
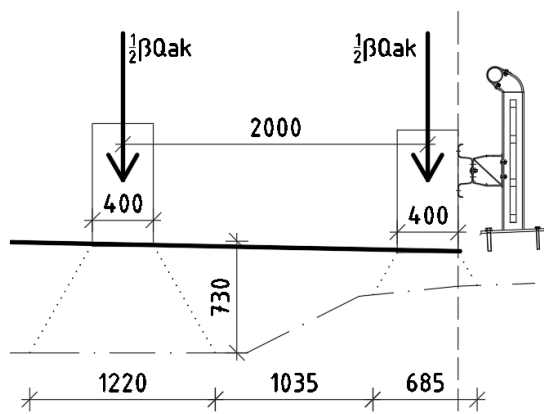
4.2.8 Dvounáprava (TS) v 1/2 rozpětí



4.2.9 Model zatížení 2 (LM2)

Zatížení ideální nápravou.

Dle ČSN EN 1991-2 národní přílohy NA.2.15 lze zjednodušit dotykovou plochu kola na čtvercovou o rozměru strany 0,4 m.



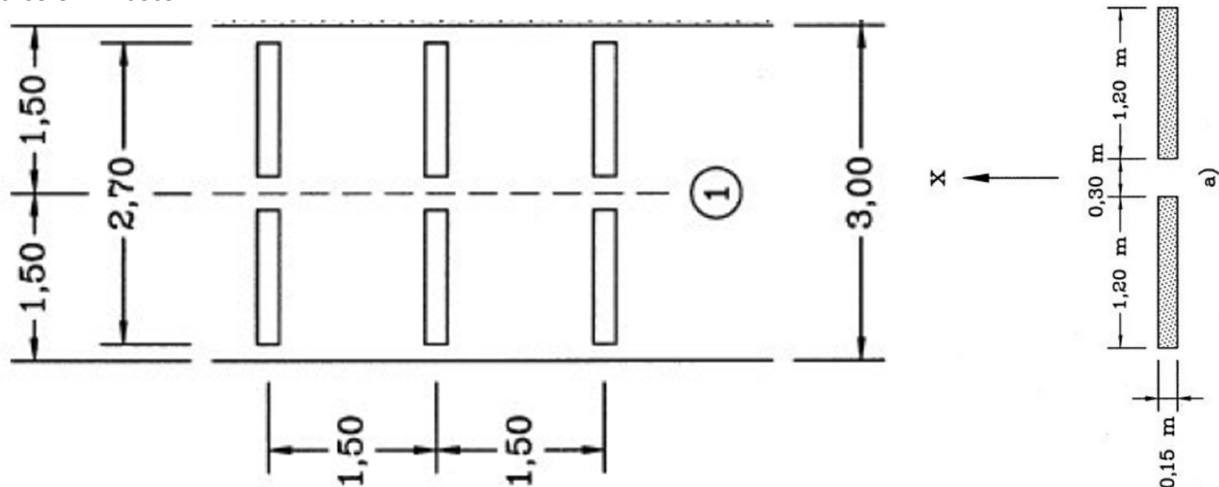
umístění	Soustředěné zatížení		
	Q_{ak} [kN]	$\beta_Q = \alpha_{Q1}$	$\beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]
	400	0,8	320

umístění	Soustředěné zatížení			
	$1/2 \cdot \beta_{Q1} \cdot Q_{ak}$ [kN]	Rozn. šířka a délka [m]	Rozn. plocha [m ²]	$\alpha_{Qi} \cdot Q_i / r_d \cdot r_d$ [kN/m ²]
U svodidla	160	0,685	0,469	340,99
Ke středu desky	160	1,220	1,488	107,50



4.2.10 Model zatížení 3 (LM3)

Zvláštní vozidlo 900/150 (6 náprav 150 kN po 1,5m) v zatěžovacím pruhu s vyloučením ostatní dopravy po celém mostě.

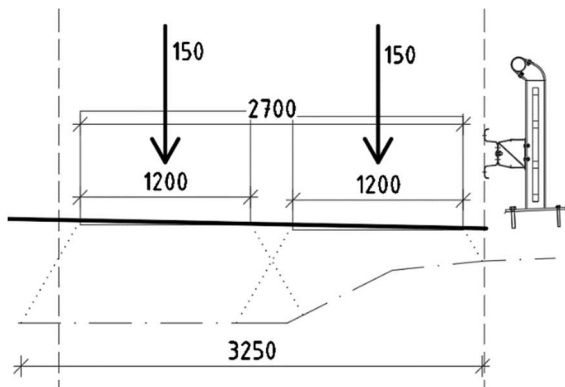


Předpokládám pojezd normální rychlostí, 70km/hod, aplikuji dynamický součinitel.

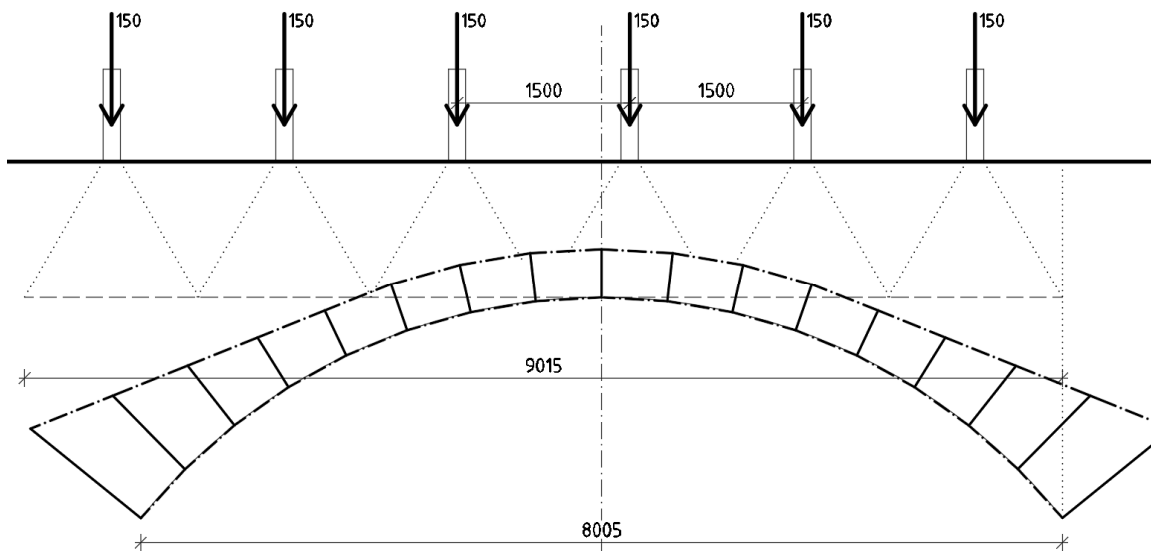
$\varphi = 1,25$	EN 1991-2, str 138, Tabulka NA.5
------------------	----------------------------------

4.2.11 Roznos LM3

Příčný roznos



Podélný roznos





Zatížení od LM3 je v příčném směru rozneseno do šířky 3,25 m. Pro zjednodušení je po délce rozneseno do rovnoměrného spojitého zatížení. Roznášecí délka je stanovena v úrovni vrcholu klenby.

$$q_{LM3,st} = 150 * 1,25 / (3,25 * 1,070) = 53,91 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{LM3,vlevo} = 3 * 150 * 1,25 / (3,25 * 4,3) = 40,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{LM3,vpravo} = 2 * 150 * 1,25 / (3,25 * 2,845) = 40,56 \text{ kN} / \text{m}^2$$

4.2.12 Model zatížení 4 (LM4 zatížení davem lidí)

$q_{fk} =$	5	kN/m ²	EN 1991-2, str 34	charakteristické zatížení na celém mostě
------------	---	-------------------	-------------------	--

4.2.13 Brzdné a rozjezdové síly

Vzhledem k povaze mostu není třeba uvažovat brzdné a rozjezdové síly.

4.2.14 Odstředivé a jiné příčné síly

Není rozhodující, neuvažují.

5 Sestavené zatěžovací stavy

Rekapitulace sestavených zatěžovacích stavů je uvedena formou schémat a výpisu z použitého programu.

5.1 Výpis zatěžovacích stavů

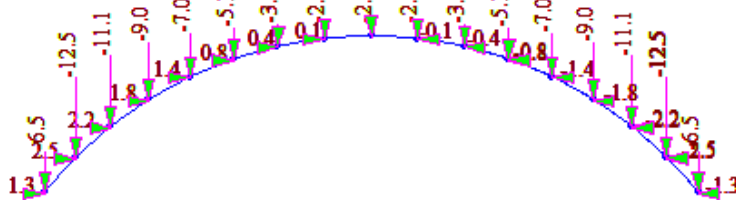
No	Name	Type	Description
1	g0	Dead Load (D)	vlastní tíha
2	g1 vozovka	Dead Load of Component and Attachments (DC)	vozovka
3	g1 římsy+zábradlí	Dead Load of Wearing Surfaces and Utilities (DW)	římsy + zábradlí
4	g1 zásyp	Dead Load of Component and Attachments (DC)	zásyp
5	UDL_vpravo	User Defined Load (USER)	UDL pruh č.1 vpravo
6	TS_1/2_vpravo	User Defined Load (USER)	TS ve středu klenby vpravo
7	UDL_centr	User Defined Load (USER)	UDL pruh č.1 ve středu
8	TS_1/2_centr	User Defined Load (USER)	TS ve středu klenby uprostřed
9	UDL_1/2_vpravo	User Defined Load (USER)	UDL pruh č.1 vpravo
10	TS_1/4_vpravo	User Defined Load (USER)	TS v 1/4 rozpětí pruh č. 1 vpravo
11	UDL_1/2_centr	User Defined Load (USER)	UDL pruh č.1 střed
12	TS_1/4_centr	User Defined Load (USER)	TS v 1/4 rozpětí pruh č.1 ve středu
13	LM2_příčný	User Defined Load (USER)	příčný směr
14	LM2_podelny_1	User Defined Load (USER)	podélný směr symetricky
15	LM2_podelny_2	User Defined Load (USER)	podélný směr posunutý o jedno pole
16	LM3_cele	User Defined Load (USER)	LM3 na celý mpost
17	LM3_půlka	User Defined Load (USER)	LM3 do jedné poloviny mostu
18	náraz do obručníku	User Defined Load (USER)	náraz do obručníku 100 kN



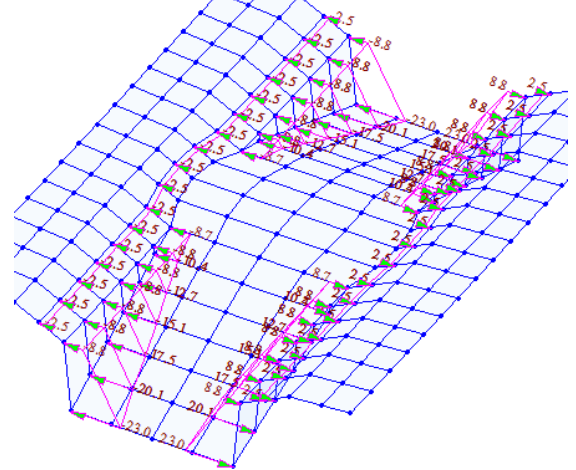
5.2 Zatěžovací stavy

2. g1 – zásyp

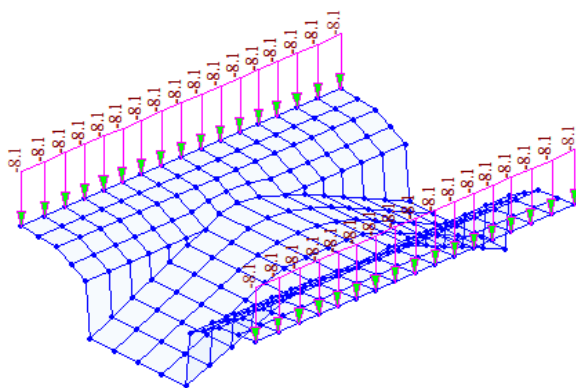
svislý složka a vodorovná v podélném směru



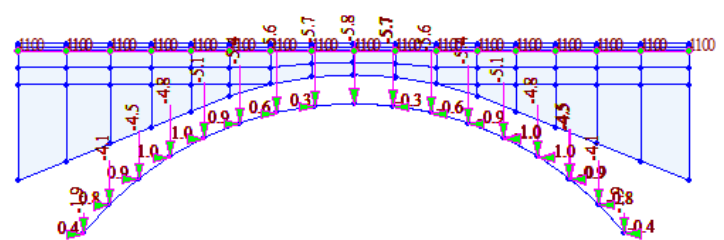
vodorovná složka v příčném směru



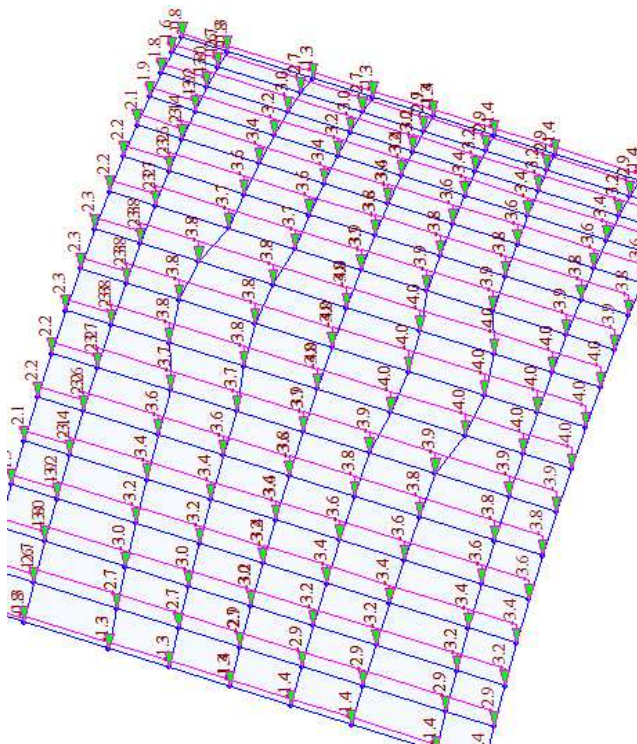
3. g1 – římsy + zábradlí



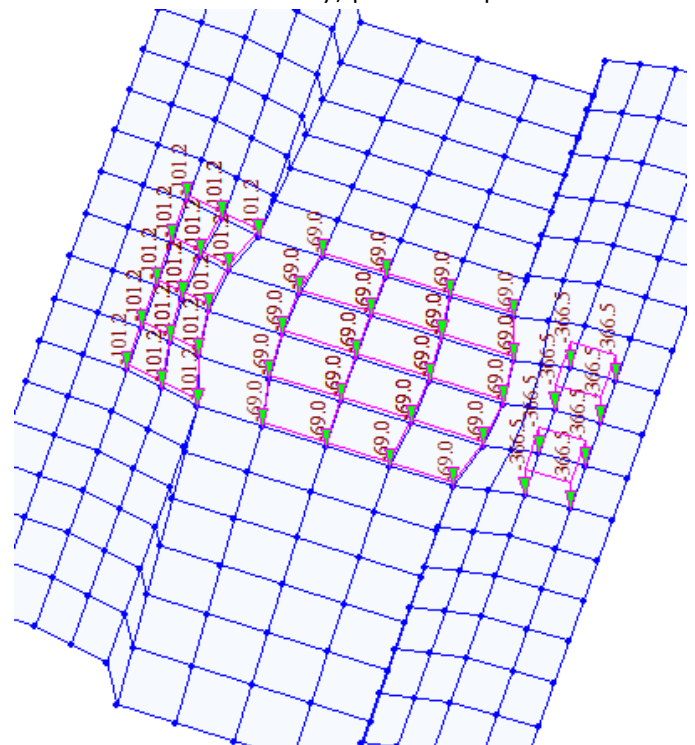
4. g1 – vozovka



5. UDL, pruh č. 1 vpravo

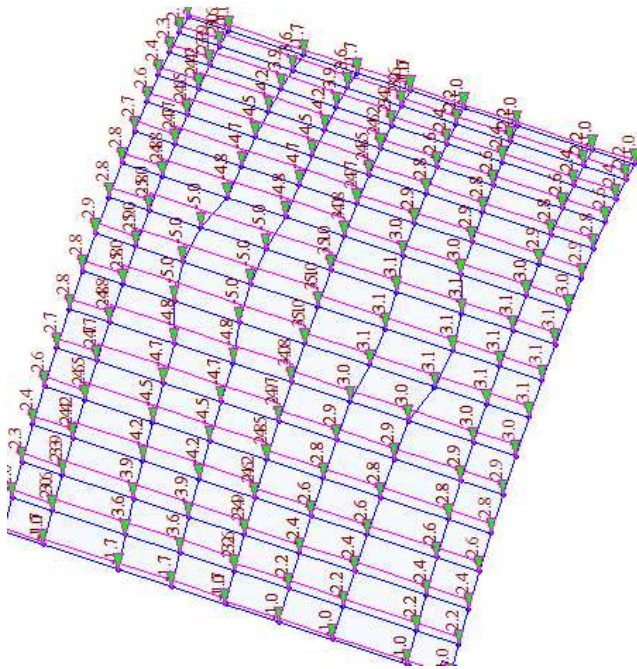


6. TS nad středem klenby, pruh č. 1 vpravo

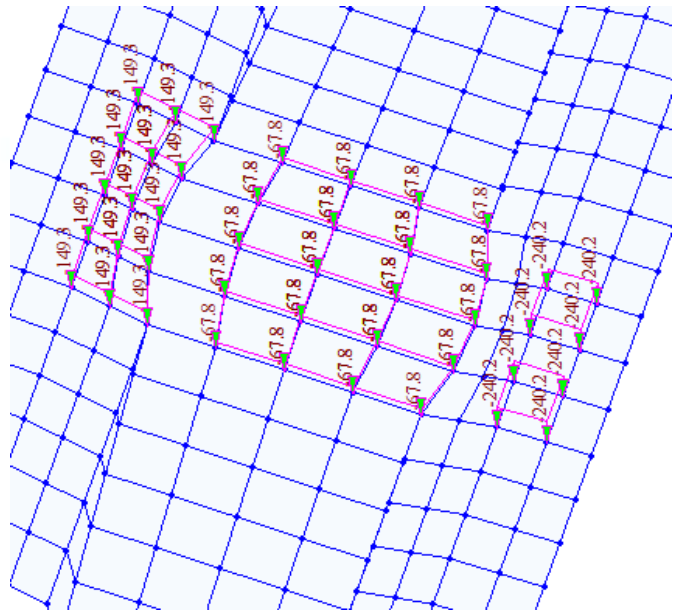




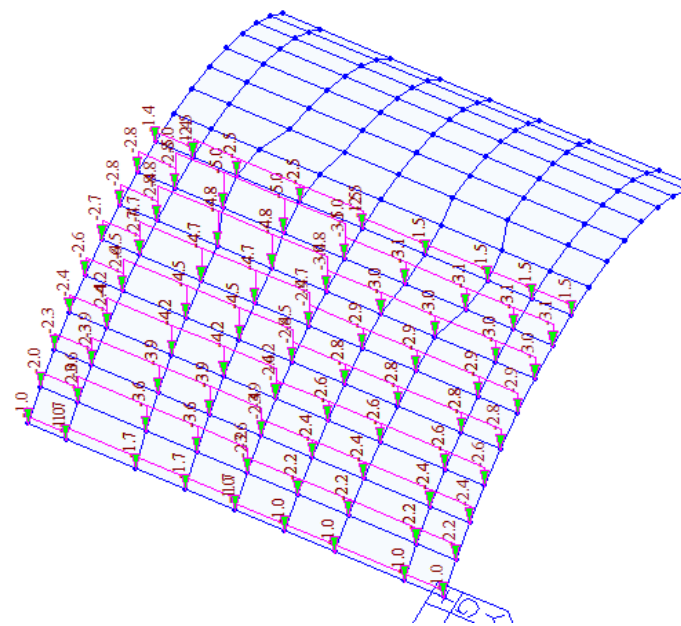
7. UDL, pruh č. 1 na středu



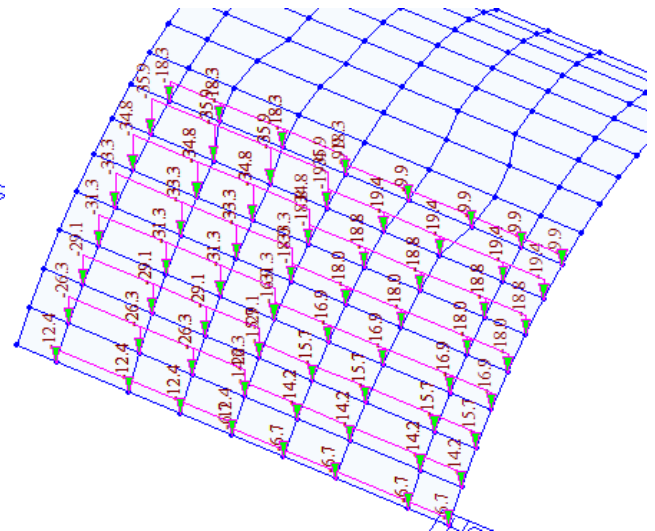
8. TS nad středem klenby, pruh č. 1 na středu



9. UDL_1/2, pruh č. 1 vpravo

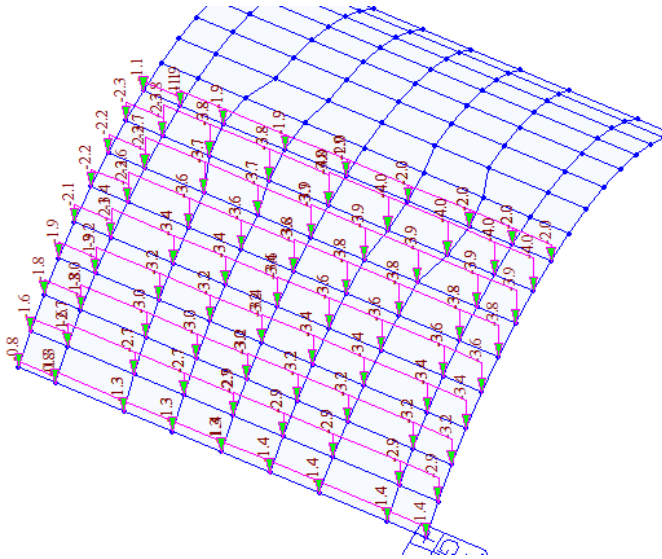


10. TS v 1/4 rozpětí klenby, pruh č. 1 vpravo

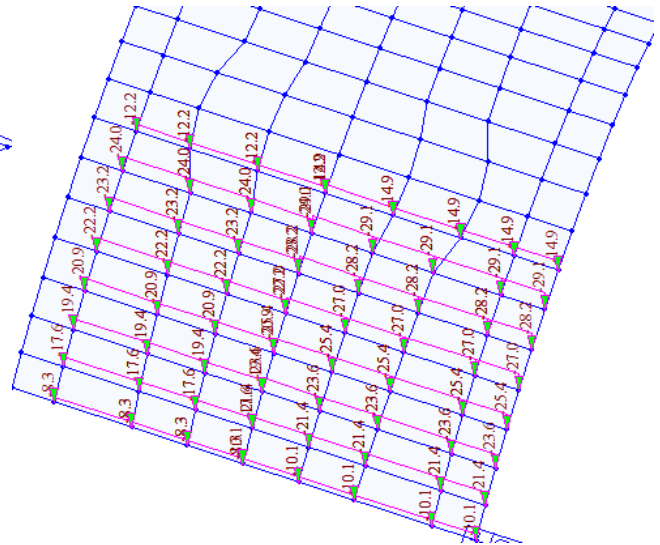




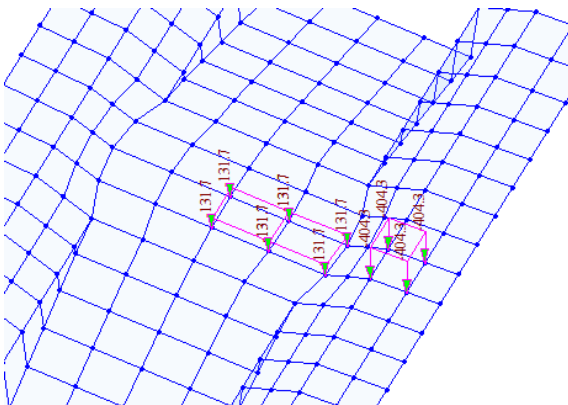
11. UDL_{1/2}, pruh č. 1 na středu



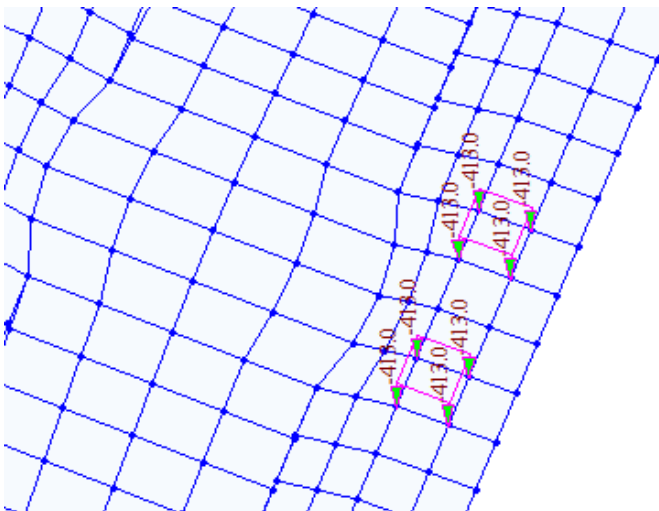
12. TS v ¼ rozpětí klenby, pruh č. 1 na středu



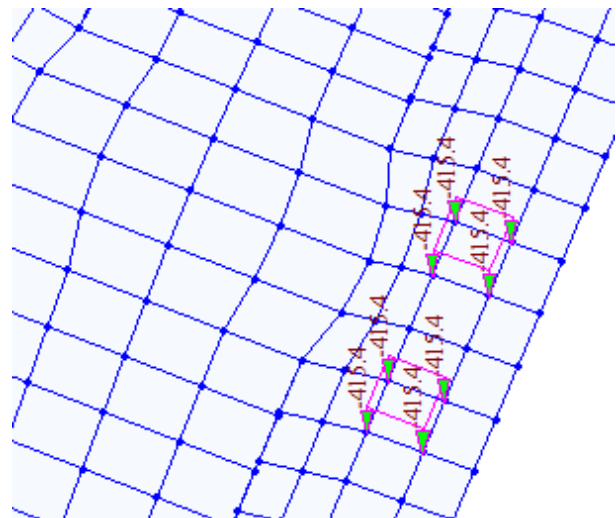
13. LM2 příčný směr v polovině rozpětí klenby



14. LM2 podélný směr v polovině rozpětí klenby

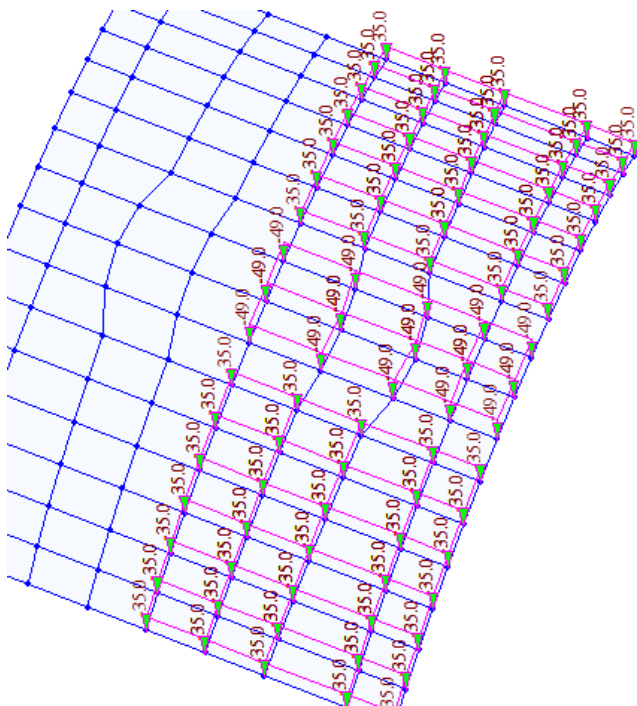


15. LM2 podél. směr posunutý 0,6 m od středu klenby

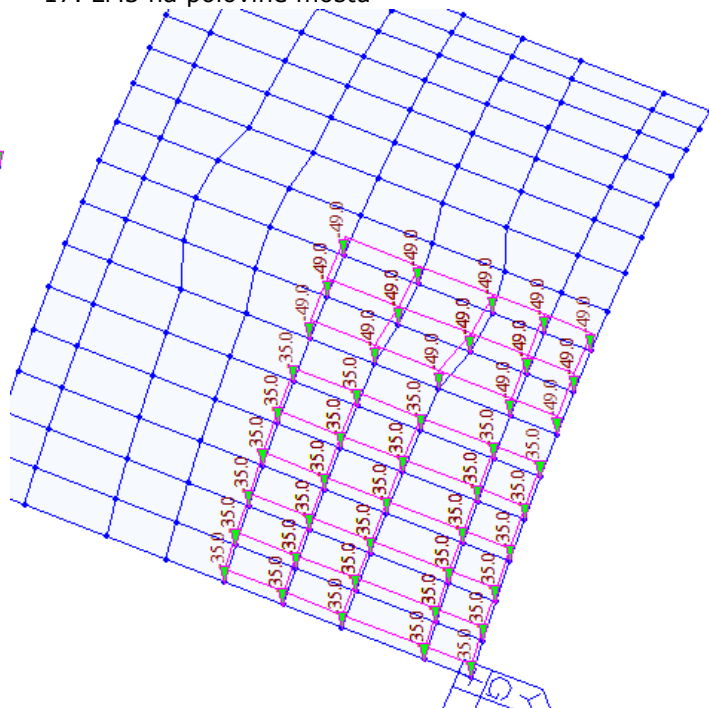




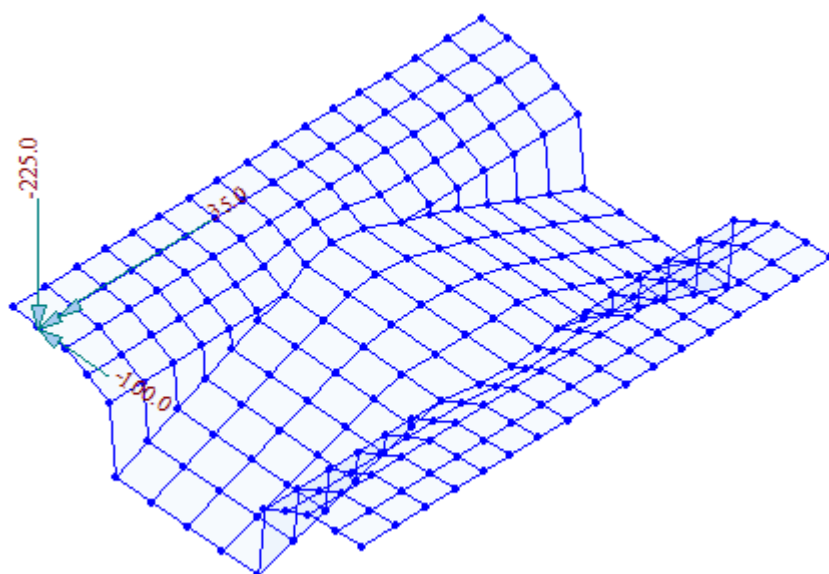
16. LM3 na celém mostu



17. LM3 na polovině mostu



18. Náraz vozidla do obručníku





5.3 Výpis kombinací

No	Name	Active	Type	Description
1	G	Active	Add	stálé zatížení
2	LM1_centr	Active	Add	LM1 na středu na celý most
3	LM1_vpravo	Active	Add	LM1 vpravo na celý most
4	LM1_1/2_centr	Active	Add	LM1 na středu, 1/2 mostu
5	LM1_1/2_vpravo	Active	Add	LM1 vpravo, 1/2 mostu
6	gr1a	Active	Envelope	LM1 obálka
7	gr1b	Active	Envelope	LM2 obálka
8	gr5	Active	Envelope	LM3
9	doprava	Active	Envelope	obálka z dopravy
10	MSP_kvazi	Active	Add	kvazistálá kombinace
11	MSP_char	Active	Add	charakter. kombinace
12	MSU1	Active	Add	MSU dle 6.10
13	MSU2	Active	Add	MSU dle 6.10
14	MSU obálka	Active	Envelope	
15	náraz	Active	Add	mimořádná dle 6.11

MSP kvazi: 1,00*G

MSP char: 1,00*G + 1,00*doprava

MSU1: 1,00*G + 1,35*doprava

MSU2: 1,35*G + 1,35*doprava

Náraz: 1,00*G + 1,00*náraz do obručníku

6 Výpočet vnitřních sil

Výpočet je proveden pomocí programu MIDAS Civil pro řešení konstrukcí metodou konečných prvků. Kompletní výstupní data jsou archivována u projektanta, s ohledem na množství výstupních údajů jsou přiloženy pouze vybrané údaje, grafy a schémata.

6.1 Kombinace vnitřních sil

6.1.1 Mezní stavy únosnosti (MSÚ)

Ve statickém výpočtu jsou pro mezní stavy použity kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace pro mezní stavy STR a GEO podle následujícího vztahu:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{rovnice 6.10, dle ČSN EN 1990})$$

Mimořádná kombinace zatížení

Tato kombinace zahrnuje náraz vozidla do obručníku.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{rovnice 6.11b, dle ČSN EN 1990})$$



6.1.2 Mezní stavy použitelnosti – MSP

Charakteristická kombinace – pro nevratné návrhové situace

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{rovnice 6.14b, dle ČSN EN 1990})$$

Častá kombinace – pro vratné mezní stavy

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \psi_{1,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{rovnice 6.15b, dle ČSN EN 1990})$$

Kvazistálá kombinace – pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{rovnice 6.16b, dle ČSN EN 1990})$$

6.1.3 Hodnoty součinitelů

Pro použité kombinace jsou použity příslušné hodnoty součinitelů spolehlivosti redukčních a kombinačních součinitelů z ČSN EN 1990 uvedené v následujících tabulkách.

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

Zatížení	Značka		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zatížení dopravou (viz EN 1991-2, Tabulka 4.4)	gr1a (LM1+ zatížení chodci nebo cyklisty) ¹⁾	TS (dvojnápravy)	0,75	0,75	0
		UDL (rovnoměrné zatížení)	0,40	0,40	0
		Zatížení chodci + zatížení cyklisty ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (jednotlivá náprava)		0	0,75	0
	gr2 (vodorovné síly)		0	0	0
	gr3 (zatížení chodci)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 (zatížení davem lidí))		0	–	0
gr5 (LM3 (zvláštní vozidla))		0	–	0	
Zatížení větrem	$F_{w,k}$				
	– Trvalé návrhové situace		0,6	0,2	0
	– Provádění		0,8	–	0
	F_w^*		1,0	–	–
Zatížení teplotou	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Zatížení sněhem	$Q_{S n,k}$ (během provádění)		0,8	–	–
Staveništní zatížení	Q_e		1,0	–	1,0

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům α_{Q_1} , α_{Q_2} , α_{Q_3} , α_{Q_4} , a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnoměrné zatížení) odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka kdy vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnoměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

²⁾ Kombinací hodnota zatížení od chodců a cyklistů, zmíněná v tabulce 4.4 EN 1991-2, je redukována hodnota. Součinitele ψ_0 a ψ_1 odpovídají této hodnotě.

³⁾ Doporučenou hodnotu ψ_0 pro zatížení teplotou lze ve většině případů snížit až na nulu pro mezní stav y únosnosti EQU, STR a GEO. Viz také Eurokód pro navrhování.

¹⁾ Doporučené hodnoty součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro gr1a a gr1b jsou uvedeny pro zatížení silniční dopravou, která odpovídá regulačním součinitelům $\alpha_{0,1}$, $\alpha_{0,2}$, $\alpha_{0,3}$ a β_0 rovným 1. Ty, které se vztahují k UDL (rovnomměrné zatížení), odpovídají běžným scénářům dopravy, ve kterých se může zřídka vyskytnout kumulace nákladních vozidel. Jiné hodnoty lze předpokládat pro jiné třídy komunikací nebo očekávanou dopravu, které se vztahují k výběru odpovídajících součinitelů α . Např. hodnota ψ_2 jiná než nula se může předpokládat pouze pro rovnomměrné zatížení (UDL) modelu zatížení 1 (LM1) pro mosty převádějící silnou nepřetržitou dopravu. Viz také EN 1998.

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

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

POZNÁMKA 2 Pokud se pro některé mezní stavy použitelnosti betonových mostů národní příloha odkazuje na občasné kombinace zatížení, lze v ní definovat hodnoty $\psi_{1,inf}$. Doporučené hodnoty součinitelů $\psi_{1,inf}$ jsou: ^{NP20)}

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

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty zatížení větrem a zatížení sněhem během provádění jsou stanoveny v EN 1991-1-6. Kde je to třeba, lze definovat v národní příloze nebo pro konkrétní projekt reprezentativní hodnoty zatížení vodou (F_{wa}). ^{NP21)}



Tabulka A2.4(B) – Návrhové hodnoty zatížení (STR/GEO) (Soubor B)

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

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

POZNÁMKA 1 Volba mezi (6.10), nebo (6.10a) a (6.10b) je uvedena v národní příloze. V případě použití (6.10a) a (6.10b) může národní příloha upravit (6.10a) tak, že zahrnuje pouze stálá zatížení.^{NP27)}

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

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ ¹⁾

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

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

$\gamma_Q = 1,45$, pokud Q reprezentuje nepříznivé působící zatížení od železniční dopravy, pro sestavy zatížení 11 až 31 (s výjimkou 16, 17, 26³⁾ a 27³⁾), model zatížení 71, SW/0 a HSLM a skutečné vlaky, pokud se uvažují jako jednotlivá hlavní zatížení dopravou; (0 pro příznivá);

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

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

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

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

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

γ_P = doporučené hodnoty definované v příslušných Eurokódech pro navrhování.

¹⁾ Tyto hodnoty zahrnují: vlastní tíhu nosných a nenosných částí, kolejové lože, zeminu, podzemní vodu a volně tekoucí vodu, odstranitelné zatížení, apod.

²⁾ Tyto hodnoty zahrnují: proměnný vodorovný zemní tlak, podzemní vodu, volně tekoucí vodu a kolejové lože, zvýšení složky zemního tlaku od dopravy, aerodynamická zatížení od dopravy, zatížení větrem, teplotou apod.

³⁾ Pro zatížení železniční dopravou u sestav zatížení 26 a 27 lze součinitel $\gamma_Q = 1,20$ použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s SW/2 a součinitel $\gamma_Q = 1,45$ lze použít pro jednotlivé složky zatížení dopravou související s modely zatížení 71, SW/0 a HSLM, apod.

POZNÁMKA 3 Charakteristické hodnoty všech stálých zatížení z jednoho zdroje se násobí součinitelem $\gamma_{G,sup}$, pokud celkový výsledný účinek je nepříznivý a součinitelem $\gamma_{G,inf}$, pokud celkový výsledný účinek je příznivý. Např. všechna zatížení mající původ od vlastní tíhy konstrukce lze uvažovat jako pocházející z jednoho zdroje; toto lze použít i v případě, kdy se jedná o různé materiály. Nicméně viz A2.3.1(2).

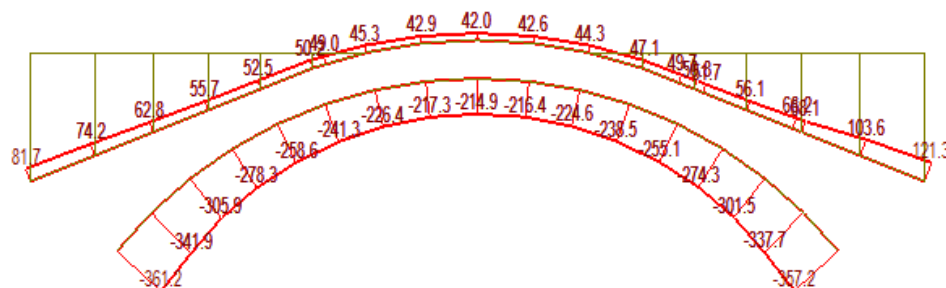
POZNÁMKA 4 Pro zvláštní ověření lze hodnoty γ_Q a γ_Q rozdělit na γ_Q a γ_Q a na součinitel γ_{SD} zahrnující nejistoty modelování. Hodnota γ_{SD} je v oboru 1,0 – 1,15 a lze ji použít v neobecnějších případech a také ji lze upravit v národní příloze.^{NP27)}

POZNÁMKA 5 Tam, kde zatížení vodou nejsou zahrnuta v EN 1997 (např. proudící voda), lze pro konkrétní projekt stanovit kombinace zatížení, které se mají použít.

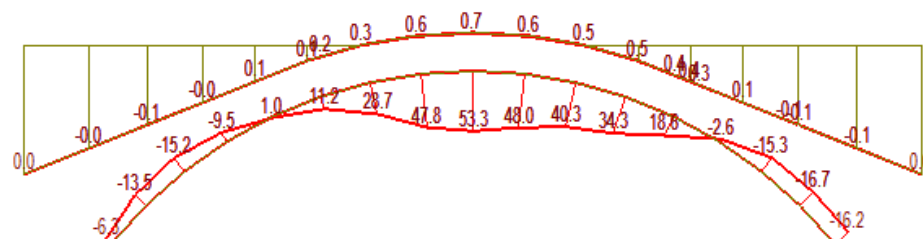
6.2 Vnitřní síly

6.2.1 MSÚ, uvedení do provozu – podélný řez středem mostu

Fxx_max

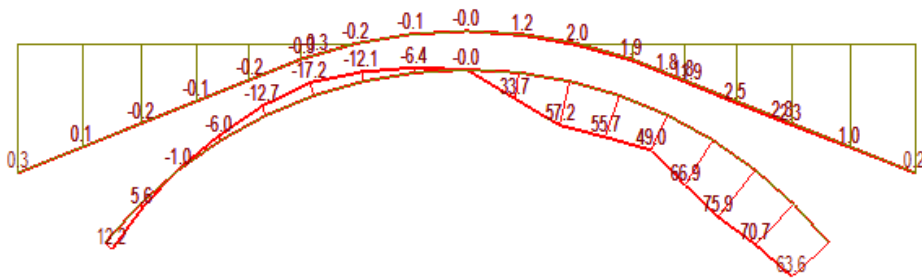


Mxx_max

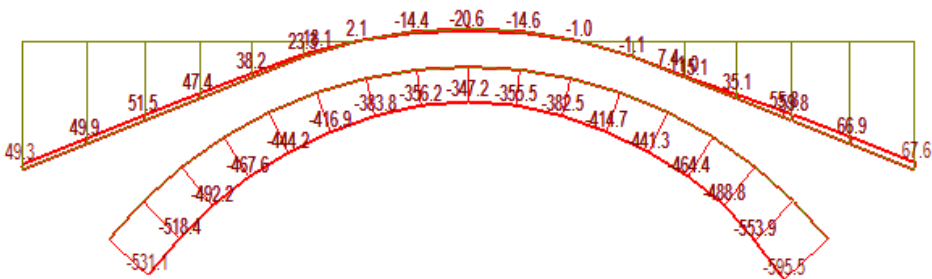




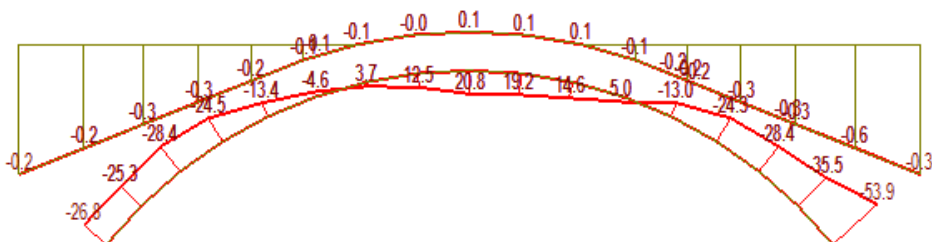
Vxx_max



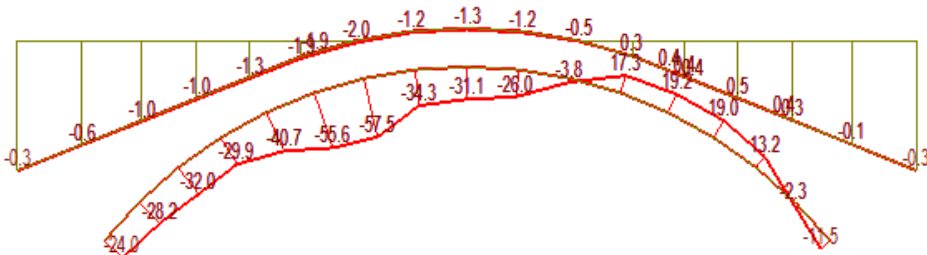
Fxx_min



Mxx_min

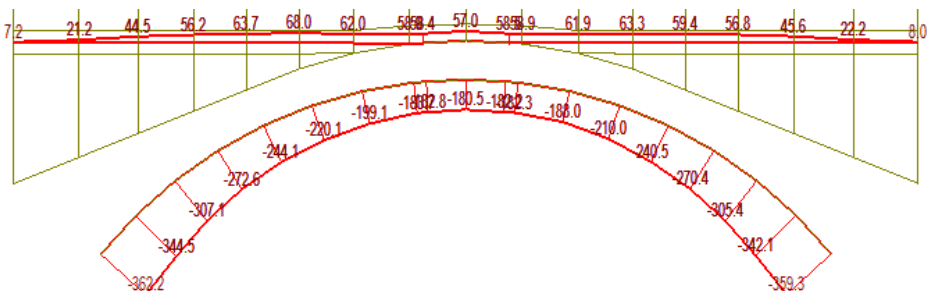


Vxx_min



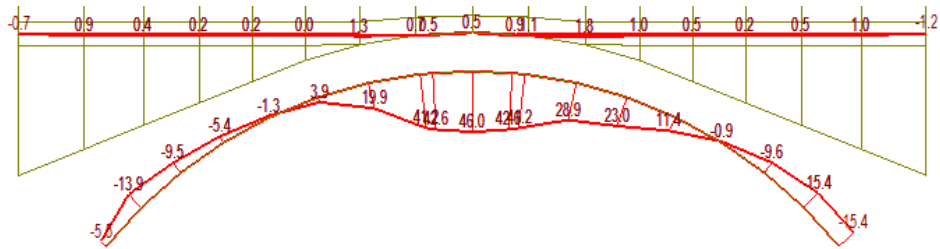
6.2.2 MSÚ, uvedení do provozu – podélný řez okrajem mostu

Fxx_max

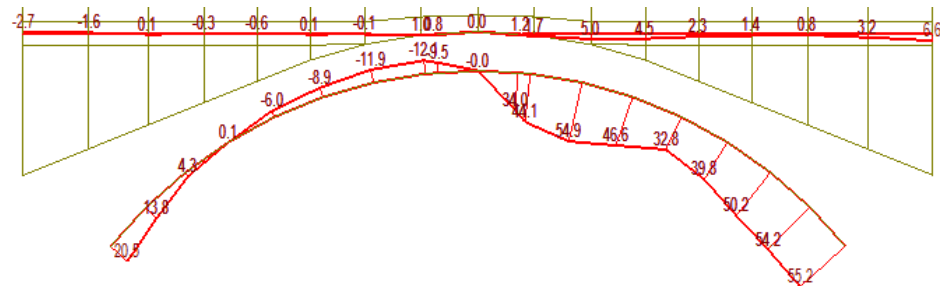




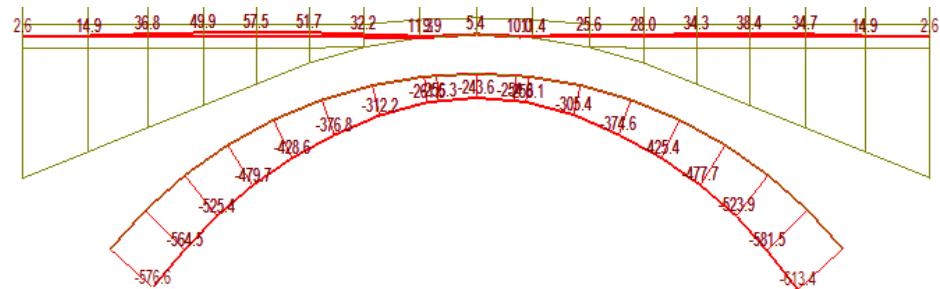
Mxx_max



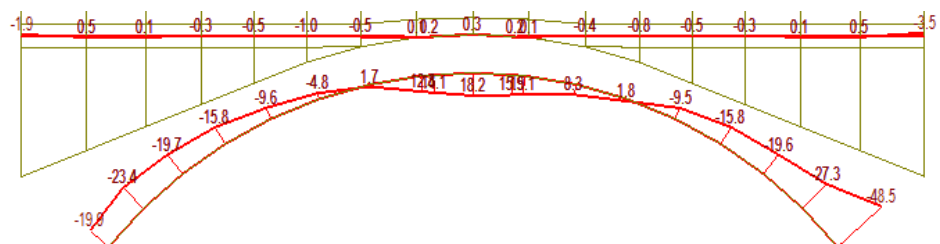
Vxx_max



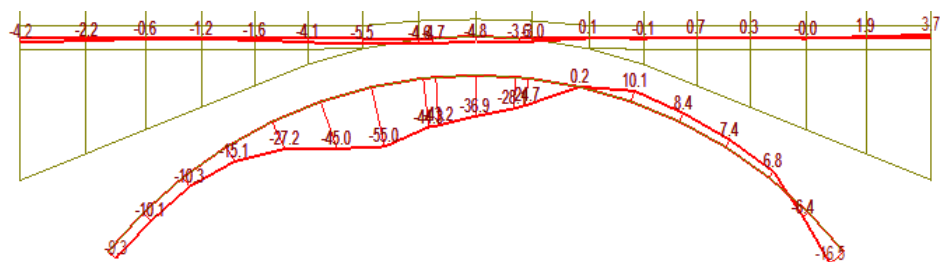
Fxx_min



Mxx_min



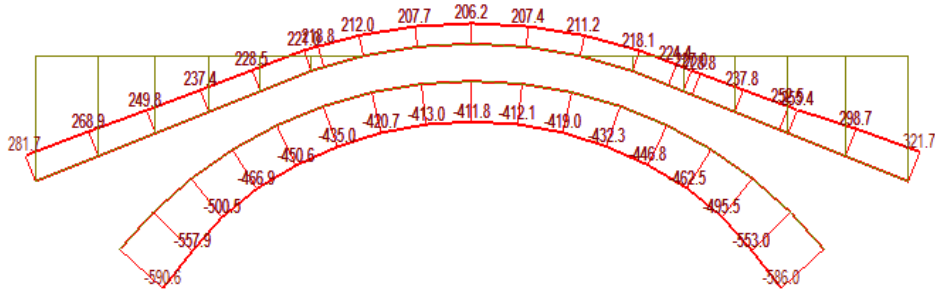
Vxx_min



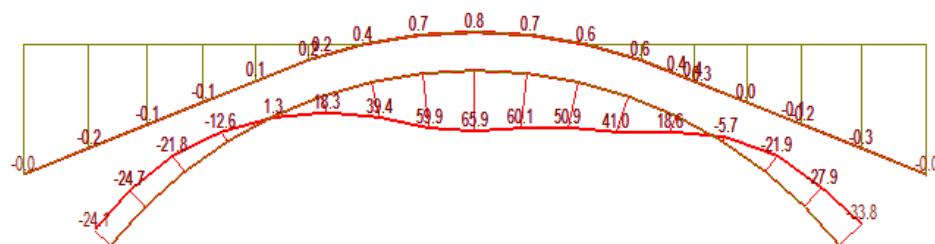


6.2.3 MSÚ, konec životnosti – podélný řez středem mostu

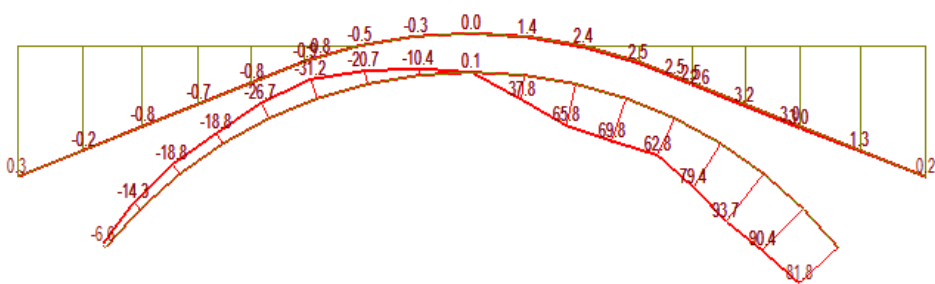
Fxx_max



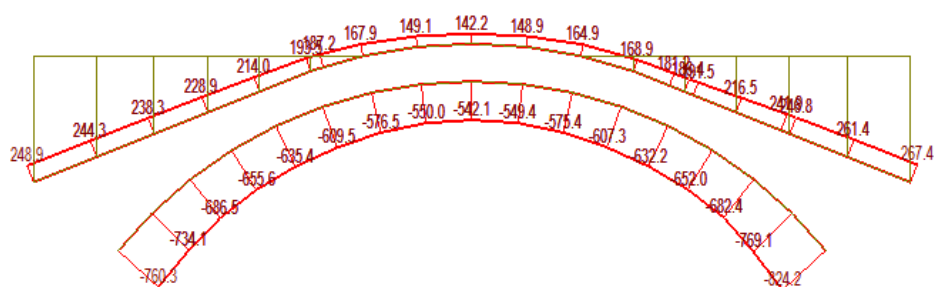
Mxx_max



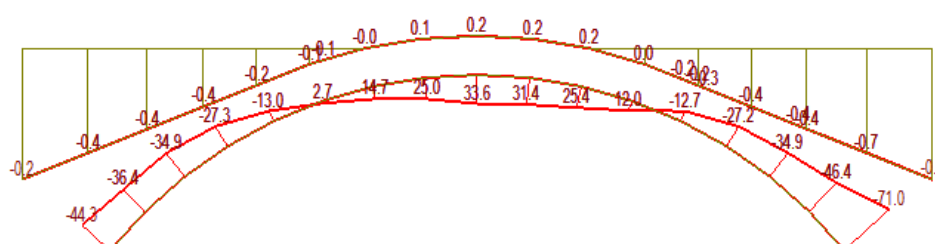
Vxx_max



Fxx_min

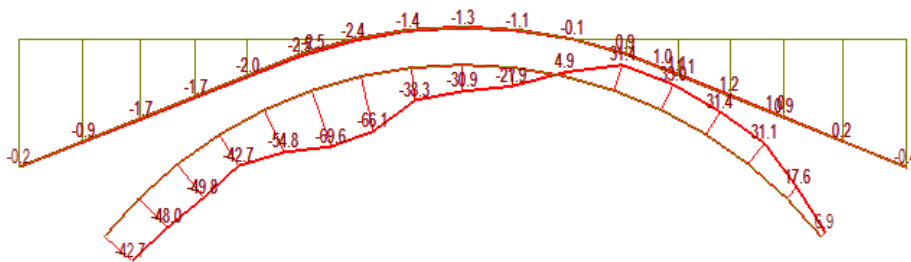


Mxx_min



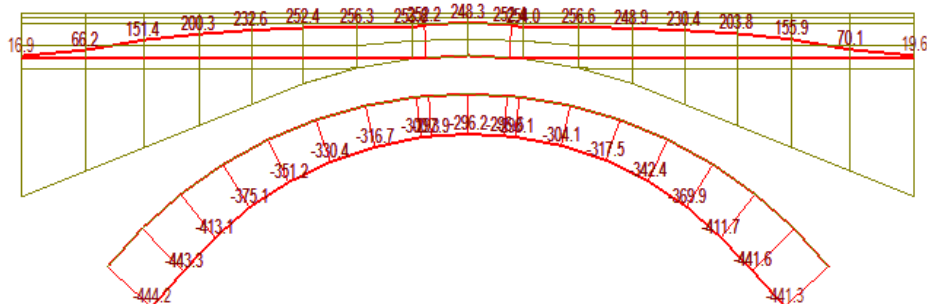


Vxx_min

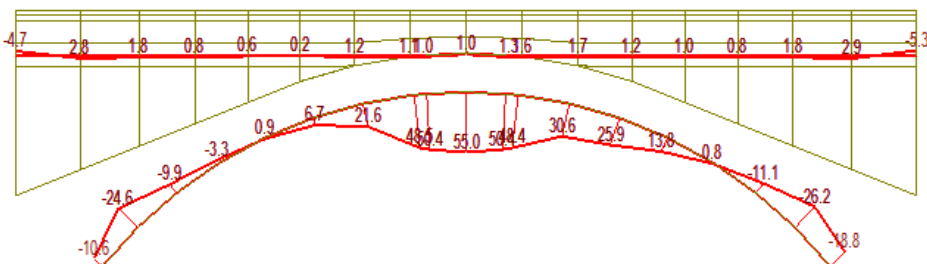


6.2.4 MSÚ, konec životnosti – podélný řez okrajem mostu

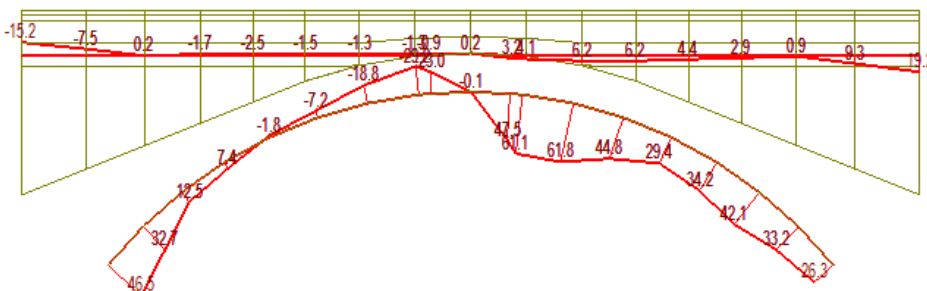
Fxx_max



Mxx_max

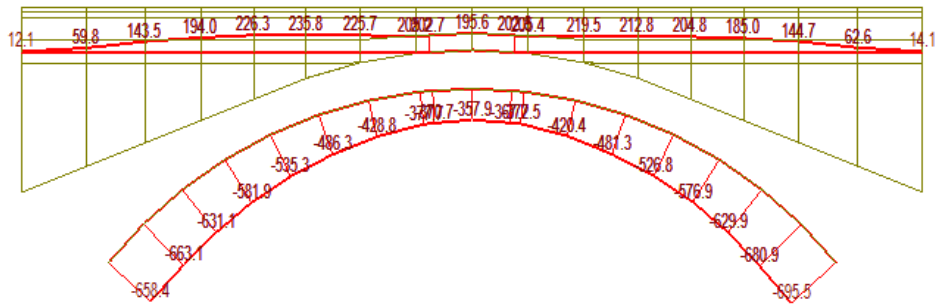


Vxx_max

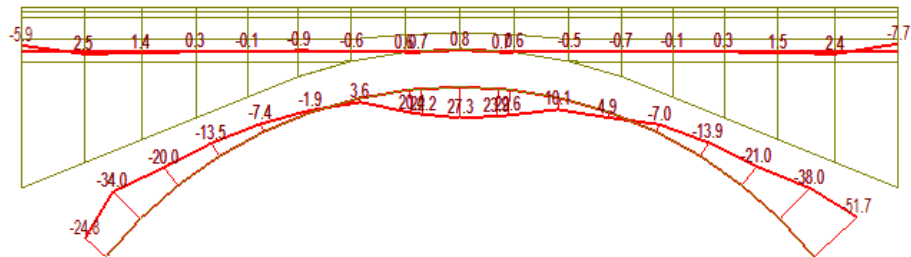




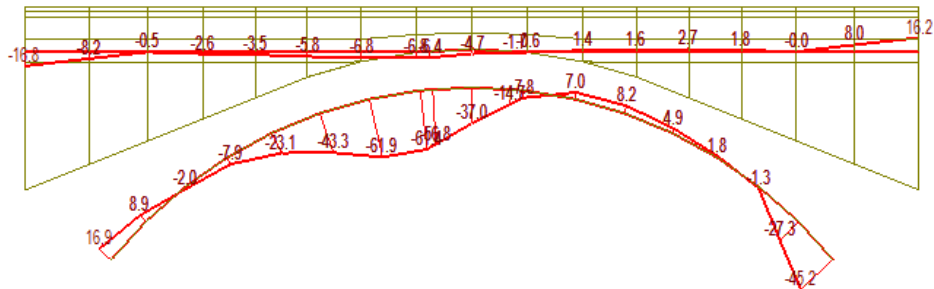
Fxx_min



Mxx_min



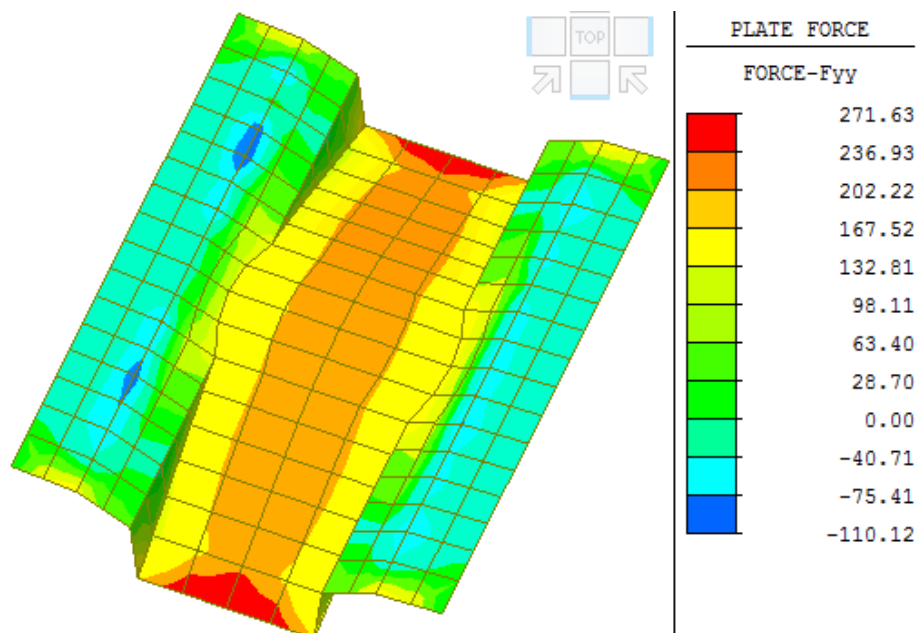
Vxx_min





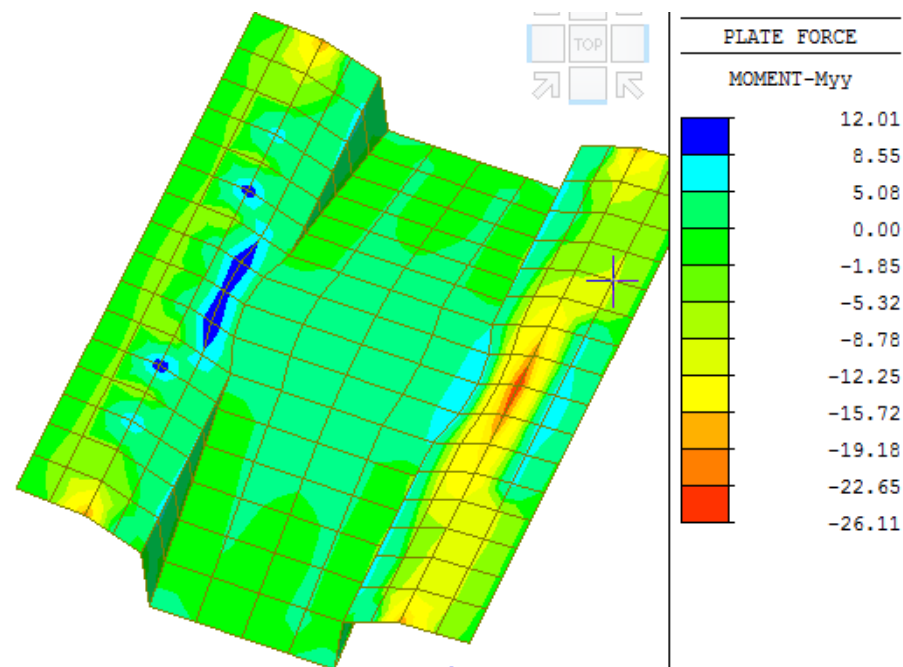
6.2.5 MSÚ – spřahující deska v příčném směru

F_{yy} all



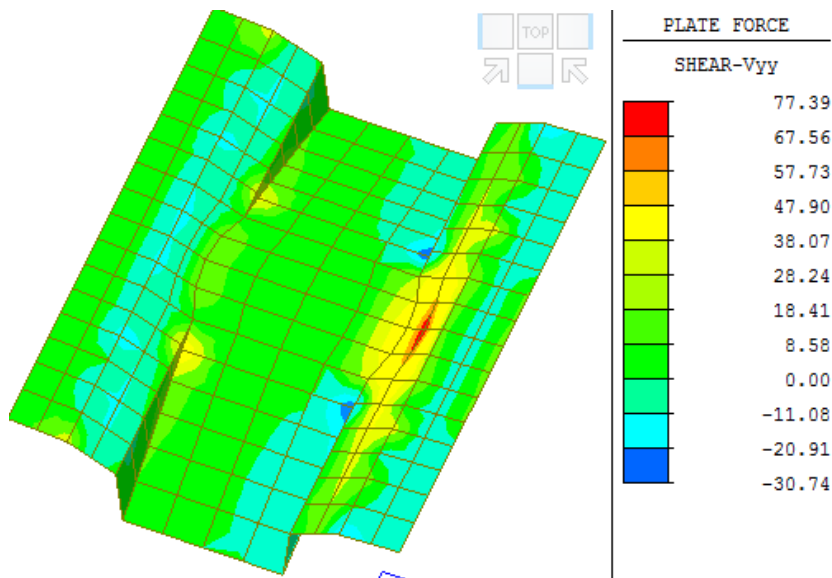
Pozn.: Ve skutečnosti v desce v příčném směru vzniknou výrazně menší tahy, protože konstrukce bude příčně předepnuta. Lokální extrém v místě podpor jsou způsobeny příčně neposuvnými podporami v modelu.

M_{yy} min



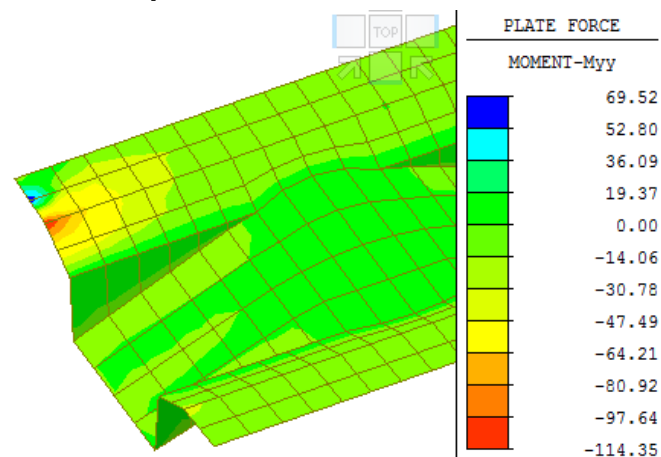


V_{yy} max

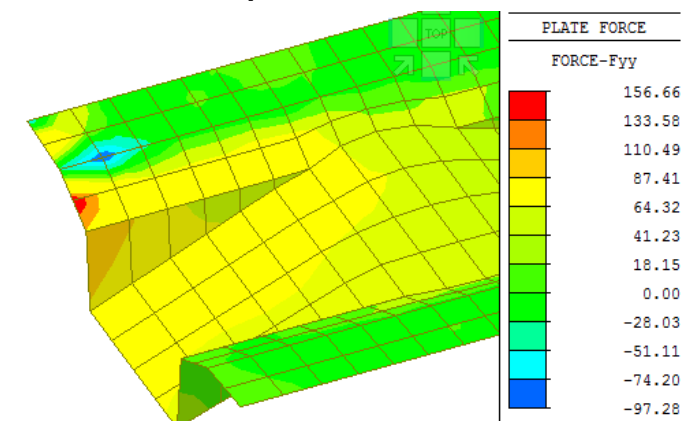


6.2.6 MSÚ mimořádná
Náraz vozidla do obrubníku

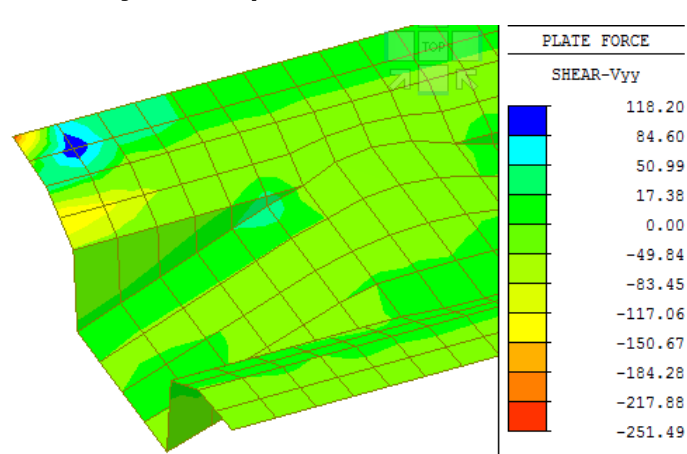
Moment v příčném směru



Normálová síla v příčném směru



Posouvající síla v příčném směru



Lokální extrém v levém horním rohu konstrukce jsou nereálné. Maximální hodnota posouvající síly je 150 kN.



7 Posouzení nosné konstrukce

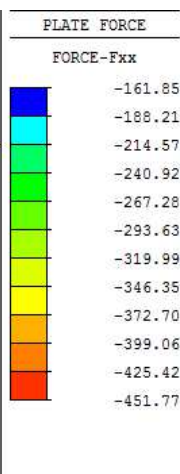
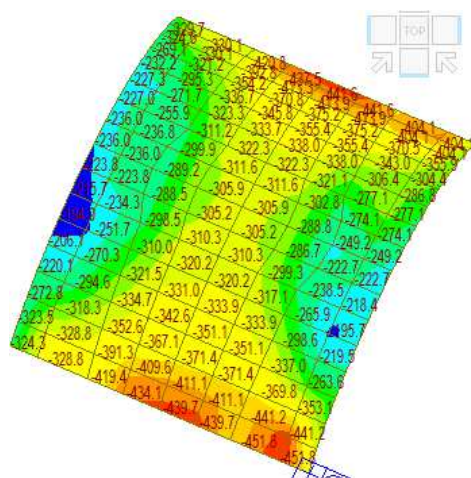
7.1 Posouzení nosné konstrukce podle MSP

Posouzení mezních stavů použitelnosti je provedeno dle ČSN P 73 6213 „Navrhování zděných mostních konstrukcí“, kapitola 9.

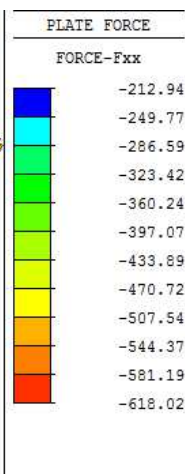
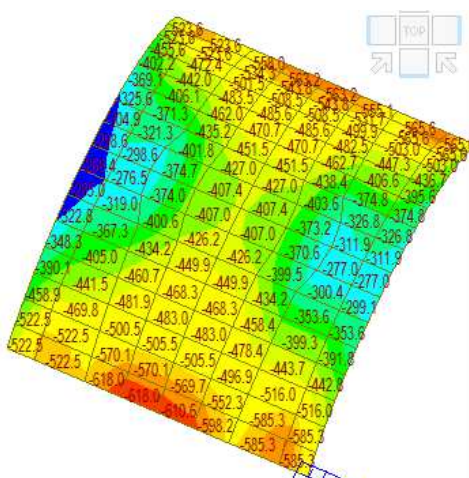
7.1.1 Omezení napětí

Průběh napětí v průřezu se v mezním stavu použitelnosti vyšetřuje za vyloučeného tahu a za předpokladu lineárního rozdělení napětí v tlačené oblasti průřezu. Přípouští se tedy rozevírání spár klenby. Tlakové napětí v charakteristické kombinaci nemá překročit $0,45 f_k$. Zároveň má být otevření spáry menší než polovina plochy posuzovaného průřezu.

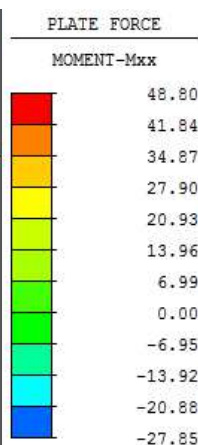
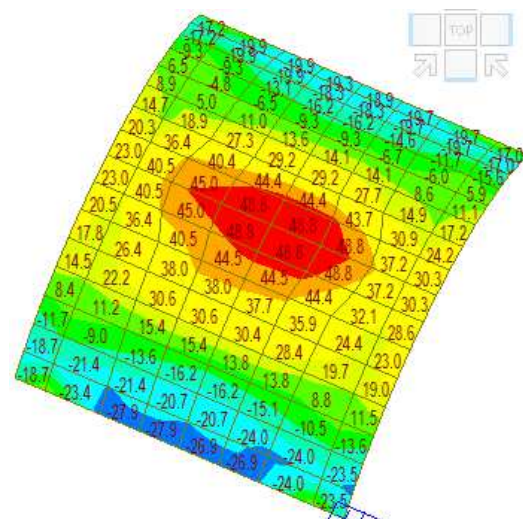
F_{xx} , max.



F_{xx} , min.

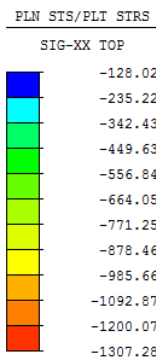
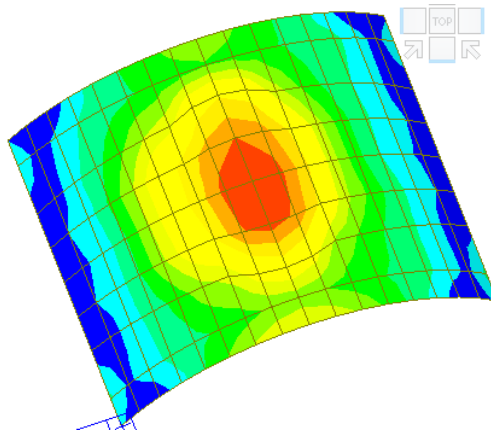


M_{xx} , max.

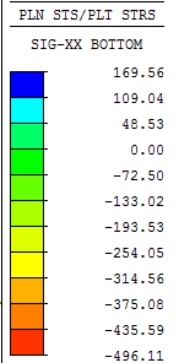
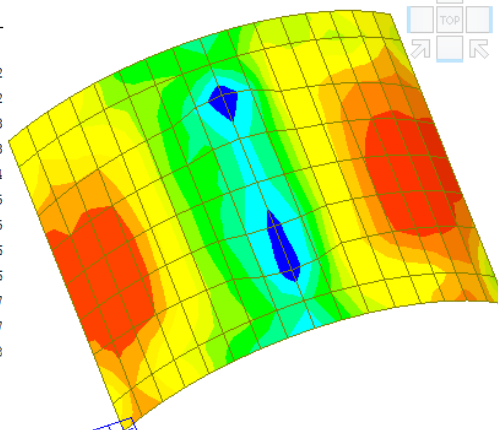




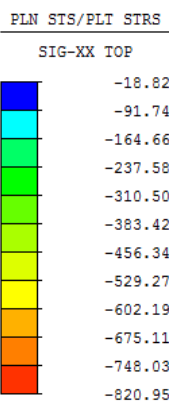
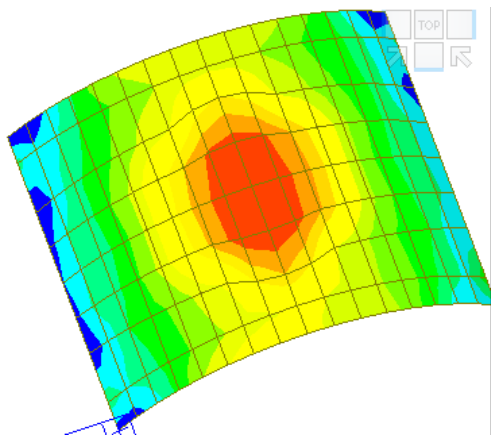
σ_{xx} , min., horní povrch



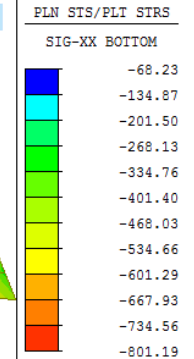
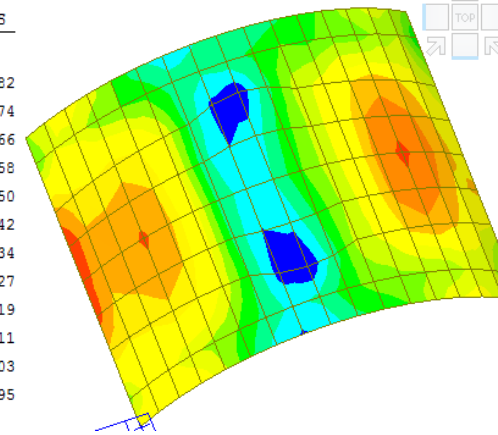
σ_{xx} , max., dolní povrch



σ_{xx} , max., horní povrch



σ_{xx} , min., dolní povrch



Ve výpočtovém modelu nebylo uvažováno s vyloučením tahu. V místech, kde se tah objevil, je třeba určit náhradní napětí s vyloučeným tahem.

N [kN]	M [kNm]	e [m]	x [m]	σ_{max} [MPa]
-	-	M/N	$3(h/2-e)b$	$2N/xb$
305,2	48,8	0,160	0,495	1,232
407	48,8	0,120	0,615	1,323

$$f_{ck} = 9,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} = 1,323 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} \leq 0,45 f_{ck}$$

$$1,323 \text{ MPa} \leq 4,05 \text{ MPa}$$

VYHOVUJE

Otevření spáry

$$h_{wk} = h - x = 0,65 - 0,495 = 0,155 \text{ m}$$

$$h_{wk,lim} = \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ m}$$

$$h_{wk} \leq h_{wk,lim}$$

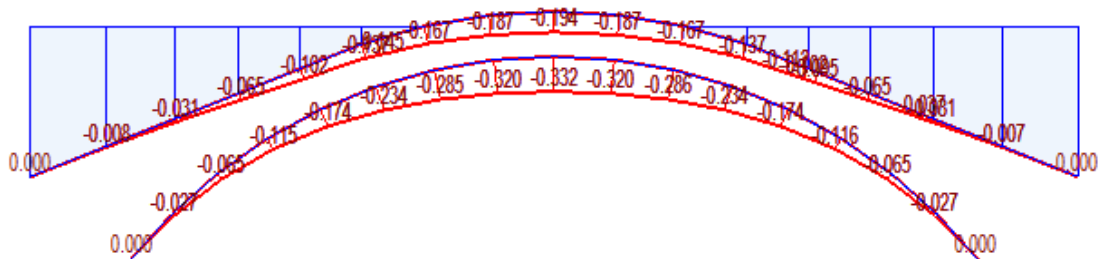
$$0,155 \text{ m} \leq 0,325 \text{ m}$$

VYHOVUJE



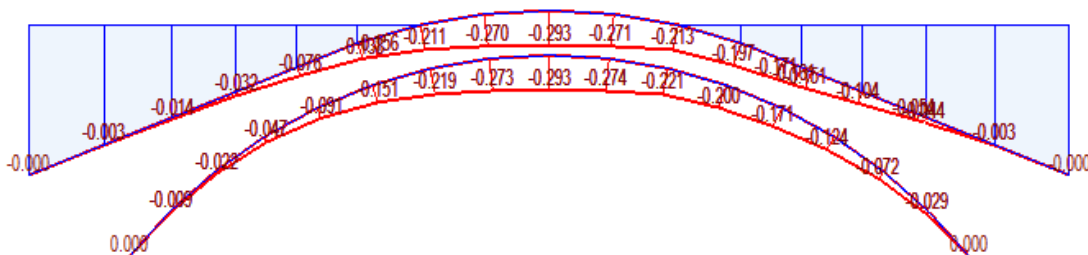
7.1.2 Výpočet průhybu

Průhyb od stálého zatížení



$$w_g = 0,332 \text{ mm}$$

Průhyb od zatížení od dopravy



$$w_q = 0,293 \text{ mm}$$

$$w_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{8}{300} = 26,7 \text{ mm}$$

$$w_c = w_g + w_q = 0,332 + 0,293 = 0,625 \text{ mm}$$

$$w_c \leq w_{lim}$$

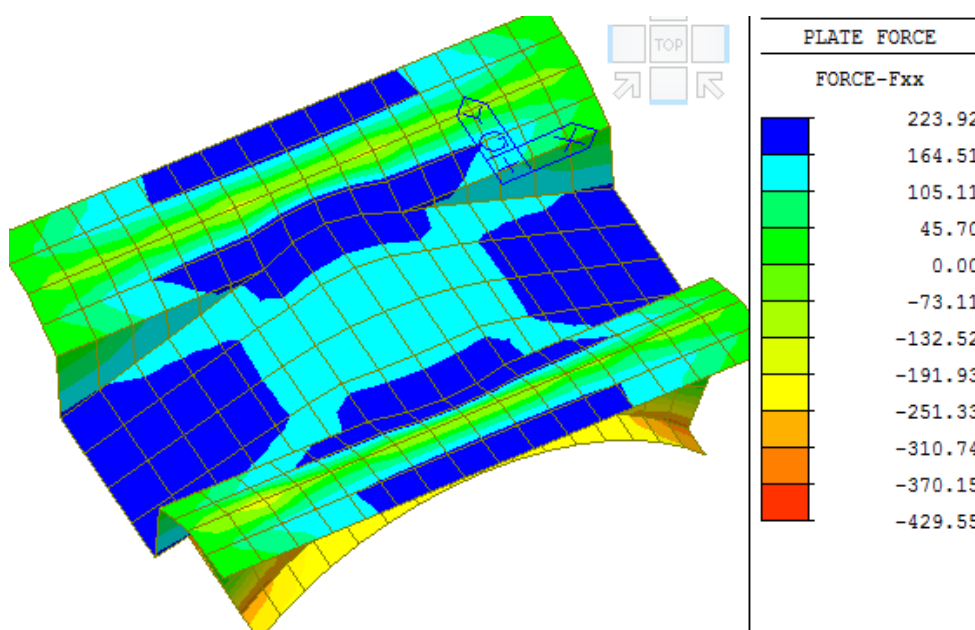
$$0,625 \text{ mm} \leq 26,7 \text{ mm}$$

VYHOVUJE

7.1.3 Omezení trhlin ve spřahující desce

Omezení trhlin je stanoveno dle ČSN EN 1992-2, kapitola 7.3.

Kvazistálá kombinace na konci životnosti:





Minimální průřezová plocha výztuže je dána požadavkem na výrazné omezení trhlin. Jako mezní napětí ve výztuži byla zvolena hodnota 100 MPa.

Ned	-224	kN	(tah má zápornou hodnotu)
σ_c	-1,12	Mpa	
$f_{ct,eff}$	2,90	MPa	
Act	0,20	m ²	
$E_{c,m}$	32000	Mpa	
σ_s	100,00	MPa	
k	0,65		
h	0,20	m	
h*	0,20	m	
k1	0,67		
kc	0,63		
$A_{s,min}$	0,002382	m ²	

Navržená podélná výztuž: **$\Phi 16/150$, $A_s = 13,40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$**

Obě vrstvy výztuže: **$A_{s,celk} = 26,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$**

$$A_{s,celk} \geq A_{s,min}$$

$$26,80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \geq 23,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

7.2 Posouzení nosné konstrukce podle MSÚ

7.2.1 Posouzení zdiva klenby

Posouzení klenby bylo provedeno dle ČSN P 73 6213 „Navrhování zděných mostních konstrukcí“, kapitola 8. Nevystužené zdivo se posoudí za vyloučeného tahu ve zdivu a za předpokladu rovnoměrného rozdělení napětí v tlačené oblasti. Přitom plocha tlačené oblasti průřezu nemá být u obdélníkových průřezů menší než 20% celkové plochy průřezu.

Klenba je posouzena samostatně pro nejnepříznivější kombinaci MSÚ v nejnepříznivějších řezech – ve vrcholu a v patě klenby. Byly uvažovány kombinace min. normálové síly a max. ohybového momentu a dále kombinace max. normálové síly a max. ohybového momentu z obálky vnitřních sil.

f_D	3,2	Mpa
h	0,65	m
b	1	m
$e_{lim,0,2}$	0,26	m

MSÚ uvedení do provozu

Posouzení		N [kN]	M [kNm]	e [m]	$A_{c, eff}$ [m ²]	N_{max} [kN]	
Řez středem mostu	Vrchol klenby	214,9	53,3	0,248	0,154	492,7	VYHOVUJE
		347,2	53,3	0,154	0,343	1097,5	VYHOVUJE
	Pata klenby	357,2	53,9	0,151	0,348	1114,3	VYHOVUJE
		595,5	53,9	0,091	0,469	1500,7	VYHOVUJE
Řez okrajem mostu	Vrchol klenby	180,5	46,0	0,255	0,140	449,0	VYHOVUJE
		243,6	46,0	0,189	0,272	871,5	VYHOVUJE
	Pata klenby	359,3	48,5	0,135	0,380	1216,1	VYHOVUJE
		613,4	48,5	0,079	0,492	1574,0	VYHOVUJE



MSÚ na konci životnosti (maximální velikost smrštění a dotvarování)

Posouzení		N [kN]	M [kNm]	e [m]	$A_{c, eff}$ [m ²]	N_{max} [kN]	
Řez středem mostu	Vrchol klenby	411,8	65,9	0,160	0,330	1055,8	VYHOVUJE
		542,1	65,9	0,122	0,407	1302,0	VYHOVUJE
	Pata klenby	586,0	71,0	0,121	0,408	1304,6	VYHOVUJE
		824,2	71,0	0,086	0,478	1528,7	VYHOVUJE
Řez okrajem mostu	Vrchol klenby	296,2	55,0	0,186	0,279	891,6	VYHOVUJE
		357,9	55,0	0,154	0,343	1096,5	VYHOVUJE
	Pata klenby	441,3	51,7	0,117	0,416	1330,2	VYHOVUJE
		695,5	51,7	0,074	0,501	1604,3	VYHOVUJE

7.2.2 Posouzení konzoly spřahující desky

Výpočet napětí v železobetonovém průřezu je proveden v následující tabulce podle teorie mezních stavů:

Návrh plochy výztuže : $\lambda = 0.8 \eta = 1.0$

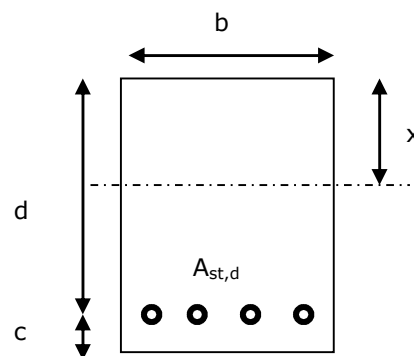
$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right) < x_{bal} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}}$$

$$A_{st, req} = \frac{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}{f_{yd} \cdot r} \cdot \left(-1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}}} \right)$$

$$A_{x, min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad A_{x, min} = 0.0013 \cdot b \cdot d$$

Posouzení únosnosti :

$$x = \frac{A_{st, d} \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad M_{Rd} = A_{st, d} \cdot f_{yd} \cdot (d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x)$$



NK horní příčná výztuž konzoly – tl. 0.300m

Namáhání		Návrh výztuže					
M_{ed} [MNm]=	0,114	$A_{st, d}$	6,67	ϕ	16		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
b[m]=	1,000	f_{ctm} [MPa]=	2,9	f_{yk} [MPa]=	500	ε_{cu} =	0,0035
h[m]=	0,300	f_{ck} [MPa]=	30,0	f_{yd} [MPa]=	435	λ =	0,800
c[m]=	0,050	f_{cd} [MPa]=	17,0	E_s [Mpa]=	200000	η =	1,000
d[m]=	0,242						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-rl}$ [m ²]=	0,000365		$A_{xmin-rl}$ [m ²]=	0,000315		mimimální plocha výztuže	
x_{bal} [m]=	0,149280	>	x [m]=	0,036887		omezení výšky tlacené oblasti	
$A_{st, req}$ [m ²]=	0,001154	<	$A_{st, d}$ [m ²]=	0,001341		ověření návrhové plochy výztuže	
μ_{minx} [%]=	0,15	<	μ [%]=	0,55	<	μ_{max} [%]=	1,60
Moment únosnosti							
x [m]=	0,042873		M_{Rd} [MNm]=	0,131	>	M_{ed} [MNm]=	0,114



7.2.3 Posouzení spřahující desky na min. vyztužení pro železobeton

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d; 0,0013 \cdot b_t \cdot d\right)$$

$$A_{s,min} = \max\left(0,26 \cdot \frac{2,9}{500} \cdot 1 \cdot 0,144; 0,0013 \cdot 1 \cdot 0,144\right) = 2,17 \cdot 10^{-4} m^2$$

$$13,40 \cdot 10^{-4} > 2,14 \cdot 10^{-4}$$

Minimální plocha výztuže je splněna.

7.2.4 Posouzení smyku

Návrh smykové výztuže je proveden na max. výslednou smykovou sílu v konzole z mimořádné kombinace „Náraz“.

V_{Ed} = 150 kN

Návrh smykové výztuže je proveden dle ČSN EN 1992-1-1 kap.6.2.str.77 podle teorie mezních stavů:

beton

$$V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + \sqrt{0,2/d} \leq 2,0 \quad \rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 \cdot f_{cd} \quad \text{vliv predpeti}$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad v_{min} = 0,035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad k_1 = 0,15$$

svislá výztuž

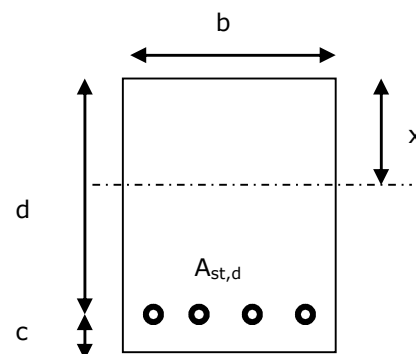
$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\theta = 22 - 45^\circ)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad v_1 = 0,6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$$

šikmá výztuž

$$V_{Rd,s} = A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$



Smyková výztuž v konzole desky

Namáhání		Ohybová výztuž						
V _{ed} [MN]=	0,150	6,67	φ	16		A _{st,d} [m ²]=	0,001341	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
b[m]=	1,000	f _{ctm} [MPa]=	2,9	f _{yk} [MPa]=	500	ε _{cu} =	0,0035	θ[°]= 45,0
h[m]=	0,300	f _{ck} [MPa]=	30,0	f _{yd} [MPa]=	435	λ=	0,800	α[°]= 45,0
c[m]=	0,074	f _{cd} [MPa]=	17,0	E _s [Mpa]=	200000	η=	1,000	k= 1,96
d[m]=	0,218	x[m]=	0,043	σ _{cp} [Mpa]=	0	α _{cw} =	1,000	
Beton								
V _{Rd,cl} [MN]=	0,135	>	V _{Rdc,min} [MN]=	0,082	V _{Rd} [MN]=	0,135	nutná smyková výztuž	
Třmínky		3	φ	8	s[m]=	0,3	A _{sw} [m ²]=	0,000151
V _{Rd,s} [MN]=	0,044	<	V _{Rd,max} [MN]=	0,901	V _{Rd} [MN]=	0,179	vyhovuje	



Mimo konzolu je dostačující rozmístění smykové výztuže dle konstrukčních zásad.

7.2.5 Posouzení na únavu

Posouzení na únavu se u přesýpaných zděných konstrukcí nevyžaduje. (dle ČSN P 73 6213 „Navrhování zděných mostních konstrukcí“, kapitola 8)

7.3 Shrnutí navržené výztuže

Betonová deska včetně konzol bude vyztužena podélnou i příčnou výztuží $\phi 16/150$ při horním i dolním povrchu. Krytí výztuže u horního i dolního povrchu bude 50 mm.

Jako smyková výztuž budou působit spony $\phi 8$ min. 10 ks/m^2 .

Spřažení s klenbou je navrženo trny $\phi 16$ délky 700 mm vetknutých v klenbě min. 400 mm.

8 Založení mostu

8.1 Všeobecně

Vzhledem k tomu, že během místního šetření nebyly zjištěny problémy se založením mostu, nebyl pro rekonstrukci mostu prováděn geotechnický průzkum, ani zjištění základových poměrů geotechnickou rešerší. Rozměry a umístění základových patek jsou stanoveny pouze odborným odhadem vycházejícím z tvaru a rozměrů spodní stavby a zkušeností s obdobnými mosty.

Protože však dochází k přetížení základů jak od většího stálého zatížení z nových ŽB konstrukcí, tak od pohyblivého zatížení, které je uvažováno plnohodnotně podle ČSN EN 1991-2 pro most na komunikaci skupiny 1, je nutno při přípravě realizace zpracovat RDS, která ověří předpoklady tohoto statického výpočtu a případně stanoví nutná opatření pro zajištění bezpečné únosnosti v základové spáře.

Pro ověření parametrů základové půdy je třeba provést alespoň kopanou sondu do hloubky ca 2 m pod zjištěnou úroveň základové spáry. Ověření předpokladů provede přízvaný odborný inženýrský geolog. Sonda musí být umístěna v blízkosti základů mostu, ale v dostatečné vzdálenosti od patek, aby neovlivnila nepříznivě stav základové spáry.

Ověřena bude kvalita základové půdy, která musí v celém odkrytém profilu vykazovat minimálně parametry uvažované ve statickém výpočtu. Dále bude ověřena nepřítomnost hladiny podzemní vody v dané hloubce. Pokud budou zjištěny nepříznivé odchylky od předpokladů statického výpočtu, musí být informován zástupce investora a projektant, a musí být navržena a odsouhlasena dodatečná opatření. Dále je nutno ověřit předpokládané rozměry a stav základových patek. K tomuto účelu je nutno provést kopané sondy ve středu všech stran základových patek do hloubky základové spáry.

Posudek založení vychází z následujících předpokladů:

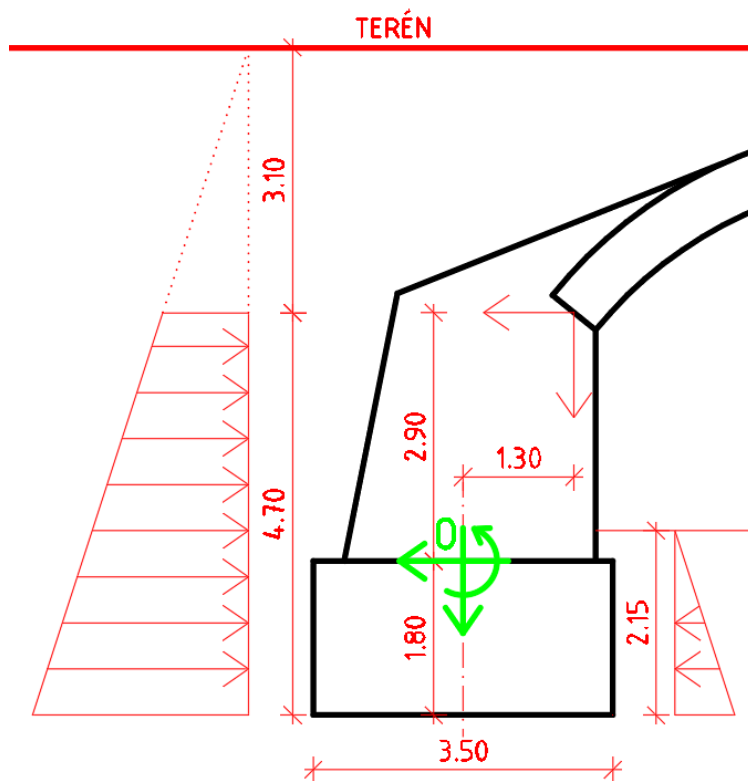
1. Základová půda pod všemi základovými patkami má efektivní úhel vnitřního tření minimálně 30° .

2. Rozměry patky pod opěrami jsou minimálně (šířka x délka) 3,5 x 6,55 m, výška patky je minimálně 1,8 m a hloubka založení je minimálně 2,1 m.

8.2 Zatížení opěry

Vzhledem k tomu že v modelu nosné konstrukce bylo uvažováno s pevnými podpory, tak dále bude opěra posouzena za předpokladu min. deformací. Z toho vyplývá, že se nemůže plně aktivovat pasivní zemní tlak za opěrami, který by vzdoroval silám přeneseným z klenby do opěry. Při posouzení opěry tedy konzervativně uvažují pouze zemní tlak v klidu.

Vlastní posouzení základu je provedeno v programu GEO 5 – Patky. Pro posouzení je třeba stanovit výslednice sil vzhledem ke středu horní hrany základu.



8.2.1 Opěra

$$\gamma_{zd} = 22,0 \text{ kN/m}^3$$

Dřík: $A = 8,1 \text{ m}^2, x = 0,2 \text{ m}$

$$G_d = 8,1 * 22 = 178,2 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 178,2 * 0,2 = 35,64 \text{ kNm/m}$$

Opěra: $G = 178,2 * 6,65 = 1185,0 \text{ kN}$

$$M = M_d * 6,65 = 36,54 * 6,65 = 243,0 \text{ kN}$$

Reakce z klenby: $x = 1,3 \text{ m}, y = 2,9 \text{ m}$

8.2.2 Zemní tlak

Opěra: $h_1 = 3,1 \text{ m}$

$$h_2 = 7,8 \text{ m}$$

Parametry zásypu za opěrou: $\gamma_z = 18 \text{ kN/m}^3$

$$\varphi_{eff} = 30^\circ$$

$$c_{eff} = 0 \text{ kPa}$$

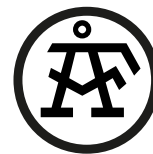
$$K_r = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

$$\sigma_{z1} = \gamma_z * h_1 = 18 * 3,1 = 55,8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{z2} = \gamma_z * h_2 = 18 * 7,8 = 140,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x1} = \sigma_{z1} * K_r = 55,8 * 0,5 = 27,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x2} = \sigma_{z2} * K_r = 140,4 * 0,5 = 70,2 \text{ kPa}$$



Zemní tlak za opěrou: $S_{rp} = ((\sigma_{x1} + \sigma_{x2})/2) * (h_2 - h_1) * 6,65 = ((27,9 + 70,2)/2) * (7,8 - 3,1) * 6,65 = 1533,1 \text{ kN}$

$$y = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{Sp} = S_{rp} * y = 1533,1 * 0,2 = 306,6 \text{ m}$$

Zemní tlak před opěrou: $h_3 = 2,15 \text{ m}$

$$\sigma_{z3} = \gamma_z * h_3 = 18 * 2,15 = 38,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x3} = \sigma_{z3} * K_0 = 38,7 * 0,5 = 19,4 \text{ kPa}$$

$$S_{r,a} = (\sigma_{x3}/2) * h_3 = (19,4/2) * 2,1 * 6,65 = 135,5 \text{ kN}$$

$$y = 1,8 - \frac{h_3}{3} = 1,8 - \frac{2,1}{3} = 1,1 \text{ m}$$

$$M_{Sa} = S_{r,a} * y = 135,5 * 1,1 = 149,1 \text{ kNm}$$

Celkové zatížení zemním tlakem ke středu horní hrany základové spáry (bod O):

$$S = S_{p,sn} - S_{a,zv} = 1533,1 - 135,5 = 1397,6 \text{ kN}$$

$$M = M_{Sp} + M_{Sa} = 306,6 + 149,1 = 455,7 \text{ kNm}$$

8.2.3 Reakce z klenby

Poloha paty klenby vzhledem k bodu O: $x = 1,3 \text{ m}; y = 2,9 \text{ m}$

Stálé zatížení

$$F_x = -1032,4 \text{ kN}$$

$$F_z = 1643,7 \text{ kN}$$

$$M = 111,9 \text{ kNm}$$

Moment působící v bodu O:

$$M = M + F_x * y + F_z * x = 111,9 - 1032,4 * 2,9 + 1643,7 * 1,3 = -745,3 \text{ kNm}$$

Proměnné zatížení

Největší vodorovná reakce vychází od LM1 s dvounápravou nad středem klenby:

$$F_x = -845,5 \text{ kN}$$

$$F_z = 670,0 \text{ kN}$$

$$M = -52,0 \text{ kNm}$$

Moment působící v bodu O:

$$M = M + F_x * y + F_z * x = -52 - 845,5 * 2,9 + 670 * 1,3 = -1633,0 \text{ kNm}$$

Největší svislá reakce vychází od LM1 s dvounápravou nad čtvrtinou rozpětí klenby:

$$F_x = -447,4 \text{ kN}$$

$$F_z = 974,5 \text{ kN}$$

$$M = 273,5 \text{ kNm}$$

Moment působící v bodu O:

$$M = M + F_x * y + F_z * x = 273,5 - 447,4 * 2,9 + 974,5 * 1,3 = 242,9 \text{ kNm}$$



8.3 Kombinace zatížení

				1,00*G + 1,00*S + 1,00*Q		
	F _x [kN]	F _z [kN]	M [kNm]	F _x [kN]	F _z [kN]	M [kNm]
Opěra	0,0	1185,0	243,0	0,0	1185,0	243,0
Zemní tlak	1397,6	0,0	455,7	1397,6	0,0	455,7
Stálé z klenby	-1032,4	1643,7	-745,3	-1032,4	1643,7	-745,3
doprava 1	-845,5	670,0	-1633,0	-845,5	670,0	-1633,0
doprava 2	-447,4	974,5	242,9	-447,4	974,5	242,9
Na celek	MSU doprava 1			-480	3499	-1680
	MSU doprava 2			-82	3803	196

1,00*G + 1,00*S + 1,35*Q			1,35*G + 1,00*S + 1,35*Q			1,35*G + 1,35*S + 1,35*Q		
F _x [kN]	F _z [kN]	M [kNm]	F _x [kN]	F _z [kN]	M [kNm]	F _x [kN]	F _z [kN]	M [kNm]
0,0	1185,0	243,0	0,0	1599,8	328,1	0,0	1599,8	328,1
1397,6	0,0	455,7	1397,6	0,0	455,7	1886,8	0,0	615,2
-1032,4	1643,7	-745,3	-1393,7	2219,0	-1006,2	-1393,7	2219,0	-1006,2
-1141,4	904,5	-2204,6	-1141,4	904,5	-2204,6	-1141,4	904,5	-2204,6
-604,0	1315,6	327,9	-604,0	1315,6	327,9	-604,0	1315,6	327,9
-776	3733	-2251	-1138	4723	-2427	-648	4723	-2267
-239	4144	281	-600	5134	106	-111	5134	265

Rozhodující kombinace po největší vodorovnou sílu a moment je MSU doprava 1 (1,35*G+1,00*S+1,35*Q).

Rozhodující kombinace pro maximální svislou sílu jsou MSU doprava 2 (1,35*G+1,00*S+1,35*Q; 1,35*G+1,35*S+1,35*Q)

8.4 Posouzení únosnosti plošného základu

Pro posouzení únosnosti plošného základu byl použit návrhový přístup 2 dle ČSN EN 1997-1, při kterém se redukuje výsledná únosnost a usmyknutí základu příslušnými součiniteli.

Posouzení plošného základu

Vstupní data

Projekt

Datum : 22.06.2017

Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ _{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S3, středně ulehlá		30,00	0,00	18,00	10,00	

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Úhel vnitřního tření : $\phi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Statický výpočet

Statický výpočet



Edometrický modul : $E_{oed} = 21,00 \text{ MPa}$
Koef. strukturní pevnosti : $m = 0,30$
Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Založení

Typ základu: centrická patka

Hloubka založení $h_z = 2,10 \text{ m}$
Hloubka upraveného terénu $d = 2,10 \text{ m}$
Tloušťka základu $t = 1,80 \text{ m}$
Sklon upraveného terénu $s_1 = 0,00^\circ$
Sklon základové spáry $s_2 = 0,00^\circ$

Objemová tíha zeminy nad základem = $20,00 \text{ kN/m}^3$

Geometrie konstrukce

Typ základu: centrická patka

Délka patky $x = 3,50 \text{ m}$
Šířka patky $y = 6,55 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru x $c_x = 2,60 \text{ m}$
Šířka sloupu ve směru y $c_y = 6,55 \text{ m}$
Objem patky = $41,26 \text{ m}^3$

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 22,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992 1-1 (EC2).

Beton : C 12/15

Válcová pevnost v tlaku $f_{ck} = 12,00 \text{ MPa}$

Pevnost v tahu $f_{ct} = 1,60 \text{ MPa}$

Modul pružnosti $E_{cm} = 27000,00 \text{ MPa}$

Geologický profil a přiřazení zemin

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10,00	Třída S3, středně ulehlá	
2	-	Třída S3, středně ulehlá	

Zatížení

Číslo	Zatížení		Název	Typ	N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	H_x [kN]	H_y [kN]
	nové	změna							
1	ANO		Zatížení č. 1	Návrhové	4723,00	0,00	-2427,00	-1138,00	0,00
2	ANO		Zatížení č. 2	Návrhové	5134,00	0,00	106,00	-600,00	0,00
3	ANO		Zatížení č. 3	Návrhové	5134,00	0,00	265,00	-111,00	0,00

Hladina podzemní vody

Hladina podzemní vody je v hloubce 0,00 m od původního terénu.

Nastavení výpočtu

Typ výpočtu - Výpočet pro odvodněné podmínky

Výpočet svislé únosnosti - ČSN 73 1001

Výpočet sednutí - Výpočet pomocí oedometrického modulu (ČSN 73 1001)

Omezení deformační zóny - pomocí strukturní pevnosti

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Statický výpočet



Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00

Součinitelé redukce odporu (R)	Souč.	[-]
Součinitel redukce svislé únosnosti	γ_{Rvs}	1,40
Součinitel redukce vodorovné únosnosti	γ_{Rhs}	1,10

Posouzení čís. 1

Posouzení zatěžovacích stavů

Název	VI. tíha příznivě	e_x [m]	e_y [m]	σ [kPa]	R_d [kPa]	Využití [%]	Vyhovuje
Zatížení č. 1	Ano	0,07	0,00	238,23	321,63	74,07	Ano
Zatížení č. 1	Ne	0,07	0,00	246,05	327,75	75,07	Ano
Zatížení č. 2	Ano	-0,21	0,00	279,91	406,97	68,78	Ano
Zatížení č. 2	Ne	-0,20	0,00	287,60	410,55	70,05	Ano
Zatížení č. 3	Ano	-0,08	0,00	258,48	503,56	51,33	Ano
Zatížení č. 3	Ne	-0,08	0,00	266,29	504,45	52,79	Ano

Výpočet 1.MS - mezivýsledky

$\varphi_d = 30,000^\circ$
 $c_d = 0,000 \text{ kPa}$
 $\gamma_{1prum} = 10,000 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma_{1prum} = 10,000 \text{ kN/m}^3$
 $b_{ef} = 3,360 \text{ m}$
 $N_d = 18,401$
 $N_c = 30,140$
 $N_b = 15,070$
 $s_d = 1,257$
 $s_c = 1,103$
 $s_b = 0,846$
 $d_d = 1,074$
 $d_c = 1,079$
 $d_b = 1,000$
 $i_d = 0,624$
 $i_c = 0,624$
 $i_b = 0,624$
 $b_d = 1,000$
 $b_c = 1,000$
 $b_b = 1,000$
 $g_d = 1,000$
 $g_c = 1,000$
 $g_b = 1,000$
 $R_d = 458,849 \text{ kPa}$

Výpočet proveden s automatickým výběrem nejnepříznivějších zatěžovacích stavů.

Spočtená vlastní tíha patky $G = 668,49 \text{ kN}$

Spočtená tíha nadloží $Z = 23,87 \text{ kN}$



Posouzení svislé únosnosti

Tvar kontaktního napětí : obdélník

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Parametry smykové plochy pod základem:

Hloubka smykové plochy $z_{sp} = 5,55 \text{ m}$

Dosah smykové plochy $l_{sp} = 16,78 \text{ m}$

Výpočtová únosnost zákl. půdy $R_d = 327,75 \text{ kPa}$

Extrémní kontaktní napětí $\sigma = 246,05 \text{ kPa}$

Svislá únosnost VYHOVUJE

Posouzení vodorovné únosnosti

Nejnepříznivější zatěžovací stav číslo 1. (Zatížení č. 1)

Zemní odpor: klidový

Výpočtová velikost zemního odporu $S_{pd} = 70,74 \text{ kN}$

Úhel tření základ-základová spára $\psi = 30,00^\circ$

Soudržnost základ-základová spára $a = 0,00 \text{ kPa}$

Horizontální únosnost základu $R_{dh} = 2812,43 \text{ kN}$

Extrémní horizontální síla $H = 1138,00 \text{ kN}$

Vodorovná únosnost VYHOVUJE

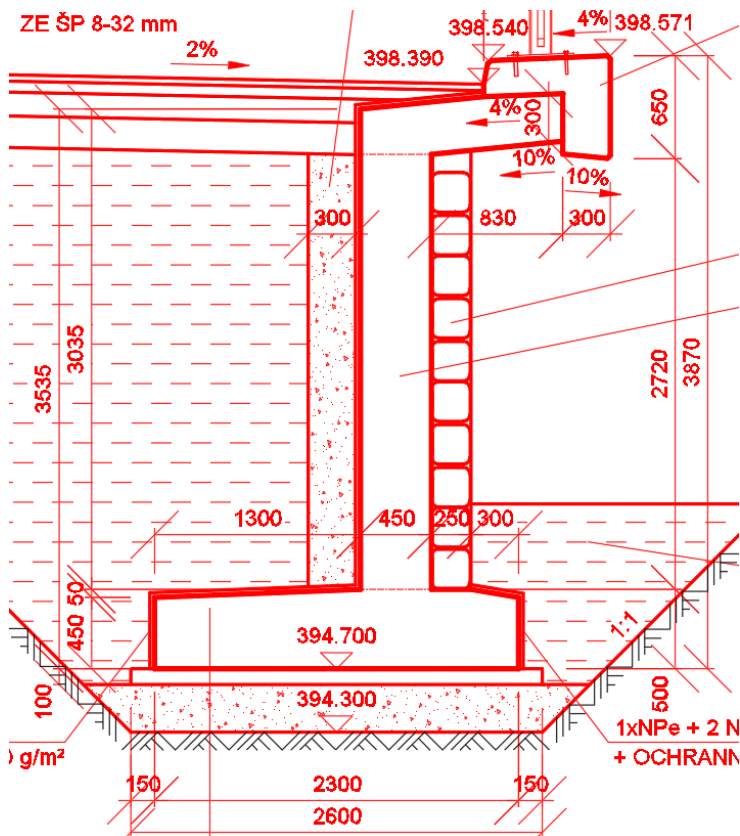
Únosnost základu VYHOVUJE



9 Křídlo

9.1 Geometrie

Jedná se o monolitickou ŽB úhlovou zeď, která je od nosné konstrukce oddělena dilatační spárkou. Patka úhlové zdi je široká celkem 2,3 m a vysoká 0,5 m. Výstupek na lici je dlouhý 0,55 m, výstupek na rubu je dlouhý 1,3 m. Dřík je vysoký 3,05 m tloušťky 0,45 m. Na horní straně na dřík navazuje konzola o délce 0,86 m, na které je osazena římsa.



9.2 Zatížení

9.2.1 Stálé zatížení

Vlastní tíha g_0

$$\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$G_p = 2,3 \cdot 0,5 \cdot 24 = 27,6 \text{ kN/m}$$

$$G_d = 3,05 \cdot 0,45 \cdot 24 = 32,9 \text{ kN/m}$$

$$G_k = 0,83 \cdot 0,3 \cdot 24 = 6,0 \text{ kN/m}$$

$$G = 27,6 + 32,9 + 6,0 = 66,5 \text{ kN/m}$$

Ostatní stálé

$$g_{\text{římsa}} = 7,1 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{svodidlo}} = 1,0 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{ostatní}} = 7,1 + 1,0 = 8,1 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{ost,Ed}} = 8,1 \cdot 1,35 = 10,9 \text{ kN/m}$$

Statický výpočet



9.2.2 Proměnné zatížení

Zatížení LM1 za rubem úhlové zdi. Dle ČSN EN 1991-2 „Zatížení mostů dopravou“ národní přílohy NA.2.39 je možné zatížení dvounápravou převést na rovnoměrné ekvivalentní zatížení roznesené na náhradní ploše $B \times 4,5$ m, kde B je šířka pruhu.

Pruh č. 1:

$$q_{eq,TS} = \frac{2 * 300}{3 * 4,5} = 44,4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{eq,UDL} = 9,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{eq,1} = 44,4 + 9,0 = 53,4 \text{ kN/m}^2$$

Pruh č. 2:

$$q_{eq,TS} = \frac{2 * 200}{3 * 4,5} = 29,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{eq,UDL} = 6,0 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{eq,2} = 29,6 + 6,0 = 35,6 \text{ kN/m}^2$$

9.3 Posouzení úhlové zdi

Výpočet úhlové zdi

Vstupní data

Projekt

Akce : III/3394 Petrovice I, most ev. č. 3394-1
 Popis : Posouzení křídla
 Autor : Ing. Tomáš Kubín
 Datum : 23.06.2017

Materiál konstrukce

Objemová tíha $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Výpočet betonových konstrukcí proveden podle normy EN 1992 1-1 (EC2).

Beton : C 25/30

Válcová pevnost v tlaku

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

Pevnost v tahu

$$f_{ct} = 2,60 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E_{cm} = 31000,00 \text{ MPa}$$

Ocel podélná : B500

Mez kluzu

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

Modul pružnosti

$$E = 200000,00 \text{ MPa}$$

Geometrie konstrukce

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0,00	0,00
2	0,00	3,20
3	1,30	3,20
4	1,30	3,70
5	-1,00	3,70
6	-1,00	3,20
7	-0,45	3,20
8	-0,45	0,00

Počátek [0,0] je v nejhořejším pravém bodu zdi.

Plocha řezu zdi = 2,59 m².

Statický výpočet



Základní parametry zemín

Číslo	Název	Vzorek	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Třída S3, středně ulehlá		30,00	0,00	18,00	10,00	10,00

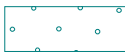

Pro výpočet tlaku v klidu jsou všechny zeminy zadány jako nesoudržné.

Parametry zemín

Třída S3, středně ulehlá

Objemová tíha : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 10,00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Geologický profil a přiřazení zemín

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	10,00	Třída S3, středně ulehlá	
2	-	Třída S3, středně ulehlá	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody je pod úrovní konstrukce.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	53,40		0,00	3,00	na terénu
2	ANO		proměnné	35,60		3,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	doprava char
2	doprava 2. pruh

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: 1/3 pas., 2/3 v klidu

Zemina na líci konstrukce - Třída S3, středně ulehlá

Třecí úhel kce-zemina $\delta = 10,00^\circ$

Výška zeminy před zdí $h = 1,00 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.



Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	ANO		ostatní stálé	stálé	0,00	10,90	0,00	-1,28	0,00
2	ANO		konzola	stálé	0,00	8,10	0,00	-0,45	0,00

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Norma výpočtu bet.konstrukcí - EN 1992 1-1 (EC2)

Nastavení výpočtu fáze

Dílčí součinitelé posouzení zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : trvalá

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,35	1,00
Proměnné zatížení	γ_Q	1,50	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,30	

Součinitelé redukce odporu (R)	Souč.	[-]
Součinitel redukce odporu na překlopení	γ_{Re}	1,40
Součinitel redukce odporu na posunutí	γ_{Rh}	1,10
Součinitel redukce odporu základové půdy	γ_{Rv}	1,40

Kombinační součinitelé pro proměnná zatížení	Souč.	[-]
Součinitel kombinační hodnoty	ψ_0	0,70
Součinitel časté hodnoty	ψ_1	0,50
Součinitel kvazistálé hodnoty	ψ_2	0,30

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Tvar zemního klínu

Zemní klín počítat šikmý.

Posouzení čís. 1 (MSÚ)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,28	62,16	0,94	1,000	1,000	1,350
Odpor na líci	-15,27	-0,33	-2,15	0,14	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,25	26,34	1,43	1,000	1,000	1,350
Aktivní tlak	39,91	-1,25	50,63	1,78	1,350	1,350	1,350
doprava char	40,83	-1,94	34,44	1,63	1,500	1,500	1,500
doprava 2. pruh	10,72	-0,85	11,95	1,89	1,500	1,500	1,500
ostatní stálé	0,00	-3,70	10,90	-0,28	1,350	1,000	1,350
konzola	0,00	-3,70	8,10	0,55	1,000	1,000	1,350

Posouzení celé zdi

Statický výpočet



Posouzení na překlpení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 239,86 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{kl} = 194,81 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlpení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 127,69 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{pos} = 115,92 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZEĎ VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 223,87kPa

Únosnost základové půdy (MSÚ)

Síly působící ve středu základové spáry

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	146,80	280,92	115,92	0,58	216,54
2	137,72	243,29	115,92	0,52	223,87

Dimenzace čís. 1 (MSÚ)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0,00	-0,25	15,60	1,65	1,350
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,25	26,34	1,43	1,350
Aktivní tlak	39,91	-1,25	50,63	1,78	1,350
doprava char	40,83	-1,94	34,44	1,63	1,500
doprava 2. pruh	10,72	-0,85	11,95	1,89	1,500
Kontaktní napětí	0,00	0,00	-61,72	1,29	1,000
Tíhová přít.1	0,00	-3,70	0,27	1,00	1,500

Posouzení dříku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 18,0 mm

Počet vložek = 6,67

Krytí výztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,45 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,43 \% > 0,13 \% = \rho_{min}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 272,20 \text{ kNm} > 226,07 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení předního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 12,0 mm

Počet vložek = 6,67

Krytí výztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Statický výpočet



Stupeň vyztužení $\rho = 0,17 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 142,40 \text{ kNm} > 50,68 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Posouzení zadního výstupku zdi

Vyztužení a rozměry průřezu

Profil vložky = 12,0 mm

Počet vložek = 6,67

Krytí výztuže = 50,0 mm

Šířka průřezu = 1,00 m

Výška průřezu = 0,50 m

Stupeň vyztužení $\rho = 0,17 \% > 0,13 \% = \rho_{\min}$

Moment na mezi únosnosti $M_{Rd} = 142,40 \text{ kNm} > 112,49 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Průřez VYHOVUJE.

Vstupní data (Mimořádná kombinace – náraz)

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	NE	ANO	proměnné	40,10		0,00	3,00	na terénu
2	NE	ANO	proměnné	26,70		3,00	3,00	na terénu

Číslo	Název
1	doprava char
2	doprava 2. pruh

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce: pasivní

Zemina na líci konstrukce - Třída S3, středně ulehlá

Třecí úhel kce-zemina $\delta = 10,00^\circ$

Výška zeminy před zdí $h = 1,00 \text{ m}$

Terén před konstrukcí je rovný.

Zadané síly působící na konstrukci

Číslo	Síla		Název	Působ.	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	z [m]
	nová	změna							
1	NE	ANO	ostatní stálé char	stálé	0,00	8,10	0,00	-1,28	0,00
2	NE	ANO	konzola char	stálé	0,00	6,00	0,00	-0,45	0,00
3	ANO		náraz	stálé	-20,00	0,00	0,00	0,00	-0,10

Nastavení výpočtu fáze

Dílčí součinitelé posouzení zdi

Metodika posouzení : výpočet podle EN 1997

Zadání koeficientů : Standard

Návrhový přístup : 2 - redukce zatížení a odporu

Návrhová situace : mimořádná

Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Stálé zatížení	γ_G	1,00	1,00

Statický výpočet



Součinitelé redukce zatížení (F)	Souč.	Nepříznivé [-]	Příznivé [-]
Proměnné zatížení	γ_Q	1,00	0,00
Zatížení vodou	γ_w	1,00	

Součinitelé redukce odporu (R)	Souč.	[-]
Součinitel redukce odporu na překlopení	γ_{Re}	1,00
Součinitel redukce odporu na posunutí	γ_{Rh}	1,00
Součinitel redukce odporu základové půdy	γ_{Rv}	1,00

Zed' se může přemístit, je počítána na zatížení aktivním tlakem.

Tvar zemního klínu

Zemní klín počítat šikmý.

Posouzení čís. 1 (Mimořádná kombinace – náraz)

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vzd} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Koef. překl.	Koef. posun.	Koef. napětí
Tíh.- zed'	0,00	-1,28	62,16	0,94	1,000	1,000	1,000
Odpor na líci	-36,86	-0,33	-6,48	0,14	1,000	1,000	1,000
Tíh.- zemní klín	0,00	-1,25	26,34	1,43	1,000	1,000	1,000
Aktivní tlak	39,91	-1,25	50,63	1,78	1,000	1,000	1,000
doprava char	30,66	-1,94	25,86	1,63	0,500	0,500	0,500
doprava 2. pruh	8,04	-0,85	8,96	1,89	0,500	0,500	0,500
ostatní stálé char	0,00	-3,70	8,10	-0,28	1,000	1,000	1,000
konzola char	0,00	-3,70	6,00	0,55	1,000	1,000	1,000
náraz	20,00	-3,80	0,00	1,00	1,000	1,000	1,000

Posouzení celé zdi

Posouzení na překlopení

Moment vzdorující $M_{vzd} = 215,98 \text{ kNm/m}$

Moment klopící $M_{kl} = 146,65 \text{ kNm/m}$

Zed' na překlopení VYHOVUJE

Posouzení na posunutí

Vodor. síla vzdorující $H_{vzd} = 94,78 \text{ kN/m}$

Vodor. síla posunující $H_{pos} = 42,40 \text{ kN/m}$

Zed' na posunutí VYHOVUJE

Celkové posouzení - ZED' VYHOVUJE

Maximální napětí v základové spáře : 194,38kPa

Posouzení konzoly

9.3.1 Zatížení

Vlastní tíha: $g_0 = 0,3 * 24 = 7,2 \text{ kN/m}^2$

Ostatní stálé: $g_1 = 7,1 + 1,0 = 8,1 \text{ kN/m}$

Proměnné zatížení: $Q_k = \frac{1}{2} * \beta * Q_{ak} = \frac{1}{2} * 0,8 * 400 = 160 \text{ kN}$

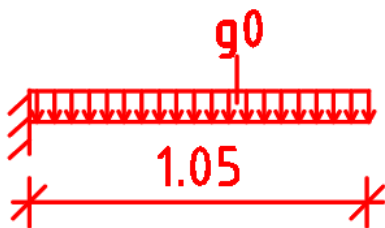
Nejhorší účinky z proměnného zatížení vyvodí LM2 v poloze, kdy je náprava podélně zalícována s římsou. Zatížení z jednoho kola se roznese přibližně do 1 m širokého pásu. V kolmém směru pro zjednodušení uvažují bodovou sílu v těžišti roznášecí plochy.

Statický výpočet



9.3.2 Zatěžovací stavy

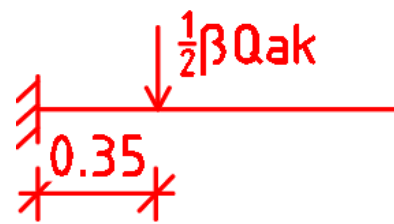
Vlastní tíha



Ostatní stálé



Proměnné: LM2



9.3.3 Vnitřní síly

Ohybový moment

$$M_{g_0} = \frac{l^2}{2} * g_0 = \frac{1,05^2}{2} * 7,2 = 3,97 \text{ kNm/m}$$

$$M_{g_1} = l * g_1 = 1,05 * 8,1 = 8,51 \text{ kNm/m}$$

$$M_Q = l_1 * Q_k = 0,35 * 160 = 56,00 \text{ kNm}$$

Posouvající síla:

Posouvající síla je určena ve vzdálenosti 0,3 m od teoretické polohy vetknutí.

$$V_{g_0} = (l - 0,3) * g_0 = 0,75 * 7,2 = 5,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{g_1} = g_1 = 8,1 = 8,1 \text{ kN/m}$$

Vzhledem k tomu, že posuzovaný řez se nachází přibližně pod středem kola, je možné snížit velikost zatížení vyvozují posouvající sílu na polovinu.

$$V_Q = Q_k / 2 = 160 / 2 = 80 \text{ kN}$$

MSÚ: $1,35 * g_0 + 1,35 * g_1 + 1,35 * Q_k$

$$M_{Ed} = 1,35 * 3,97 + 1,35 * 8,51 + 1,35 * 56 = 92,4 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 1,35 * 5,4 + 1,35 * 8,1 + 1,35 * 80 = 126,2 \text{ kN/m}$$



9.3.4 Posouzení na ohyb

NK horní výztuž konzoly – tl. 0.300m

Namáhání		Návrh výztuže					
$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,092	$A_{st,d}$	6,67	ϕ	16		
Beton-průřez		Materiálové charakteristiky betonu a oceli					
$b[\text{m}] =$	1,000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2,9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\varepsilon_{cu} =$	0,0035
$h[\text{m}] =$	0,300	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30,0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0,800
$c[\text{m}] =$	0,050	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17,0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000	$\eta =$	1,000
$d[\text{m}] =$	0,242						
Přímý návrh požadované plochy výztuže a posudky							
$A_{xmin-f}[\text{m}^2] =$	0,000365		$A_{xmin-\mu L}[\text{m}^2] =$	0,000315	mimimální plocha výztuže		
$x_{bal}[\text{m}] =$	0,149280	>	$x[\text{m}] =$	0,029515	omezení výšky tlacené oblasti		
$A_{st,req}[\text{m}^2] =$	0,000923	<	$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0,001341	ověření návrhové plochy výztuže		
$\mu_{min}[\%] =$	0,15	<	$\mu[\%] =$	0,55	<	$\mu_{max}[\%] =$	1,60
Moment únosnosti							
$x[\text{m}] =$	0,042873		$M_{Rd}[\text{MNm}] =$	0,131	>	$M_{ed}[\text{MNm}] =$	0,092

Smyková výztuž v konzole desky

Namáhání		Ohybová výztuž						
$V_{ed}[\text{MN}] =$	0,126	6,67	ϕ	16		$A_{st,d}[\text{m}^2] =$	0,001341	
Materiálové a průřezové charakteristiky betonu a oceli								
$b[\text{m}] =$	1,000	$f_{ctm}[\text{MPa}] =$	2,9	$f_{yk}[\text{MPa}] =$	500	$\varepsilon_{cu} =$	0,0035	$\theta[^\circ] =$ 45,0
$h[\text{m}] =$	0,300	$f_{ck}[\text{MPa}] =$	30,0	$f_{yd}[\text{MPa}] =$	435	$\lambda =$	0,800	$\alpha[^\circ] =$ 45,0
$c[\text{m}] =$	0,074	$f_{cd}[\text{MPa}] =$	17,0	$E_s[\text{Mpa}] =$	200000	$\eta =$	1,000	$k =$ 1,96
$d[\text{m}] =$	0,218	$x[\text{m}] =$	0,043	$\sigma_{cp}[\text{Mpa}] =$	0	$\alpha_{cw} =$	1,000	
Beton								
$V_{Rd,c}[\text{MN}] =$	0,135	>	$V_{Rd,c,min}[\text{MN}] =$	0,082	$V_{Rd}[\text{MN}] =$	0,135	vyhovuje bez výztuže	

9.3.5 Shrnutí navržené výztuže

Vetknutí dřívku do patky bude na rubu vyztuženo **$\phi 18/150$** , vetknutí konzoly bude vyztuženo na rubu **$\phi 16/150$** . Zbytek úhlové zdi bude vyztužen konstrukčně příčnou a podélnou výztuží **$\phi 12/150$** .

Smyková výztuž v úhlové zdi je navržena konstrukčně ze spon **$\phi 8/150$** .

V Praze 23.6.2017

Ing. Tomáš Kubín