



Správa železniční dopravní cesty

METODICKÝ POKYN PRO URČOVÁNÍ ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZNIČNÍCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ

Schváleno generálním ředitelem SŽDC
dne: 31. 7. 2015
č.j.: S 30135/2015-O13

Účinnost od 1. září 2015

Počet listů : 41
Počet příloh: 6
Počet listů příloh: 75

OBSAH

Předmluva	4
Úvodní ustanovení	5
Použité zkratky	5
Značky	5
Vypracování metodického pokynu	13
1 Předmět metodického pokynu	14
2 Termíny a definice	15
3 Obecně	17
4 Zatížitelnost mostních objektů	19
4.1 Základní ustanovení pro přepočty mostních objektů.....	19
4.2 Mezní stavy při přepočtech mostních objektů.....	20
4.3 Zatížení při určování zatížitelnosti mostních objektů.....	20
4.4 Materiály a základová půda při určování zatížitelnosti stávajících mostních objektů	24
4.5 Metodika určování zatížitelnosti kategorie A	25
4.6 Metodika určování zatížitelnosti kategorie B.....	26
4.7 Metodika určování zatížitelnosti kategorie C a D	26
4.8 Zatížitelnost spodní stavby stávajícího mostního objektu	30
4.9 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu	31
5 Ověření přechodnosti provozního zatížení	33
5.1 Ověření přechodnosti.....	33
5.2 Dynamické účinky provozního zatížení.....	35
5.3 Vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení	36
5.4 Přechodnost těžké zasilky	37
Citované normy a předpisy	38
Další související normy a předpisy	39
Obdobné normy a předpisy a zahraniční normy a předpisy	41
PŘÍLOHA A - Ocelové mosty	42
A.1 Vlastnosti materiálů	42
A.1.1 Ocel a svářkové železo	42
A.1.2 Materiál odlitků.....	44
A.1.3 Litina	44
A.2 Přepočet ocelových nosných konstrukcí stávajících mostů	45
A.2.1 Globální analýza	45
A.2.2 Mezní stavy únosnosti.....	47
A.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost.....	62
A.2.4 Mezní stavy použitelnosti.....	64
PŘÍLOHA B - Spřažené ocelobetonové mosty	66
B.1 Vlastnosti materiálů	66

B.2	Přepočet stávajících spřažených ocelobetonových mostů	67
B.2.1	Globální analýza	67
B.2.2	Mezní stavy únosnosti.....	72
B.2.3	Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost.....	79
B.2.4	Mezní stavy použitelnosti.....	79
PŘÍLOHA C - Betonové mostní objekty		81
C.1	Vlastnosti materiálů	81
C.1.1	Vlastnosti betonu	81
C.1.2	Vlastnosti výztuže	85
C.2	Přepočet stávajících betonových mostních objektů.....	91
C.2.1	Globální analýza	91
C.2.2	Mezní stavy únosnosti.....	92
C.2.3	Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost.....	95
C.2.4	Mezní stavy použitelnosti.....	96
PŘÍLOHA D - Zděné mostní objekty		99
D.1	Vlastnosti materiálů	99
D.1.1	Mechanické vlastnosti kamenného a cihlového zdiva	99
D.1.2	Deformační vlastnosti kamenného a cihlového zdiva.....	100
D.1.3	Zdicí prvky	100
D.1.4	Pevnost malty.....	101
D.1.5	Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku	101
D.1.6	Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk}	102
D.1.7	Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk}	103
D.1.8	Návrhové hodnoty pevnosti zdiva	103
D.2	Přepočet stávajících zděných mostních objektů.....	105
D.2.1	Globální analýza	105
D.2.2	Mezní stavy únosnosti.....	106
D.2.3	Mezní stavy použitelnosti.....	107
PŘÍLOHA E - Přehled zatížitelnosti částí mostu		109
PŘÍLOHA F - Výpočet dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů stávajících mostních objektů.....		112
F.1	Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů.....	112

Předmluva

Hodnocení stávajících mostních objektů představuje významný proces a zdroj informací pro rozhodování o strategii údržby, oprav nebo rekonstrukcí mostních objektů. Pokud má být hodnocení objektivní, musí vycházet ze spolehlivostní koncepce založené na základním parametru spolehlivosti stávajících mostních objektů, kterým je jejich zatížitelnost. Zatížitelnost mostních objektů převádějících železniční dopravní cestu je rovněž rozhodujícím parametrem pro vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení. Proto byl vypracován tento metodický pokyn, který stanovuje všeobecná pravidla a metodiku určování zatížitelnosti železničních mostních objektů pro různě definovanou úroveň její přesnosti a následně uvádí základní pravidla pro ověřování přechodnosti železničního provozního zatížení i pravidla vyhodnocení přechodnosti konkrétních kolejových vozidel.

Úvodní ustanovení

Tento metodický pokyn platí pro mostní objekty spravované Správou železniční dopravní cesty, státní organizací (dále jen „SŽDC“). Výjimku ze závazných ustanovení tohoto metodického pokynu může na základě předložené žádosti povolit pouze ředitel odboru traťového hospodářství Generálního ředitelství.

Dnem nabytí účinnosti tohoto metodického pokynu se zrušuje služební rukověť SŽDC (ČD) SR5(S) - Určování zatížitelnosti železničních mostů - účinná od 1. ledna 1995.

Hodnoty zatížitelnosti stanovené podle služební rukověti SŽDC (ČD) SR5(S) - Určování zatížitelnosti železničních mostů - účinné od 1. ledna 1995 zůstávají v platnosti a jsou nadále plně použitelné pro posuzování přechodnosti.

Použité zkratky

CR TSI OPE	- Convention Rail - Technical Specifications for Interoperability - Traffic Operation and Management (Konvenční trať - Technické specifikace interoperability - Provoz a řízení dopravy)
ČSN	- Česká technická norma
ČSN EN	- Česká norma zavedená převzetím evropské normy
ČHMÚ	- Český hydrometeorologický ústav
GŘ	- Generální ředitelství
EN	- Evropská norma
FORM	- First Order Reliability Method (Spolehlivostní metoda prvního řádu)
GNA	- Geometric Nonlinear Analysis (Geometricky nelineární analýza)
GNIA	- Geometric Nonlinear Analysis with Imperfections (Geometricky nelineární analýza s imperfekcemi)
LBA	- Linear Buckling Analysis (Lineární stabilitní analýza)
LM71	- Load model 71 (zatěžovací model 71 podle ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou)
MNA	- Material Nonlinear Analysis (Materiálově nelineární analýza)
MVL	- Mostní vzorový list
OMT	- Oddělení mostů a tunelů,
SŽDC, s.o.	- Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
SMT	- Správa mostů a tunelů,
TTZ	- Traťové třídy zatížení

Značky

V tomto metodickém pokynu se používá značení geometrických, materiálových a silových veličin ve smyslu příslušných norem pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů. V metodickém pokynu jsou použity tyto značky:

A	- průřezová plocha (všeobecně), příčinková čára reakce pásu podélníků o rozpětí L_p ,
$A_{c,eff}$	- účinná plocha průřezu tlačného pásu zohledňující vliv lokálního a celkového boulení,
$A_{c,eff,loc}$	- je účinná plocha tlačného průřezu všech výztuh a dílčích polí pásu pro lokální boulení, kromě okrajových částí se šířkou $b_{edge,eff}$, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,
A_{eff}	- účinná plocha pásu zohledňující vliv smykového ochabnutí a boulení ortotropní mostovky,
A_{f1}, A_{f2}	- plochy roznosu podélné smykové síly při blokových spřahovacích prvcích,
A_k	- průřezová plocha ohraničená střednicemi spojených stěn průřezu,
A_s	- průřezová plocha betonářské výztuže, průřezová plocha háku nebo smyčky,

$A_{s\ell}$	- celková plocha všech podélných výztuh v úseku šířky b_0 ,
A_{sl}	- celková průřezová plocha podélné výztuže v rámci obvodu u_k ,
$A_{s\ell,eff}$	- účinný průřez všech podélných výztuh tlačného pásu,
A_{st}	- plná plocha příčného řezu podélné (příčné) výztuhy,
A_{sw}	- průřezová plocha smykové výztuže,
A_{swt}	- celková průřezová plocha smykové výztuže procházející myšlenou/skutečnou stěnou průřezu s tloušťkou t_{ef} ,
A_{wc}	- tlačná část stěny,
C	- pružný odpor příčného rámu,
E	- modul pružnosti plávkové oceli, svárkového železa, zdiva,
E_{cd}	- návrhová hodnota modulu pružnosti betonu,
E_{cm}	- průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu,
$\Delta E_{G,k}$	- přírůstek charakteristických hodnot účinků stálého zatížení v důsledku přitížení mostního objektu dodatečným zatížením (např. změnou železničního svršku),
$E_{long\ term}$	- dlouhodobý modul pružnosti zdiva,
$E_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,
$E_{LM71,E}$	- návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v stejném místě posuzovaného nosného prvku mostního objektu pro určení výjimečné zatížitelnosti,
$E_{LM71,k}$	- charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,
$E_{QL,k}$	- charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení platným v době návrhu mostu včetně odpovídajícího dobového dynamického součinitele,
$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty vnitřních sil od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
E_p	- návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací výztuže,
E_s	- návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výztuže,
$E_{T,Ed}$	- návrhová hodnota statického účinku ověřovaného železničního provozního zatížení v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
$E_{T,E}$	- návrhová hodnota statického účinku ověřované těžké zásilky v posuzovaném místě nosného prvku mostního objektu stanovená s hodnotou dílčího součinitele účinků zatížení podle tab. 2,
F_{cr}	- kritické zatížení pro celkové vybočení vypočítané pro počáteční tuhosti v pružném stavu,
F_{Ed}	- návrhové zatížení konstrukce, příčná vodorovná síla, vyjadřující vliv vzpěru tlačného pásu,
G	- modul pružnosti ve smyku,
I_y	- moment setrvačnosti průřezu k ose y,
I_z	- moment setrvačnosti průřezu k ose z,
K	- konstanta podle ČSN EN 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce,
K_E	- součinitel závislý na typu zdiva,
L	- rozpětí pole nosníku nebo dvojnásobek vyložení konzoly,
L_p	- délka příčinkové čáry prostého nosníku,
L_ϕ	- náhradní délka nosného prvku mostního objektu,

M	- příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,
$M_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v prostém ohybu,
$M_{Ed,max}$	- největší návrhová hodnota ohybového momentu,
$M_{fN,Rd}$	- návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic (v důsledku smykového ochabnutí), redukovaného v důsledku působení osově síly N_{Ed} ,
$M_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota ohybového momentu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$M_{pl,N,Rd}$	- návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic a plně účinné stěny průřezu bez ohledu na její klasifikaci, redukovaného v důsledku působení osově síly N_{Ed} ,
$M_{pl,Rd}$	- návrhová hodnota plastické ohybové únosnosti průřezu (obecně),
M_{Rd}	- návrhová hodnota ohybové únosnosti průřezu,
$M_{rs,Ed}$	- součet návrhových, kombinačních nebo skupinových hodnot ohybových momentů od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
N	- je poměr plánované zbytkové životnosti v letech a základního referenčního intervalu,
$N_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v prostém tlaku,
N_{Ed}	- návrhová hodnota normálové síly,
$N_{Ed,max}$	- největší návrhová hodnota normálové síly,
N_{Rd}	- návrhová hodnota normálové únosnosti průřezu,
$N_{t,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v tahu,
P_{Rd}	- návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku (trny),
$P_{Rd,lišta,bm}$	- návrhová hodnota únosnosti spřahovací lišty vztažená na jednotku délky,
$P_{Rd,A}$	- návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku (háky a smyčky),
$P_{Rd,B}$	- návrhová hodnota únosnosti blokového spřahovacího prvku,
$P_{Rd,A+B}$	- návrhová hodnota únosnosti blokových spřahovacích prvků v kombinaci s háky resp. smyčkami,
$P_{Rd,C}$	- návrhová hodnota únosnosti úhelníkového spřahovacího prvku (úhelníky přivařené jedním ramenem),
R_{bg}	- hodnota zaručené krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu (podle ČSN 73 1201-89 Navrhování betonových konstrukcí),
$R_{bk,6}$	- hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku v $kp.cm^{-2}$ stanovená na krychlích s hranou 200 mm po 6 týdnech tvrdnutí betonu,
R_d	- návrhová hodnota pevnosti materiálu, únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu (obecně),
R_k	- charakteristická hodnota pevnosti materiálu, únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu (obecně),
R_{pn}	- normová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu (podle ČSN 73 1201-89),
S	- speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,
$S_{y,f}$	- statický moment plochy tlačенého pásu včetně účinné části stěny,
T_{Ed}	- návrhová hodnota krouticího momentu,
T_{Rd}	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v kroucení,
V	- příčinková čára reakce prostého nosníku o rozpětí L_p ,

$V_{bw,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení přismsyku,
$V_{bw,T,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení přismsyku, redukována v důsledku působení krouticího momentu,
$V_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku,
V_{Ed}	- návrhová hodnota smykové (posouvající) síly,
$V_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota smykové (posouvající) síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$V_{pl,Rd}$	- návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku,
$V_{pl,T,Rd}$	- návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku, redukována v důsledku působení krouticího momentu,
$V_{Rd,c}$	- návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže,
$V_{Rd,max}$	- návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést, omezená rozdrčením tlakových diagonál,
$V_{Rd,s}$	- návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu,
$V_{rs,Ed}$	- návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota smykové (posouvající) síly od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$W_{el,y}, (W_{el,z})$	- elastický průřezový modul k hlavní ose setrvačnosti y (k ose z),
$W_{pl,y}, (W_{pl,z})$	- plastický průřezový modul k plastické neutrální ose průřezu y (k ose z),
Z_{LM71}	- normální zatížitelnost prvku nebo části mostního objektu,
$Z_{LM71,E}$	- výjimečná zatížitelnost prvku nebo části mostního objektu,
a	- vzdálenost kolejnicových podpěr, vzdálenost příčných výztuh, rozpětí podélníků prvkových mostovek, součinitel pro zdivo,
a_R	- koeficient nesymetrie rozdělení meze kluzu oceli,
b	- šířka průřezu, šířka úhelníku (použitého jako prvku spřažení) ve směru kolmém na podélnou smykovou sílu, součinitel pro zdivo,
$b_{c,loc}$	- šířka tlačené části subpanelů mezi podélnými výztuhami,
$b_{edge,eff}$	- šířka okrajových částí tlačného průřezu, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,
b_o	- poloviční šířka pásu mezi stěnami hlavních nosníků nebo přečnávající část pásu,
c	- šířka tlačené nebo ohýbané části průřezu, která se použije pro zatřídění průřezu,
d	- celková tloušťka klenby,
e	- základ přirozených logaritmů, excentricita působící síly,
e_0	- amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy,
f_b	- normalizovaná průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku,
f_{cd}	- návrhová hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,
f_{ck}	- charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku stanovená na válcích o průměru 150 mm a výšce 300 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
$f_{ck,c}$	- charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 200 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
$f_{ck,cube}$	- charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
$f_{ct,fl}$	- hodnota pevnosti betonu v tahu za ohybu,
f_{cm}	- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,
$f_{cm(t)}$	- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v čase t,

f_{ctd}	- návrhová hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu,
$f_{ctk0,05}$	- charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu (5% kvantil),
f_{ctm}	- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu,
$f_{ct,sp}$	- hodnota pevnosti betonu v příčném tahu,
f_d	- návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku,
f_k	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku,
f_m	- pevnost malty v tlaku,
f_{pd}	- návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu,
f_{pk}	- charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu,
$f_{p0,1,k}$	- charakteristická hodnota smluvní meze kluzu předpínací oceli, při které napětí vyvodí trvalé poměrné prodloužení oceli 0,1%,
$f_{0,2,k}$	- charakteristická hodnota smluvní meze kluzu betonářské oceli, při které napětí vyvodí trvalé poměrné prodloužení oceli 0,2%,
f_{std}	- návrhová hodnota pevnosti kamene v tahu,
f_u	- charakteristická hodnota meze pevnosti konstrukční oceli, průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku stanovená zkouškami,
f_y	- charakteristická hodnota meze kluzu konstrukční oceli,
f_{ycd}	- návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže v tlaku,
f_{yd}	- návrhová hodnota meze kluzu konstrukční oceli, návrhová hodnota meze kluzu podélné výztuže,
f_{yk}	- charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
f_{yw}	- charakteristická hodnota meze kluzu konstrukční oceli stěny průřezu,
f_{ywd}	- návrhová hodnota meze kluzu betonářské smykové výztuže,
f_{vd}	- návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku,
f_{vk}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku,
f_{vk0}	- charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem,
f_{xd}	- návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu,
f_{xk1}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami,
f_{xk2}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení kolmé k ložným spárám
h	- výška (obecně), výška ramene úhelníku použitého jako prvek sprážen,í,
h_r	- tloušťka roznášecí vrstvy,
h_w	- výška stěny plnostěnného nosníku,
h_{st}	- výška podélné výztuhy,
i_y	- poloměr setrvačnosti k ose y,
i_z	- poloměr setrvačnosti k ose z,
i_L	- poloměr setrvačnosti podélné výztuhy,
k	- součinitel pro zdivo,
$k_{\alpha x}$	- statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty (5% kvantil),
k_i	- podíl účinků zatížení popsaného i-tou příčinkovou čarou na celkovém namáhání mostního prvku, pérová konstanta pružného podloží,
m	- počet spřahovacích prvků v příčném řezu vyšetřovaného nosníku na spřažené pásnici,
m_a	- střední hodnota průřezové charakteristiky,
n	- součinitel pro zdivo,
n_0	- první vlastní ohybová frekvence nezatíženého mostu,

n_s	- počet větví třmínků s průřezovou plochou A_{sw} podílejících se na přenosu smykové síly,
r	- vzdálenost působíště tlakové síly od horního okraje klenby,
r_{lim}	- mezní vzdálenost působíště tlakové síly od horního okraje klenby
s	- podélná rozteč spřahovacích prvků v místě posuzování, podélná vzdálenost smykové výztuže betonového prvku,
t	- tloušťka plechu mostovky, tloušťka lícové vrstvy zdiva,
t_r	- plánovaná zbytková životnost v letech,
t_w	- tloušťka stěny plnostěnného nosníku,
u_k	- obvod průřezové plochy ohraničené střednicemi spojených stěn průřezu,
v_a	- variační koeficient průřezové charakteristiky,
v_G	- variační koeficient stálého zatížení,
$V_{L,LM71,Ed}$	- návrhová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$V_{L,rs,Ed}$	- návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
v_R	- variační koeficient pevnosti materiálu,
$V_{Q,LM71}$	- variační koeficient proměnného zatížení železniční dopravou,
v_Q	- variační koeficient proměnného klimatického zatížení,
v_x	- variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti,
w_k	- charakteristická hodnota šířky trhliny,
w_{max}	- maximální hodnota šířky trhliny,
Z	- rameno vnitřních sil,
Z_1	- vzdálenost střednice plechu od těžištní osy hlavního nosníku,
Z_{L1}	- vzdálenost střednice plechu od těžištní osy podélné výztuhy,
Z_{L2}	- vzdálenost krajních vláken podélné výztuhy od její těžištní osy,
α	- součinitel vyjadřující dlouhodobé vlivy na pevnost betonu v tlaku a nepříznivé vlivy postupu zatěžování, exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, úhel stoupání háku nebo smyčky od roviny pásnice,
α_{cc}	- redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku,
α_{ct}	- redukční součinitel pevnosti betonu v tahu,
α_{cr}	- součinitel vyjadřující násobek návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu,
α_E	- součinitel citlivosti metody FORM pro zatížení,
α_e	- poměr modulů pružnosti výztuže a betonu,
α_1	- míra imperfekce prutu,
α_R	- je součinitel citlivosti metody FORM pro odolnost,
β	- převodní součinitel, součinitel závislý na poměru průměrné šířky trhliny k návrhové hodnotě, součinitel spolupůsobící šířky v důsledku smykového ochabnutí, součinitel vzpěrné délky prutu, exponent závislý na druhu malty, odklon ramene háku ze směru podélné smykové síly,
β_t	- index spolehlivosti uvažovaný v závislosti na stáří nosného prvku a plánované zbytkové životnosti mostního objektu,
γ_C	- dílčí součinitel spolehlivosti betonu,
γ_{conv}	- součinitel konverze pro beton,
γ_{Ed}	- dílčí součinitel modelové nejistoty,
γ_f	- dílčí součinitel zatížení bez uvážení modelové nejistoty,

γ_{Ff}	- dílčí součinitel účinků únavového zatížení,
γ_G	- dílčí součinitel účinků stálého zatížení,
γ_{Qab}	- dílčí součinitel účinků zatížení rozjezdovými a brzdnými silami,
γ_{Qs}	- dílčí součinitel účinků zatížení bočním rázem,
$\gamma_{Q,LM71}$	- dílčí součinitel účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71,
γ_Q	- dílčí součinitel účinků proměnných klimatických zatížení,
$\gamma_{F,ser}$	- dílčí součinitel účinků zatížení v mezních stavech použitelnosti,
γ_T	- dílčí součinitel účinků provozního zatížení nebo konkrétních kolejových vozidel,
γ_M	- dílčí součinitel spolehlivosti materiálu (obecně),
γ_{M0}	- dílčí součinitel únosnosti průřezů při nadměrném zplastizování včetně lokálního boulení,
γ_{M1}	- dílčí součinitel únosnosti průřezů při posuzování stability prutů,
γ_{M2}	- dílčí součinitel únosnosti průřezu při porušení oslabeného průřezu v tahu, dílčí součinitel únosnosti šroubů, nýtů, čepů, svarů a čepových desek,
γ_{Mf}	- dílčí součinitel spolehlivosti únavové pevnosti,
$\gamma_{M,ser}$	- dílčí součinitel spolehlivosti materiálu v mezních stavech použitelnosti,
γ_r	- převodní součinitel pro určení návrhové únosnosti tupého svaru,
γ_S	- dílčí součinitel únosnosti betonářské výztuže,
γ_{Sd}	- dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu odezvy zatížení, příp. i modelu zatížení,
$\gamma_{S,fat}$	- dílčí součinitel únavové pevnosti betonářské a přepínací výztuže,
γ_V	- dílčí součinitel únosnosti spřahovacího prvku,
δ	- přetvoření (průhyb, pootočení), součinitel výšky a šířky zdicího prvku,
δ_{lim}	- mezní hodnota přetvoření podle kritéria příslušného mezního stavu použitelnosti,
δ_{LM71}	- hodnota přetvoření vyvolaná svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71 (podle povahy kritéria i včetně dynamických účinků),
$\sum_{i=1}^{n-1} \delta_{rs,i}$	- hodnoty přetvoření od ostatních zatížení, které současně působí se svislým proměnným zatížením železniční dopravou v případě, že nebyly eliminovány vnějším zásahem (například nadvýšením nosné konstrukce),
δ_{ij}	- souřadnice příčinkové čáry průhybu pásového plechu jednotkové šířky v místech „i“ podélné výztuhy pro polohu jednotkové síly „j“,
ϵ_{uk}	- charakteristická hodnota poměrného přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení,
ϵ_{cs}	- základní hodnota smršťování betonu,
η	- součinitel vyjadřující rozdílnou soudržnost betonářské a předpínací výztuže, součinitel vyjadřující vliv vlhkosti zdiva,
η_1	- poměr návrhové hodnoty normálového napětí v posuzovaném vlákně ocelového průřezu a návrhové hodnoty pevnosti materiálu,
η_2	- poměr návrhové hodnoty napětí od soustředěného zatížení ve stěně ocelového průřezu a návrhové hodnoty pevnosti materiálu,
η_3	- poměr návrhové hodnoty smykové síly a návrhové hodnoty plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku, resp. poměr návrhové hodnoty

	maximálního smykového napětí ve stěně ocelového průřezu k návrhové hodnotě pevnosti materiálu ve smyku,
$\bar{\eta}_3$	- poměr návrhové hodnoty smykové síly a návrhové hodnoty únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení při smyku,
κ	- poměr ploch A_{f2}/A_{f1} , poměr definovaný v tab. 3.1 v ČSN 1993-1-5 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn,
κ_k, κ_d	- konstanty související s úpravou hodnoty indexu spolehlivosti v souvislosti se zavedením gama rozdělení,
$\kappa_{c,cu}$	- převodní součinitel,
λ	- štíhlost prvku,
μ	- součinitel tření,
λ_{LM71}	- účinnost provozního zatížení,
ξ	- redukční součinitel při výpočtu kombinované únosnosti blokového spřahovacího prvku s háky nebo smyčkami,
ψ	- součinitel dynamické redukce, součinitel pro kombinační, častou nebo kvázistálou hodnotu proměnného zatížení,
θ	- šikmost mostu,
ρ_c	- součinitel celkového boulení tlačného pásu,
ρ_{loc}	- součinitel boulení dílčího pole tlačného pásu,
$\Delta\sigma_C (\Delta\tau_C)$	- charakteristická hodnota únavové pevnosti oceli pro posuzovaný typ konstrukčního detailu,
$\Delta\sigma_{E2} (\Delta\tau_{E2})$	- ekvivalentní rozkmit normálového (smykového) napětí od svislého pohyblivého zatížení při konstantní amplitudě pro $2 \cdot 10^6$ kmitů,
σ_{cr}	- kritické napětí podélné výztuhy,
$\sigma_{LM71,0,j}$	- návrhové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných vláknech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí model zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$\sigma_{m,Ed}$	- návrhová hodnota normálového napětí v tlačném pásu od vodorovného ohybu a případné distorze příčného řezu nosné konstrukce,
$\Delta\sigma_p (\Delta\tau_p)$	- referenční rozkmit normálového (smykového) napětí v posuzovaném místě konstrukce od charakteristického svislého pohyblivého zatížení železniční dopravou (model zatížení 71), odpovídajícího stanovené nejnižší zatížitelnosti příslušného konstrukčního prvku,
$\sigma_{rs,0,j}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných vláknech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí ostatní zatížení působící současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$\sigma_{x,LM71,Ed}$	- návrhové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$\sigma_{x,rs,Ed}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$\sigma_{z,LM71,Ed}$	- návrhová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení vyvolaná kolovými silami modelu zatížení 71,
$\sigma_{z,rs,Ed}$	- návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení, vyvolaná ostatními zatíženími, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
σ_{01}	- normálové napětí v střednici plechu v místě ověřované podélné výztuhy,

$\sigma_{0,2}$	- popouštěním zvýšená mez kluzu, při které napětí vyvodí trvalé poměrné přetvoření oceli v hodnotě 0,2 %,
τ_{Ed}	- návrhová hodnota smykového napětí od ohybu a kroucení průřezu mostního prvku,
Φ_i	- dynamický součinitel (Φ_2, Φ_3) pro model zatížení 71,
$\Phi_{i,sup}$	- je největší hodnota dynamického součinitele zohledňující vliv kolejového styku ($i = 2, 3$),
ϕ	- průměr výztuže,
ϕ_{Ti}	- dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} pro provozní zatížení,
ϕ_{∞}	- konečná hodnota součinitele dotvarování zdiva,
$\varphi(\infty, t_0)$	- součinitel dotvarování betonu,
χ	- součinitel vzpěrnosti,
χ_{c1}, χ_{c2}	- součinitele vzpěrnosti pro podélné výztuhy ortotropních mostovek,
χ_{LT}	- součinitel vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu (součinitel klopení),
χ_w	- je součinitel boulení stěny při namáhání smykem.

Vypracování metodického pokynu

Zpracovatel: Kolektiv pracovníků Katedry stavebních konstrukcí a mostů, Stavební fakulty, Žilinské univerzity v Žilině v složení:

prof. Ing. Josef Vičan, CSc.	- kapitoly 1 až 5, Přílohy A, E a F,
Ing. Jozef Gocál, PhD.	- Příloha A,
Ing. Richard Hlinka, PhD.	- Příloha A,
Ing. Jaroslav Odrobiňák, PhD.	- Příloha B,
doc. Ing. Martin Moravčík, PhD.	- Příloha C,
doc. Ing. Peter Koteš, PhD.	- Přílohy C a D.

Text metodického pokynu recenzovali, připomínkovali a doplnili:

Ing. Tomáš Wangler	- Metrostav a.s., Praha, kapitoly 1 až 5, Přílohy A, B a F
doc. Ing. Vladimír Hrdoušek, CSc.	- ČVUT Praha, Příloha C,
Ing. Michal Drahorád, PhD.	- ČVUT Praha, kapitoly 1 až 5, Přílohy C, D.

Zadavatel a gestor metodického pokynu:

Ing. Václav Podlipný, SŽDC, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů

1 Předmět metodického pokynu

Tento metodický pokyn platí pro určování zatížitelnosti trvalých a zatímních mostních objektů a dalších objektů s konstrukcí mostům podobnou spravovaných SŽDC, s.o. na železničních tratích s traťovou rychlostí do 200 km/hod včetně. Součástí tohoto metodického pokynu je také metodika ověřování přechodnosti provozního zatížení.

Metodický pokyn platí i pro posuzování návrhů úprav mostních objektů pro dosažení požadované přechodnosti provozního zatížení příslušné traťové třídy zatížení (TTZ) podle ČSN EN 15528 Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly.

Metodický pokyn rovněž platí pro určování zatížitelnosti prvků nových mostních objektů, avšak pro úroveň spolehlivosti odpovídající návrhu nového mostního objektu, tj. pro návrhové hodnoty účinků zatížení a únosnosti průřezů a prvků mostních objektů definovaných podle současně platných norem ČSN a ČSN EN bez možnosti využití úlev uvedených v tomto metodickém pokynu.

2 Termíny a definice

2.1 V tomto metodickém pokynu se používají základní termíny, definice a značky, které jsou v souladu s ČSN 73 6200 Mosty - Terminologie a třídění, s příslušnými normami pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů ČSN EN 1990-1996 a normami ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí a ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí. Hodnocení existujících konstrukcí. Základní terminologie z ČSN 73 6200 je doplněna o termíny definované v této kapitole.

2.2 Mostní objekt je nedílnou součástí dopravní cesty v místě, v němž je třeba překonat přírodní nebo umělou překážku přemostěním, popřípadě zvolit obdobné řešení z vodohospodářských, ekonomických, ekologických nebo estetických důvodů. Pojem mostní objekt v tomto metodickém pokynu zahrnuje:

- mosty,
- propustky.

2.3 Normální zatížitelnost prvku mostního objektu Z_{LM71} (dále jen **zatížitelnost**) je bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr mezních účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou (z hlediska příslušného mezního stavu únosnosti nebo použitelnosti) k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení 71.

POZNÁMKA: Definice zatížitelnosti prvku mostního objektu není úplně v souladu s definicí uvedenou v ČSN 73 6200, avšak pro potřeby srozumitelnosti a kontinuity metodického pokynu s SR5 se upřednostnila tato verze. Zásadní rozdíl je v zavedení termínu „mezní účinky“ oproti termínu „přípustné hodnoty posuzovaného účinku“.

2.4 Zatížitelnost části mostního objektu (nosné konstrukce, spodní stavby) je souhrn zatížitelností jednotlivých prvků příslušné části mostního objektu.

2.5 Zatížitelnost mostního objektu je souhrn zatížitelností prvků mostního objektu seřazených podle příslušnosti k jeho jednotlivým částem.

2.6 Podle přesnosti a metodiky stanovení zatížitelnosti rozlišuje tento metodický pokyn následující **kategorie zatížitelnosti mostních objektů**:

- **kategorie A**: zatížitelnost stanovená odhadem na základě informací získaných zejména z procesu dohlédací činnosti,
- **kategorie B**: zatížitelnost stanovená porovnávacím přepočtem stávajícího mostního objektu, označovaná jako odvozená zatížitelnost,
- **kategorie C**: zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu nebo jeho části,
- **kategorie D**: zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu nebo jeho části, doplněnými experimentálním ověřením chování mostního objektu, příp. jeho části, kterým se ověří správnost zvoleného výpočtového modelu.

Kategorii zatížitelnosti mostního objektu stanovuje příslušný správce, případně odborný útvar zadavatele (viz 2.18) jako součást zadání pro určení zatížitelnosti mostního objektu. Přepočty zpracovávané cizími subjekty budou vždy kategorie C nebo D. Výjimkou mohou být přepočty spodní stavby, u nichž, po dohodě se správcem či odborným útvarem zadavatele, je možno využít 4.8.2.

2.7 Zatížitelnost kategorie A se určuje odborným odhadem a slouží pro operativní zajištění provozuschopnosti.

2.8 Zatížitelnost kategorie B se stanovuje porovnávacím přepočtem s kritickým vyhodnocením výsledků původní analýzy mostního objektu nebo provedených přepočtů

stávajícího mostního objektu podle 4.5.4 tohoto metodického pokynu. Takto určená zatížitelnost se označuje jako odvozená zatížitelnost mostu.

2.9 Zatížitelnosti kategorie C a D se stanovují přepočtem mostního objektu podle postupů a zásad uvedených v tomto metodickém pokynu s využitím výsledků původní analýzy mostního objektu nebo dříve provedených přepočtů stávajícího mostního objektu a provedeního ověření jeho skutečného stavu.

2.10 V případě zatížitelnosti kategorie **D** se při jejím určování využívají i výsledky realizovaných experimentálních analýz a jiných dostupných vyšetřování mostního objektu nebo jeho částí, které byly provedeny na mostním objektu do doby zpracování přepočtu (výsledky dlouhodobého sledování, výsledky statických nebo dynamických zatěžovacích zkoušek apod.).

2.11 Přepočtem mostního objektu se rozumí postup stanovení zatížitelnosti analýzou mostního objektu (viz ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí) respektující zásady tohoto metodického pokynu a příslušných norem ČSN a ČSN EN, na které se tento metodický pokyn odvolává.

2.12 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu $Z_{LM71,E}$ se určuje přepočtem mostního objektu podle postupů a zásad uvedených v tomto metodickém pokynu pro určení zatížitelnosti kategorie C, příp. D (kapitoly 4.7) s dalšími úlevami definovanými v 4.9 tohoto metodického pokynu.

POZNÁMKA: Definice výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ odpovídá definici normální zatížitelnosti, stanovuje se však pro nižší úroveň spolehlivosti, která je vyjádřena menšími hodnotami dílčích součinitelů účinků zatížení, případně spolehlivosti materiálů.

2.13 Přechodnost provozního zatížení je schopnost mostního objektu převádět provozní zatížení po vlastním mostním objektu i jím neseném železničním svršku a spodku při zachování bezpečnosti železničního provozu, a souběžně i schopnost provozního zatížení, bezpečně pojíždět po mostním objektu.

2.14 Účinnost provozního zatížení je bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr hodnoty posuzovaného účinku (v silové, napěťové nebo deformační podobě), vyvolaného provozním zatížením v posuzovaném prvku mostního objektu k hodnotě účinku (stejně druhu a ve stejném místě, kde byla určena účinnost), který vyvolá model zatížení 71.

2.15 Provozním zatížením se v tomto metodickém pokynu rozumí traťové třídy zatížení (TTZ), konkrétní kolejová vozidla a případně i lokomotivní třídy.

2.16 Těžkou zásilkou se v tomto metodickém pokynu rozumí takové provozní zatížení, které překračuje TTZ příslušné trati s přidruženou rychlostí a přepravuje se za speciálně stanovených provozních podmínek (např. přeprava těžkých a mimořádných zatížení speciálními kolejovými vozidly vymezenými v CR TSI OPE, přeprava vozidel se zvláštním konstrukčním uspořádáním, případně i vozidel historických).

2.17 Dokumentací mostního objektu se rozumí soubor dokumentace dle předpisu SŽDC S5 a zprávy z dohlédací činnosti.

2.18 Odborným útvarem zadavatele se v tomto metodickém pokynu rozumí SŽDC, Generální ředitelství, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů.

2.19 Správcem mostního objektu se v tomto metodickém pokynu rozumí místně příslušná správa mostů a tunelů oblastního ředitelství (dále jen „správce“).

3 Obecně

3.1 Tento metodický pokyn stanovuje základní metodiku a postupy určování zatížitelnosti mostních objektů, které jsou součástí železniční dopravní cesty. Zabývá se zejména metodikou stanovení zatížitelnosti přepočtem mostních objektů. Předepisuje postupy při určování zatížitelnosti, příp. úlevy odlišné od požadavků a ustanovení platných norem pro zatížení, navrhování a posuzování novostaveb. Současně uvádí postupy pro posouzení přechodnosti provozního zatížení ve vztahu k stanovené zatížitelnosti. Posouzení únosnosti železničního svršku není součástí tohoto metodického pokynu. V tomto případě je nutno postupovat podle příslušných předpisů.

3.2 Pravidla a postupy uvedené v tomto metodickém pokynu se použijí i při určování zatížitelnosti nových mostních objektů. Zatížitelnost nových mostních objektů se vyjadřuje v hladině účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ pro úroveň spolehlivosti danou ČSN EN 1990 bez úlev uvedených v tomto metodickém pokynu, které jsou přípustné jen pro stávající mostní objekty.

3.3 Zatížitelnost části mostního objektu se obecně určuje pro jednotlivé nosné konstrukce a části spodní stavby. Určování zatížitelnosti spodní stavby lze podle okolností přiměřeně zjednodušit (viz 4.8).

3.4 Pravidla a postupy tohoto metodického pokynu se použijí i při určování výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$, která se stanovuje podle zásad v 4.9 jen pro ten prvek nebo část mostního objektu, která rozhoduje o přechodnosti provozního zatížení.

3.5 Zatížitelnost mostního objektu se určuje:

- a) pokud její aktuální hodnota není známa,
- b) pokud se očekává změna její aktuální hodnoty,
- c) pokud je dosažení konkrétní hodnoty zatížitelnosti či odpovídající přechodnosti zadávacím parametrem rekonstrukce mostního objektu,
- d) jako součást analýzy každého nového mostního objektu.

3.6 Změnu zatížitelnosti mostního objektu lze očekávat zejména v těchto případech:

- a) pokud došlo ke změně skutečného technického stavu mostního objektu, která může ovlivnit dříve stanovenou zatížitelnost,
- b) pokud došlo ke změně stálého zatížení nebo při změně jeho polohy na mostním objektu,
- c) změnilo-li se uspořádání kolejí na mostě (poloha, zřízení bezstykové koleje apod.)
- d) pokud došlo k jakémukoli změně mostního objektu formou jeho rekonstrukce zesílením, rozšířením, výměnou části příp. celého mostního objektu,
- e) pokud v prostoru mostního objektu došlo k relevantní mimořádné události ovlivňující jeho spolehlivost.

3.7 Zatížitelnost stávajícího mostního objektu se určuje na základě jeho ověřeného skutečného stavu. Ověřením aktuálního stavu mostního objektu prohlídkou se zjišťuje, zda údaje a předpoklady dostupné dokumentace mostního objektu odpovídají jeho skutečnému stavu. Zjištěný skutečný stav mostního objektu je nutno porovnat se stavem uvedeným v aktuálním protokolu z podrobné či mimořádné prohlídky. Chybějící nebo neúplné údaje je nutno doplnit na základě výsledků prohlídky.

3.8 Základním podkladem pro ověření skutečného stavu mostního objektu je dokumentace mostního objektu. Využitelná je zejména dokumentace skutečného provedení mostního objektu nebo původní projektová dokumentace. Je nutno vycházet z předpokladu, že výstavba

a úpravy mostního objektu mohly probíhat po etapách, přičemž všechny etapy nemusí být v dokumentaci uvedeny. Užitečnými podklady jsou i dokumenty z průběhu výstavby, zejména výsledky zkoušek. Vždy se požaduje kritické zhodnocení věrohodnosti dostupné dokumentace mostního objektu.

3.9 Ověření skutečného stavu mostního objektu je nutno provést při určování zatížitelnosti všech kategorií v rozsahu přiměřeném požadované kategorii. Zohlednění skutečného stavu mostního objektu se v přepočtu stávajícího mostního objektu provede podle 4.7.3 a příslušných částí příloh A, B, C, D.

3.10 V případě nedostatečných informací o chování mostního objektu nebo pochybností o správnosti zvoleného výpočtového modelu mohou být na základě dohody mezi odborným útvarem zadavatele a zpracovatelem přepočtu navržena a provedena experimentální ověření formou zatěžovací zkoušky mostního objektu nebo jeho části, doplněná příp. i o další experimentální analýzy (měření napětí ve vytypovaných místech, verifikace výpočetního modelu za pomoci výsledků modální analýzy při využití koeficientů MAC, COMAC apod.)

3.11 Určené hodnoty zatížitelnosti Z_{LM71} prvků jednotlivých částí mostního objektu se uspořádají do přehledné tabulky podle přílohy E tohoto metodického pokynu, jejíž uspořádání je závazné. Zatížitelnost části mostního objektu je charakterizována přehledem zatížitelnosti Z_{LM71} jeho dílčích prvků.

3.12 Pro rozhodující prvek mostního objektu z hlediska přechodnosti provozního zatížení lze v přehledu zatížitelnosti v příloze E uvést i výjimečnou zatížitelnost $Z_{LM71,E}$, jakož i zatížitelnosti nepožadované pro stanovení přechodnosti provozního zatížení.

3.13 Ověření přechodnosti provozního zatížení se provede postupem podle kapitoly 5 tohoto metodického pokynu pro všechny prvky mostního objektu, jejichž zatížitelnost může o přechodnosti provozního zatížení rozhodovat.

3.14 Pravidla a principy tohoto metodického pokynu nevylučují použití přesnějších postupů a analýz, pokud nejsou v rozporu se základními principy platných norem ČSN a ČSN EN pro navrhování a posuzování stavebních konstrukcí a mostních objektů i zásadami tohoto metodického pokynu.

4 Zatížitelnost mostních objektů

4.1 Základní ustanovení pro přepočty mostních objektů

4.1.1 Přepočet mostního objektu musí vždy obsahovat:

- technickou zprávu k přepočtu mostního objektu,
- vlastní přepočet mostního objektu,
- přehled zatížitelnosti (viz příloha E).

4.1.2 Součástí technické zprávy k přepočtu mostního objektu jsou zejména:

- základní identifikační údaje mostního objektu - traťový úsek, definiční úsek, staničení, číslo koleje,
- vymezení částí mostního objektu, které jsou předmětem přepočtu, resp. vyčlenění těch částí mostního objektu, kterých se přepočet netýká,
- přehled podkladů použitých při zpracování přepočtu mostního objektu včetně souvisejících norem, směrnic a další použité literatury,
- uvedení kategorie zatížitelnosti,
- údaje o základních geometrických parametrech mostního objektu s uvedením zdroje dat,
- údaje o fyzikálně-mechanických vlastnostech použitých materiálů s uvedením zdroje dat,
- údaje o geometrické poloze koleje na mostě a kvalitě jízdní dráhy,
- datum zjištění skutečného stavu mostního objektu,
- přehled zjištěných závad a poruch mostního objektu,
- upozornění, které závady a poruchy mostního objektu nejsou v přepočtu zohledněny, protože se předpokládá jejich odstranění údržbou nebo opravou,
- podmínky a/nebo doporučená opatření pro další provoz mostního objektu (způsob odstranění závad nebo poruch, ověření chování konstrukce zatěžovací zkouškou nebo dlouhodobým sledováním, návrh na zesílení kritických konstrukčních prvků apod.),
- základní údaje o použitých softwarových produktech (název, verze, firma, vlastník).

4.1.3 Součástí vlastního přepočtu mostního objektu je zejména:

- dispoziční výkres mostního objektu,
- přehled uvažovaného zatížení a jeho začlenění do jednotlivých zatěžovacích stavů,
- přehled kombinací zatížení uvažovaných při stanovení zatížitelnosti,
- popis výpočtového modelu mostního objektu, jakož i zdůvodnění jeho výběru, popis okrajových podmínek, uložení, modelování přípojů jednotlivých prvků, dále popis zohlednění excentricit, případných nelinearit, změn průřezových charakteristik vlivem koroze apod.,
- posouzení všech rozhodujících prvků v přehledné formě včetně vyhodnocení,
- zobrazení speciálních příčinkových čar uvedených v přehledu zatížitelnosti,
- údaj o celkovém počtu stran,
- identifikace a podpis autora přepočtu mostního objektu a osoby, která jej kontrolovala.

4.1.4 Vlastní přepočet mostního objektu musí být kontrolovatelný. Jeho závěry musí poskytovat úplný podklad pro následné vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení.

4.1.5 V případě přepočtu stávajícího mostního objektu s poruchami, které nebudou odstraněny údržbou nebo opravami, je nutné uvést způsob zohlednění poruch v použitém

výpočtovém modelu mostního objektu a v modelech únosnosti jeho příslušných průřezů a prvků. V odůvodněných případech může být požadavkem správce či odborného útvaru zadavatele provedení přepočtu mostního objektu s poruchami i bez nich. Přepočet pak může sloužit jako podklad k rozhodnutí, zda přistoupit k odstranění poruch (zvláště u poruch obtížně odstranitelných).

4.1.6 Je-li na základě zadání součástí přepočtu i ověření přechodnosti provozního zatížení, uvedou se v technické zprávě údaje o posuzovaném provozním zatížení včetně přidružené rychlosti.

4.2 Mezní stavy při přepočtech mostních objektů

4.2.1 Spolehlivost mostních objektů se ověřuje a zatížitelnost se určuje pomocí metody dílčích součinitelů. V metodě dílčích součinitelů se ověřuje, zda ve všech relevantních návrhových situacích nejsou překročeny příslušné mezní stavy mostních objektů.

4.2.2 Mostní objekty se ověřují z hlediska mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti.

Mezní stavy únosnosti mostních objektů jsou:

- porušení průřezu prvku mostního objektu překročením jeho návrhové únosnosti nebo mezního poměrného přetvoření,
- ztráta stability tvaru prvku mostního objektu,
- porušení spoje,
- únavové porušení při opakovaném vysokocyklovém namáhání,
- ztráta stability polohy.

Mezní stavy použitelnosti mostních objektů jsou:

- omezení napětí,
- omezení přetvoření z hlediska bezpečnosti dopravy,
- vznik nepříjemných kmitání,
- omezení trhlin.

4.2.3 Z hlediska mezních stavů únosnosti se prokazuje, že extrémní návrhové hodnoty účinků zatížení odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti nepřekračují návrhovou únosnost průřezů a prvků mostního objektu nebo jeho částí.

4.2.4 Při posuzování mezního stavu ztráty stability polohy překlopením se ověřuje splnění statických podmínek rovnováhy části mostního objektu jako tuhého tělesa (překlopení nosné konstrukce mostů s horními mostovkami, resp. bez mostovek). Z tohoto mezního stavu se nestanovuje zatížitelnost. Průkaz stability polohy je však nutnou podmínkou přechodnosti každého provozního zatížení.

4.2.5 V případě mezních stavů použitelnosti se prokazuje, že účinky odpovídajících hodnot zatížení vyhovují pro stanovenou hodnotu zatížitelnosti mezním hodnotám kritérií příslušných mezních stavů použitelnosti.

4.3 Zatížení při určování zatížitelnosti mostních objektů

4.3.1 Zatížení stávajících mostních objektů, jeho poloha a hodnoty se v přepočtech uvažují na základě skutečného současného stavu mostního objektu zjištěného šetřením na místě s využitím dokumentace mostního objektu. Při určování zatížitelnosti nových mostních objektů se uvažují zatížení použitá v jejich analýze.

4.3.2 Skutečné hodnoty stálého zatížení stávajícího mostního objektu je nutno ověřit zejména v případech, je-li zřejmé z jeho uspořádání nebo i případných poruch, že na mostní

objekt působí jiné druhy nebo hodnoty zatížení, než jaké byly uvažovány při jeho návrhu nebo posledním přepočtu pro určení zatížitelnosti.

4.3.3 Stálá zatížení se stanovují na základě objemových hmotností a skutečných rozměrů prvků nebo částí mostního objektu. Pro potřeby přepočtu se požaduje zohlednit i polohu stálého zatížení na stávajícím mostním objektu.

4.3.4 Objemové hmotnosti materiálů se zjišťují nepřímo na základě normových či tabulkových hodnot nebo v odůvodněných případech přímo ze vzorků odebraných z mostního objektu.

4.3.5 Charakteristické hodnoty stálých zatížení se stanovují podle ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, s přihlédnutím k ČSN EN 1990, příloha D a ČSN ISO 13822, pokud se využívají výsledky experimentálních šetření na mostním objektu.

4.3.6 Pokud se nepočítá přesněji, použijí se při stanovení návrhových hodnot stálých zatížení hodnoty dílčích součinitelů účinků stálého zatížení γ_G z tabulky 1.

Tabulka 1- Dílčí součinitele účinků stálého zatížení

Dílčí součinitele účinků stálého zatížení γ_G					
Prvky nebo části mladší než 30 let		Prvky nebo části starší než 30 let			
Ocelové a prefabrikované betonové prvky	Prvky z ostatních materiálů	Ocelové a prefabrikované betonové prvky		Prvky z ostatních materiálů	
		Kontrola měřením rozměrů	Bez kontroly	Kontrola měřením rozměrů	Bez kontroly
1,25	1,30	1,20	1,25	1,25	1,30

POZNÁMKA 1: Hodnoty dílčích součinitelů účinků stálých zatížení je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto metodického pokynu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti, kterou určuje odborný útvar zadavatele.

4.3.7 Pro vlastní tíhu nenosných částí mostních objektů, zejména kolejového lože, přesypávky a ochranných vrstev s významnou variací rozměrů a/nebo objemové tíhy je nutno v přiměřené formě zohlednit ustanovení 5.2.3 v ČSN EN 1991-1-1 v závislosti na možnosti ověření těchto parametrů.

4.3.8 Svislé proměnné zatížení železniční dopravou se při přepočtu mostního objektu zohledňuje modelem zatížení 71 podle 6.3.2 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Toto zatížení se na mostní objekt umísťuje v nejnepříznivější poloze pro každý jeho nosný prvek. Odlehčujících účinků tohoto zatížení se nedbá.

4.3.9 Vliv excentricity svislého proměnného zatížení železniční dopravou se zohlední zaměřením skutečné polohy koleje na mostním objektu. Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, uvažuje se při přepočtu stávajícího mostního objektu i excentricita svislého proměnného zatížení v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle 6.3.5 v ČSN EN 1991-2.

4.3.10 Osamělé síly v modelu zatížení 71 nebo jiná soustředěná kolová zatížení se mohou v přepočtech stávajících mostních objektů při všech typech mostovek rozdělit podélně na tři kolejnicové podpory (podkladnice, pražce) podle obrázku 6.4 v ČSN EN 1991-2. Vzdálenost jednotlivých kolejnicových podpor lze přitom uvažovat jednotně hodnotou $a = 533$ mm. Roznos lze modelovat přesněji podle skutečného provedení kolejnicových podpor.

4.3.11 V případě nosných konstrukcí s přímým uložením kolejnic na desce mostovky pomocí podkladnic, pryžových podložek a rozchodových desek se může předpokládat rovnoměrné rozložení příslušné části kolového zatížení na dolní plochu podkladnice.

4.3.12 Na mostním objektu s průběžným kolejovým ložem se osamělé síly modelu zatížení 71 mohou roznášet v podélném směru rovnoměrně podle 6.3.6.2 v ČSN EN 1991-2. Roznos zatížení v příčném směru se uvažuje podle 6.3.6.3 v ČSN EN 1991-2.

4.3.13 Dílčí součinitel $\gamma_{Q,LM71}$ účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se při určování zatížitelnosti jednotlivých prvků mostního objektu uvažuje v závislosti na stáří prvku mostního objektu a jeho plánované zbytkové životnosti následujícími hodnotami:

- pro nosné prvky mostních objektů mladší než 30 let: $\gamma_{Q,LM71} = 1,45$,
- pro nosné prvky stávajících mostních objektů starší než 30 let: $\gamma_{Q,LM71} = 1,30$.

POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků svislého proměnného zatížení je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto metodického pokynu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje správce, případně odborný útvar zadavatele.

4.3.14 Dynamické účinky pohyblivého svislého zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se v přepočtu mostního objektu zohledňují pomocí dynamických součinitelů Φ_2 , Φ_3 , které se stanoví podle 6.4.5.2 v ČSN EN 1991-2 pro pečlivě udržovanou kolej (Φ_2), resp. standardně udržovanou kolej (Φ_3).

4.3.15 Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, řídí se volba dynamického součinitele Φ_2 , resp. Φ_3 v přepočtech mostních objektů pravidly v ČSN EN 1991-2.

4.3.16 Náhradní délky L_Φ jednotlivých nosných prvků mostních objektů se uvažují podle tabulky 6.2 v ČSN EN 1991-2.

4.3.17 Dynamická analýza mostního objektu se provádí jen na základě dohody odborného útvaru zadavatele a zpracovatele přepočtu stávajícího mostního objektu a není předmětem tohoto metodického pokynu.

4.3.18 U mostního objektu s přesypávkou, jejíž výška včetně kolejového lože pod ložnou plochou pražce je větší než 1,0 m, se dynamické účinky zatížení železniční dopravou snižují podle 6.4.5.4 v ČSN EN 1991-2.

4.3.19 Pokud se na stávajícím mostním objektu bez kolejového lože vyskytuje kolejový styk, je třeba zvážit možnost jeho odstranění. Vliv kolejového styku na dynamické účinky svislého proměnného zatížení dopravou lze stanovit dynamickým výpočtem nebo experimentálním měřením. Pokud se nepostupuje přesněji, je možné vliv kolejového styku na účinky zatížení nosných prvků mostního objektu v oblasti styku zohlednit přibližně úpravou dynamického součinitele podle vztahu

$$\Phi_{i,sup} = \Phi_i + 0,20(\Phi_i - 1,00), \text{ avšak } 1,05 \leq \Phi_{i,sup} \leq 2,00, \quad (4.1)$$

kde Φ_i je hodnota dynamického součinitele podle 4.3.14 tohoto metodického pokynu.

4.3.20 Vliv odstředivé síly na mostní objekt s kolejí v oblouku se stanoví pro traťovou rychlost v daném úseku trati podle 6.5.1 v ČSN EN 1991-2. Odstředivá síla se uvažuje spolu se svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71. V přepočtu stávajícího mostního objektu se odstředivá síla uvažuje se součinitelem $\alpha = 1,00$ a bez dynamického součinitele. Dílčí součinitel účinků zatížení odstředivou silou $\gamma_{Q,LM71}$ se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení odstředivou silou upravuje 4.7.7.

4.3.21 Charakteristická hodnota zatížení bočním rázem se v přepočtu stávajícího mostního objektu uvažuje hodnotou podle 6.5.2 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Vliv zatížení bočním rázem se uvažuje současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravy, jak v případě trati v přímé, tak i v trati ve směrovém oblouku.

Dílčí součinitel γ_{Qs} účinků zatížení bočním rázem se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení bočním rázem upravuje 4.7.7.

4.3.22 Vodorovná osamělá příčná zatížení železniční dopravou, reprezentovaná bočním rázem a odstředivou silou (soustředěné zatížení), se mohou v přepočtech stávajících mostních objektů rozdělit na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10.

4.3.23 Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami se uvažují podle 6.5.3 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Dílčí součinitel účinků zatížení rozjezdovými a brzdnými silami γ_{Qab} se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení rozjezdovými a brzdnými silami upravuje 4.7.7.

4.3.24 Proměnné zatížení železniční dopravou na dvou- a vícekolejných mostech se stanoví podle 6.8.1 a tab. 6.11 v ČSN EN 1991-2 s tím, že se uvažuje případ zatížení jen modelem zatížení 71 na jedné nebo dvou kolejích, příp. zatížení v hodnotě 0,75 násobku modelu zatížení 71 na třech a více kolejích. Ostatní modely zatížení železniční dopravou (SW/0, SW/2, HSLM apod.) se neuvažují. Uvažovanou rozhodující polohu modelu zatížení 71 je nutno uvést v poznámce v tabulce přehledu zatížitelnosti.

4.3.25 Při určování výjimečné zatížitelnosti lze, se souhlasem odborného útvaru zadavatele, uvažovat proměnné zatížení reprezentované modelem zatížení 71 jen na jedné koleji.

4.3.26 Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků se v přepočtu stávajícího mostního objektu zohledňují podle 6.6 v ČSN EN 1991-2. Dílčí součinitel účinků aerodynamických zatížení se uvažuje hodnotami podle 4.3.30.

4.3.27 Mimořádná zatížení se v přepočtech stávajících mostních objektů uvažují podle 6.7 v ČSN EN 1991-2 a ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení. Prvky a části mostního objektu se na účinky mimořádných zatížení posoudí, avšak zatížitelnost se pro tato zatížení neurčuje.

4.3.28 Jednotlivá proměnná zatížení železniční dopravou, reprezentovaná modelem zatížení 71 včetně zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami a odstředivou silou pro mostní objekty s kolejí v oblouku, se v přepočtech stávajících mostních objektů považují za skupinové vícesložkové zatížení železniční dopravou s pravidly tvoření skupin podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2. Každá z těchto skupin zatížení, vzájemně se vylučujících, představuje jedno charakteristické proměnné zatížení pro kombinaci s nedopravními zatíženími.

4.3.29 Kombinace zatížení současně se vyskytujících spolu se zatížením železniční dopravou se v přepočtech stávajících mostních objektů stanoví podle A2.2.4 v ČSN EN 1990. Součinitele ψ kombinačních, častých a kvazistálých hodnot proměnných zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace se určí z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990. V souladu s národní přílohou k ČSN EN 1990 se při výběru kombinačních pravidel z hlediska mezních stavů únosnosti upřednostňuje méně příznivá kombinace z (6.10a) nebo (6.10b) podle ČSN EN 1990. V mezních stavech použitelnosti se uvažují kombinace zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích dle A.2.4 v ČSN EN 1990.

4.3.30 Reprezentativní hodnoty zatížení větrem se v přepočtech mostních objektů uvažují podle ČSN EN 1991-1-4 Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem.

Dílčí součinitel účinků zatížení větrem se bere hodnotami v závislosti na stáří prvku mostního objektu následovně:

- pro nosné prvky mostních objektů mladší než 30 let: $\gamma_Q = 1,50$,
- pro nosné prvky stávajících mostních objektů starší než 30 let: $\gamma_Q = 1,35$.

POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků zatížení větrem je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto metodického pokynu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje odborný útvar zadavatele.

4.3.31 Pravidla kombinování účinků zatížení větrem s účinky proměnného zatížení železniční dopravou se uvažují v souladu s ČSN EN 1990. Hodnoty součinitelů ψ pro kombinační, častou a kvázistálou hodnotu zatížení větrem se berou z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990.

4.3.32 Reprezentativní hodnoty zatížení teplotou se v přepočtech mostních objektů uvažují podle ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou. Pravidla kombinování účinků zatížení teplotou s účinky proměnného zatížení železniční dopravou se uvažují v souladu s ČSN EN 1990. Hodnoty součinitelů ψ pro kombinační, častou a kvázistálou hodnotu zatížení teplotou se berou z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990. Dílčí součinitel účinků zatížení teplotou se uvažuje hodnotami uvedenými v 4.3.30.

POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků zatížení teplotou je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto metodického pokynu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje odborný útvar zadavatele.

4.4 Materiály a základová půda při určování zatížitelnosti stávajících mostních objektů

4.4.1 Vlastnosti materiálů stávajících mostních objektů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se stanoví:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

4.4.2 Pokud jsou základní vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu známé z dokumentace mostního objektu, příp. z norem a předpisů platných v době projektování mostního objektu a pro daný případ nevyplyvá potřeba jejich ověření zkouškami, vychází se při určování zatížitelnosti z těchto hodnot. Charakteristické a návrhové hodnoty pevností materiálů stávajících mostních objektů se v tomto případě uvažují podle příloh A, B, C, D tohoto metodického pokynu.

4.4.3 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. z této dokumentace nelze jednoznačně stanovit vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu, zjišťují se relevantní vlastnosti na základě diagnostického průzkumu a zkoušek použitých materiálů.

4.4.4 Je-li známa alespoň doba zhotovení předmětné části mostního objektu, lze pro stanovení vlastností materiálů využít příloh A, B, C, D tohoto metodického pokynu.

4.4.5 Vlastnosti materiálů musí být stanoveny zkouškami v případě mostních objektů:

- a) u kterých vzniklo oprávněné podezření, že vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu neodpovídají vlastnostem předpokládaným v jeho dokumentaci,
- b) u kterých se projevila únava, degradace či koroze materiálů neočekávaným způsobem,
- c) u kterých byly zjištěny poruchy, které mohly být způsobeny použitím materiálů nevhodných vlastností.

4.4.6 Při zjišťování hodnot vlastností materiálů zkouškami se postupuje podle ČSN EN 1990, ČSN ISO 13822 a zásad uvedených v přílohách A, B, C, D tohoto metodického pokynu. Při určování vlastností materiálů zkouškami je nutno odebírat vzorky z relevantních nosných částí mostního objektu.

4.4.7 Vlastnosti materiálů určené zkouškami je potřebné porovnat s hodnotami uvedenými pro příslušné vlastnosti materiálů v přílohách A, B, C, D a porovnání podrobit kritické analýze.

4.4.8 Charakteristická hodnota pevnosti materiálu při určování vlastností materiálů zkouškami se stanoví:

- a) jako nejmenší z hodnot zjištěných zkouškami v případě, pokud při náhodném i záměrném výběru vzorků příp. výběru míst je četnost vzorků $n \leq 3$,
- b) při náhodném výběru při četnosti vzorků $n > 3$ podle přílohy D v ČSN EN 1990 a ČSN EN 13822.

4.4.9 Návrhová hodnota pevnosti materiálu R_d se stanoví ze vztahu

$$R_d = R_k / \gamma_M, \quad (4.2)$$

kde R_k je charakteristická hodnota pevnosti materiálu,
 γ_M je dílčí součinitel spolehlivosti materiálu.

4.4.10 Dílčí součinitele spolehlivosti materiálů γ_M stávajících mostních objektů se uvažují podle příloh A, B, C, D tohoto metodického pokynu.

4.4.11 K vyšetřování základů podpěr se přistupuje v případech, pokud se při prohlídce mostního objektu zjistily poruchy, které lze přičíst nedostatkům při zakládání podpěr, případně dochází-li ke změně zatížení. Při vyšetřování základových poměrů se postupuje podle ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí.

4.5 Metodika určování zatížitelnosti kategorie A

4.5.1 Zatížitelnost Z_{LM71} kategorie A jednotlivých prvků a částí mostního objektu se určuje odhadem.

Určení zatížitelnosti kategorie A se uplatňuje tehdy, pokud nelze postupovat jinak, tedy zejména:

- pokud nejsou k dispozici podklady pro určení zatížitelnosti vyšší kategorie,
- v časové tísní,
- pokud si stav a charakter mostního objektu nevyžaduje přesnější určení zatížitelnosti,
- v jiných správcem mostního objektu odůvodněných případech.

4.5.2 Při určení zatížitelnosti kategorie A se musí zohlednit skutečný stav mostního objektu. Pokud se na mostním objektu vyskytují poruchy prokazatelně ovlivňující jeho zatížitelnost, je nutno přistoupit k stanovení zatížitelnosti přepočtem.

4.5.3 Vodítkem k určení zatížitelnosti odhadem může být porovnání účinků původního návrhového modelu zatížení včetně příslušného dynamického součinitele a modelu zatížení 71 včetně dynamických účinků na rozhodujících příčinkových čarách. Rozhodující příčinkové čáry stanoví zpracovatel odhadu. Zatížitelnost Z_{LM71} lze potom stanovit pomocí vztahu

$$Z_{LM71} = (E_{QL,k} - \Delta E_{G,k}) / E_{LM71,k}, \quad (4.3)$$

kde $E_{QL,k}$ je charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení platným v době návrhu mostu, včetně odpovídajícího dobového dynamického součinitele,
 $\Delta E_{G,k}$ je přírůstek charakteristických hodnot účinků stálého zatížení v důsledku přetížení mostního objektu dodatečným zatížením (např. změnou železničního svršku),
 $E_{LM71,k}$ je charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamického součinitele podle 4.3.14 až 4.3.16.

4.5.4 V případě zděných mostních objektů je možné použití postupu odhadu zatížitelnosti dle vyhlášky UIC 778-3 Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů.

4.6 Metodika určování zatížitelnosti kategorie B

4.6.1 V případě stávajícího mostního objektu, pro který je k dispozici původní analýza nebo jeho přepočet, je možné se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele a po ověření aktuálnosti dostupné dokumentace mostního objektu určit zatížitelnost porovnávacím přepočtem (kategorie B). Pokud se na mostním objektu vyskytují poruchy prokazatelně ovlivňující jeho zatížitelnost, je nutno přistoupit k stanovení zatížitelnosti přepočtem.

4.6.2 Na základě kritického rozboru účinků zatížení (včetně dynamických vlivů), vyvolaných modelem zatížení železniční dopravou platným v době návrhu mostního objektu a od účinků zatížení modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů podle 4.3.14 až 4.3.16, se stanoví statické veličiny rozhodující pro stanovení zatížitelnosti a/nebo přechodnosti provozního zatížení.

4.6.3 Zatížitelnost Z_{LM71} kategorie B se potom určí pomocí základního vztahu pro výpočet zatížitelnosti (4.4) za předpokladu zanedbání účinků ostatních složek zatížení železniční dopravou (boční ráz, odstředivá síla, rozjezdové a brzdné síly) a nedopravních zatížení.

4.7 Metodika určování zatížitelnosti kategorie C a D

Obecně

4.7.1 Základním postupem stanovení zatížitelnosti kategorie C a D je přepočet mostního objektu. Přepočet se provádí podle platných norem a předpisů pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů doplněných o ustanovení tohoto metodického pokynu. Normy a směrnice platné v době návrhu mostního objektu se považují za informativní podklad.

4.7.2 Globální analýza mostního objektu se má provádět přednostně pružnostními metodami s využitím vhodného výpočtového modelu. Požaduje se vystižení prostorového působení mostního objektu. Doporučuje se proto používat prostorové výpočtové modely umožňující komplexní globální analýzu mostního objektu zohledňující jeho prostorové působení. Nevylučuje se možnost provedení globální analýzy mostního objektu pomocí nelineárních analýz zejména v souvislosti s přesnějšími výpočty betonových, zděných, spřažených ocelobetonových mostních objektů apod., kde může být aplikace nelineárních výpočtů výstižnější i žádoucí.

4.7.3 Při globální analýze stávajícího mostního objektu se vždy přihlíží ke skutečnému stavu jeho jednotlivých prvků a částí. Případné poruchy včetně příslušných imperfekcí nosných prvků a částí mostního objektu je třeba vhodným způsobem zahrnout do zvoleného výpočtového modelu tak, aby se vliv poruch promítl do výsledné odezvy na zatížení

a zohlednila se redistribuce vnitřních sil vyvolaná poruchami. Konkrétní doporučení pro jednotlivé typy mostních objektů jsou uvedena v přílohách A, B, C, D tohoto metodického pokynu.

4.7.4 Při volbě výpočtových modelů se má přiměřeně uvážit i možné spolupůsobení nenosných částí mostního objektu s jeho nosnou konstrukcí (například spolupůsobení říms).

4.7.5 Vliv poruch jednotlivých prvků stávajícího mostního objektu je třeba vhodným způsobem zohlednit i při stanovení únosnosti průřezů, prvků a dílčích částí mostního objektu.

Mezní stavy únosnosti kromě únavy

4.7.6 Zatížitelnost jednotlivých prvků mostního objektu se stanoví metodou dílčích součinitelů z podmínky spolehlivosti kritéria příslušného mezního stavu podle 4.2.2. V případě mezních stavů únosnosti je to podmínka, že extrémní návrhové hodnoty účinků zatížení odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti se právě rovnají návrhové hodnotě únosnosti příslušného průřezu nebo prvku mostního objektu.

Účinky zatížení se rozdělí na část vyvolanou svislými účinky zatížení modelem zatížení 71 a část vyvolanou účinky ostatních zatížení působících současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou ve smyslu zásad kombinování zatížení podle A2.2.4 a tab. A2.3 v ČSN EN 1990, podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2, resp. podle zásad v 4.3.28 a 4.3.29 tohoto metodického pokynu.

Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu se pak stanoví podle obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed}, \quad (4.4)$$

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,
 $E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

4.7.7 Pokud stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} \leq 1,0$, lze úměrně k této určené zatížitelnosti Z_{LM71} redukovat i ostatní účinky zatížení železniční dopravou, tj. účinky zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami a odstředivou silou. Výslednou hodnotu zatížitelnosti Z_{LM71} je třeba v tomto případě určit iterační formou výpočtu.

Mezní stav únavového porušení

4.7.8 Ověření mezního stavu únavového porušení se provádí v souladu s příslušnými normami ČSN EN pro navrhování stavebních konstrukcí a mostů a ustanoveními v přílohách A, B, C, D.

4.7.9 Posouzení mezního stavu únavového porušení se vyžaduje zejména u mostních objektů, u nichž bylo identifikováno únavové poškození nebo u nichž byly dodatečně prováděny konstrukční úpravy s cílem zvýšení zatížitelnosti, příp. u konstrukcí se zvýšeným rizikem únavového poškození (konstrukce s nesprávně řešenými konstrukčními detaily, konstrukce s výrazně štíhlými prvky, jejichž kmitání může vyvolat únavové poškození apod.).

4.7.10 Ověření mezního stavu únavového porušení se za účelem stanovení zatížitelnosti doporučuje provést zjednodušenou metodou ekvivalentního rozkmitu napětí, ve které se proměnné zatížení železniční dopravou předpokládá jako součin charakteristických hodnot modelu zatížení 71 a hledané zatížitelnosti Z_{LM71} .

4.7.11 Alternativně lze provést ověření únavové pevnosti s přesnějším modelem únavového zatížení, tj. pomocí spekter rozkmitů napětí získaných z vyhodnocení naměřené historie napěťové odezvy nosné konstrukce mostního objektu na reálné provozní zatížení (pokud je k dispozici) nebo z vyhodnocení historie napěťové odezvy na zatížení únavovými vlaky podle přílohy D v ČSN EN 1991-2. Postup pro získání a vyhodnocení spekter rozkmitu napětí je uveden v příloze A v ČSN EN 1993-1-9 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava. Vzhledem k tomu, že tento přesnější postup neumožňuje stanovit zatížitelnost posuzovaného únavového konstrukčního detailu, jeho použití je vhodné jen pro ověření únavové životnosti tohoto detailu na účinky provozního zatížení.

4.7.12 Z mezního stavu únavového porušení se stanovuje zatížitelnost prvku mostního objektu podle ustanovení v přílohách A, B, C, D. Přechodnost provozního zatížení se však z této zatížitelnosti vyhodnocuje jen na základě rozhodnutí odborného útvaru zadavatele, zejména pro mostní objekty významně namáhané provozním zatížením s vysokou frekvencí jeho opakování. Pokud se nepožaduje stanovení přechodnosti provozního zatížení, vyznačí se toto rozhodnutí v přehledu zatížitelností mostního objektu podle přílohy E.

4.7.13 Pokud nosný prvek mostního objektu nevyhoví na posouzení podle 4.7.10, případně 4.7.11, je třeba použít jedno z následujících opatření:

- snížit zatížitelnost příslušného prvku,
- snížit zbytkovou životnost příslušného prvku,
- kombinovat oba případy.

Mezní stavy použitelnosti

4.7.14 Mezní stavy použitelnosti je nutno posoudit z hlediska příslušných podmínek a kritérií stanovených pro jednotlivé mostní objekty v přílohách A, B, C, D a normě ČSN EN 1990 nebo ČSN EN 1991-2. Obecně se požaduje posouzení těchto mezních stavů:

- a) Mostní objekt musí být při působení provozního zatížení v pružném stavu, aby se zabránilo plastickému tečení materiálů a přírůstkovému zhroucení.
- b) Přetvoření nosné konstrukce mostního objektu nesmí překročit mezní hodnoty, aby se zabránilo nepříznivým dynamickým účinkům ovlivňujícím kvalitu jízdní dráhy a bezpečnost dopravy.
- c) Vlastní frekvence nosné konstrukce mostního objektu nesmí překročit limitní hodnoty, aby se omezilo její nepříjemné kmitání a zamezilo se porušením způsobeným únavou při rezonanci.
- d) Štíhlosti částí průřezů prvků mostního objektu nesmí překročit mezní hodnoty, aby se zabránilo jejich nadměrnému zvlnění a dýchání, která snižují tuhosti průřezů a vyvolávají nadměrná přetvoření těchto prvků.
- e) Pro zajištění dostatečné trvanlivosti jednotlivých betonových nebo zděných prvků a částí mostního objektu se požaduje ověření mezního stavu omezení trhlin.

4.7.15 Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu z hlediska mezního stavu použitelnosti definovaného v 4.7.14 a) se stanovuje z obecné podmínky, že návrhové účinky zatížení odpovídající stanovené zatížitelnosti se právě rovnají hodnotě pružné únosnosti tohoto prvku definované normami pro navrhování mostních objektů. Tento mezní stav se ověřuje a zatížitelnost z něho určuje jen v případech, byla-li v mezních stavech únosnosti použita plastická únosnost tohoto prvku.

4.7.16 V případě mezního stavu použitelnosti podle 4.7.14 b) se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví z podmínky, že přetvoření nosné konstrukce mostního objektu odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti se právě rovná její mezní hodnotě limitující použitelnost mostního objektu, definované příslušnými normami nebo ustanoveními v přílohách A, B, C, D. Zatížitelnost Z_{LM71} z hlediska kritérií nepřípustných přetvoření definuje obecný vztah ve tvaru

$$Z_{LM71} = (\delta_{lim} - \sum_{i=1}^{n-1} \delta_{rs,i}) / \delta_{LM71}, \quad (4.5)$$

kde δ_{lim} je mezní hodnota přetvoření podle kritéria příslušného mezního stavu použitelnosti,

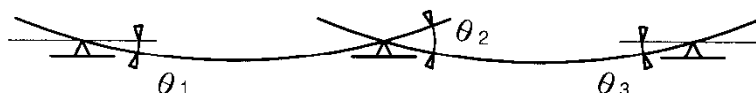
δ_{LM71} je hodnota přetvoření vyvolaná svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71 (podle povahy kritéria i včetně dynamických vlivů),

$\sum_{i=1}^{n-1} \delta_{rs,i}$ jsou hodnoty přetvoření od ostatních relevantních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou v případě, že nebyly eliminovány vnějším zásahem (například nadvýšením nosné konstrukce).

4.7.17 V případě stávajících železničních mostních objektů se pro přetvoření nosné konstrukce mostního objektu požaduje ověření kritérií mezních stavů použitelnosti z hlediska bezpečnosti dopravy v souladu s A2.4.4.2 v ČSN EN 1990 pro následující mezní stavy:

- svislé deformace nosné konstrukce mostního objektu,
- zkroucení nosné konstrukce mostního objektu,
- vodorovné deformace nosné konstrukce mostního objektu,
- pootočení podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu.

4.7.18 Mezní stav pootočení podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu s průběžným kolejovým ložem nahrazuje u stávajících mostních objektů mezní stav posunů konců nosné konstrukce podle ČSN EN 1991-2.



Obrázek 1 - Pootočení podporových průřezů nosných konstrukcí

Úhlová změna jízdní dráhy způsobená pootočením a deformacemi podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu s průběžným kolejovým ložem vůči opěře, příp. vzájemným pootočením a deformacemi koncových průřezů dvou za sebou navazujících nosných konstrukcí, nesmí překročit následující mezní hodnoty:

a) pro jednokolejné mostní objekty:

$$\theta_{1,lim} = \theta_{3,lim} = 0,0065 \text{ rad},$$

$$\theta_{2lim} = \theta_{1,lim} + \theta_{3,lim} = 0,010 \text{ rad},$$

b) pro dvoukolejné mosty (pro zatížení dopravou pouze na jedné koleji):

$$\theta_{1,lim} = \theta_{3,lim} = 0,0035 \text{ rad},$$

$$\theta_{2lim} = \theta_{1,lim} + \theta_{3,lim} = 0,005 \text{ rad}$$

U mostních objektů bez kolejového lože se ověření mezního stavu pootočení podporových průřezů nosné konstrukce nepožaduje. Je však třeba prokázat, že pootočení podporových průřezů nosné konstrukce bez kolejového lože nevyvolají nežádoucí změnu napjatosti v přilehlých kolejnicových páslech.

4.7.19 Ověření mezního stavu použitelnosti 4.7.14 c) se provádí na základě dohody se správcem, případně odborným útvarem zadavatele. Zatížitelnost prvku mostního objektu se z tohoto mezního stavu nestanovuje. Výsledkem posouzení může být například omezení maximální rychlosti příslušného zatížení.

4.7.20 Pokud není stanoveno jinak v přílohách A, B, C, D, jsou mezní hodnoty příslušných kritérií mezních stavů použitelnosti definovaných v 4.7.14 b) a c) stanoveny v ČSN EN 1990.

4.7.21 Při ověření mezního stavu použitelnosti 4.7.14 d) se postupuje podle 7.4 v ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2 : Ocelové mosty a přílohy A tohoto metodického pokynu. Zatížitelnost příslušného prvku mostního objektu se z tohoto mezního stavu určuje, ale přechodnost provozního zatížení se nestanovuje.

4.7.22 Ověření mezního stavu omezení trhlin a stanovení zatížitelnosti z tohoto mezního stavu se požaduje u předpjatých částí a prvků mostních objektů. Postupuje se podle zásad v příloze C tohoto metodického pokynu a příslušných ustanovení v ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1 : Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1992-2 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2 : Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady.

4.7.23 U železobetonových prvků mostních objektů se požaduje posouzení šířky trhlin, avšak zatížitelnost se z tohoto mezního stavu nestanovuje. V případě nesplnění kritéria doporučené šířky trhliny se nevyhovující stav uvede v technické zprávě k přepočtu mostního objektu.

4.7.24 Pokud není stanoveno jinak příslušnými normami ČSN a ČSN EN pro navrhování mostních objektů, případně tak nestanoví přílohy A, B, C, D, uvažují se při ověřování mezních stavů použitelnosti hodnoty dílčích součinitelů pro stanovení návrhových hodnot účinků zatížení i únosnosti průřezů a prvků mostních objektů podle ČSN EN 1990 hodnotami $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,0$.

4.7.25 Postup určení zatížitelnosti z mezních stavů únosnosti podle vztahu (4.4) resp. z mezních stavů použitelnosti podle vztahu (4.5) nevyklučuje i jiné možnosti výpočtu zatížitelnosti, například iterační formou, zejména v případech kombinovaného namáhání.

4.8 Zatížitelnost spodní stavby stávajícího mostního objektu

4.8.1 Součástí přepočtu mostního objektu je i zhodnocení stavu jeho spodní stavby a určení její zatížitelnosti. Kategorie zatížitelnosti prvků a částí spodní stavby mostního objektu, a tím i způsob a metodika určení zatížitelnosti je stejná jako u nosné konstrukce, pokud se nestanoví jiná na základě dohody zadavatele přepočtu mostního objektu a správce (není-li sám zadavatelem), případně odborného útvaru zadavatele.

4.8.2 Pokud po ověření skutečného stavu mostní objekt nevykazuje viditelné poruchy, lze zatížitelnost spodní stavby nebo její části určit v nižší kategorii, než byla stanovena pro nosnou konstrukci.

4.8.3 V případě zjištění poruch, které mohou být způsobeny nedostatečnou únosností prvků a částí spodní stavby, příp. viditelných deformací vyvolaných sedáním spodní stavby nebo její části, je nutno posoudit spodní stavbu nebo její část a stanovit její zatížitelnost přepočtem podle zásad v 4.7 (kategorie C, příp. D).

4.8.4 Pokud se postupuje podle 4.8.3, je nutno provést diagnostický průzkum spodní stavby mostního objektu a zjistit charakteristiky potřebné pro určení zatížitelnosti jednotlivých částí spodní stavby přepočtem. Zpracovatel přepočtu posoudí nosné části spodní stavby včetně založení, posoudí napjatost v základové spáře a ověří stabilitu jednotlivých částí spodní stavby proti překlopení a posunutí na účinky zatížení a jejich příslušné kombinace. Zatížení

dopravou se přitom uvažuje hodnotami odpovídajícími nejnižší zatížitelnosti nosné konstrukce Z_{LM71} . Pokud na uvedené účinky zatížení spodní stavba, příp. její část nevyhoví, určí se její zatížitelnost z příslušného kritéria nevyhovujícího mezního stavu. V případě pochybností o správnosti zjištěných údajů nebo volby výpočtového modelu spodní stavby je možné na základě dohody zpracovatele přepočtu a odborného útvaru zadavatele přistoupit k experimentálnímu ověření chování spodní stavby nebo její části zatěžovací zkouškou.

4.9 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu

4.9.1 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu $Z_{LM71,E}$ se stanovuje na základě zadání správce, případně odborného útvaru zadavatele v případech takových těžkých zásilek, které nelze při vyhodnocování jejich přechodnosti zohlednit zatížitelností Z_{LM71} . Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu se určuje podle zásad tohoto metodického pokynu uvedených v kapitole 4 s uvážením dalších úlev uvedených v 4.9.2 až 4.9.10.

4.9.2 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ se určuje jen pro prvek nebo dílčí část mostního objektu rozhodující při stanovení přechodnosti těžké zásilky.

4.9.3 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ se nestanovuje z mezního stavu únavového porušení.

4.9.4 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu se z kritérií mezních stavů únosnosti určuje pro návrhovou hodnotu účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Návrhová hodnota těchto účinků se stanoví pomocí dílčího součinitele účinků zatížení $\gamma_{Q,LM71,E} = 1,10$.

4.9.5 Návrhové hodnoty účinků ostatních zatížení železniční dopravou (boční ráz, odstředivá síla, rozjezdové a brzdné síly) se při určování výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ prvků stávajících mostních objektů stanovují pro mezní stavy únosnosti pomocí dílčího součinitele účinků zatížení $\gamma_Q = 1,10$.

4.9.6 Excentricitu svislého proměnného zatížení v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle 6.3.5 v ČSN EN 1991-2 (viz 4.3.9 tohoto metodického pokynu) je možno zanedbat i v případě, že při stanovení normální zatížitelnosti byla uvažována.

4.9.7 Dynamické účinky svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se zohledňují podle 4.3.14 až 4.3.16.

4.9.8 Pokud jsou alespoň geometrické parametry nosných a nenosných prvků stávajícího mostního objektu ověřeny měřením, je možné při stanovení návrhových hodnot stálého zatížení v mezních stavech únosnosti při výpočtu výjimečné zatížitelnosti použít hodnotu dílčího součinitele účinků stálého zatížení $\gamma_G = 1,20$. Pokud nebylo ověření měřením provedeno, dílčí součinitel účinků stálého zatížení se při určování výjimečné zatížitelnosti uvažuje hodnotami v rozsahu $\gamma_G = 1,20 \div 1,30$ podle druhu a charakteru stálého zatížení.

4.9.9 Kombinace účinků zatížení lze při výpočtu výjimečné zatížitelnosti upravit dle stanovených provozních podmínek. V odůvodněných případech, které stanovuje odborný útvar zadavatele, se nemusí v mezních stavech únosnosti zohledňovat účinky zatížení větrem, teplotou ani účinky aerodynamických zatížení od projíždějících vlaků. Odborný útvar zadavatele pro svoje rozhodnutí musí zvážit klimatické a povětrnostní podmínky dané polohou mostního objektu, charakter těžké zásilky a podmínky její přepravy. V případě nutnosti zohlednění účinků klimatických zatížení větrem a teplotou, případně i jiných nedopravních zatížení, se tato zatížení při určení výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ uvažují častými hodnotami. Charakteristické hodnoty klimatických zatížení je možné konzultovat s ČHMÚ.

4.9.10 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu se z mezních stavů použitelnosti nemusí určovat, pokud nestanoví jinak odborný útvar zadavatele.

4.9.11 Podmínky stanovení výjimečné zatížitelnosti musí být jednoznačně uvedeny v tabulce přehledu zatížitelnosti. Odborný útvar zadavatele musí zajistit, aby vstupní podmínky přepočtu byly zahrnuty do podmínek provozu.

5 Ověření přechodnosti provozního zatížení

5.1 Ověření přechodnosti

5.1.1 K ověření přechodnosti provozního zatížení se přistupuje vždy pro všechny prvky mostního objektu, jejichž zatížitelnost může rozhodovat o přechodnosti.

5.1.2 Ověřením přechodnosti se stanoví přípustné zatížení mostního objektu a železniční trati v souvislosti s jejich klasifikací do TTZ podle ČSN EN 15528, pokud dochází:

- ke změně zatížitelnosti mostního objektu (viz 3.6),
- ke změně požadavku na TTZ,
- ke změně traťové rychlosti,
- k novému stanovení zatížitelnosti u stávajících mostních objektů (z jiných důvodů než jsou uvedeny v 3.6).

Kromě toho se ověřením přechodnosti stanoví i podmínky přepravy těžkých zásilek.

5.1.3 Přechodnost provozního zatížení přes posuzovaný mostní objekt je dovolena, jestliže všechny jeho prvky splňují následující podmínku

$$Z_{LM71} \geq \psi \lambda_{LM71}, \quad (5.1)$$

kde ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem

$$\psi = \phi_{Ti} / \Phi_i, \quad (5.2)$$

λ_{LM71} je účinnost provozního zatížení vyjádřená výrazem

$$\lambda_{LM71} = E_{T,Ed} / E_{LM71,Ed}, \quad (5.3)$$

kde ϕ_{Ti} je dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} podle 5.2 pro provozní zatížení,
 Φ_i je dynamický součinitel podle 4.3.14 (Φ_2 , Φ_3) tohoto metodického pokynu pro model zatížení 71,
 $E_{T,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení specifikovaného v 5.1.2 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
 $E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
 Z_{LM71} je rozhodující zatížitelnost v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu.

5.1.4 Porovnání hodnot statických účinků zatížení lze provést pomocí příčinkových čar M, Q, A prostého nosníku, nebo s využitím speciální příčinkové čáry S, kterou specifikuje zpracovatel přepočtu, přičemž:

- M je příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,
- Q je příčinková čára reakce prostého nosníku o rozpětí L_p ,
- A je příčinková čára reakce pásu podélníků o rozpětí L_p ,
- S je speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,
- L_p je délka příčinkové čáry prostého nosníku, která se pro příčinkovou čáru typu S nepožaduje uvádět.

5.1.5 Pokud se účinek zatížení skládá z více namáhání charakterizovaných různými příčinkovými čarami, lze podmínku (5.1) použít v upraveném tvaru

$$Z_{LM71} \geq \sum_{i=1}^n k_i \psi_i \lambda_{LM71,i}, \quad (5.4)$$

kde k_i je podíl účinku zatížení definovaného i -tou příčinkovou čarou na celkovém namáhání prvku mostního objektu.

POZNÁMKA: Pro namáhání popsané jednou příčinkovou čarou platí $k_1 = 1,0$. Pokud je namáhání prvku složené z jednoho nebo více účinků, které je možné od sebe oddělit a popsat různými příčinkovými čarami, zadají se pro jednu zatížitelnost údaje pro více příčinkových čar. V takovém případě se hodnoty k_i stanoví jako podíly příslušných účinků na celkovém namáhání prvku.

5.1.6 Přejednost provozního zatížení nebo konkrétních kolejových vozidel lze stanovit i přímým posouzením jejich účinků v rámci přepočtu se souhlasem odborného útvaru zadavatele, zejména bude-li to přínosem.

5.1.7 Při výpočtu statických účinků $E_{T,Ed}$ provozního zatížení lze využít rozdělení kolových sil příslušného modelu zatížení na tři kolejnicové podpory (podkladnice, pražce) v poměru 0,25 : 0,50 : 0,25. Vzdálenost kolejnicových podpor se přitom uvažuje hodnotou $a = 600$ mm pro všechny modely provozního zatížení podle ČSN EN 15528, nebo lze roznos modelovat podle skutečného uspořádání kolejnicových podpor.

5.1.8 Návrhové hodnoty statických účinků $E_{T,Ed}$ provozního zatížení se stanoví s pomocí dílčích součinitelů účinků provozního zatížení γ_T s těmito doporučenými hodnotami:

- traťové třídy zatížení: $\gamma_T = 1,30$,
- hnací a speciální vozidla a těžké zásilky: použijí se hodnoty dílčích součinitelů z tabulky 2,
- lokomotivní třídy zatížení: $\gamma_T = 1,10$.

Tabulka 2 - Dílčí součinitele účinků zatížení kolejovými vozidly γ_T

Dílčí součinitele účinků zatížení kolejovými vozidly γ_T			
Druh vozidla		Dílčí součinitel spolehlivosti účinků zatížení	
		Vozidlo ve službě nebo ložené	Vozidlo mimo službu, případně prázdné
Nezávislá trakce		1,10 ^{*)}	1,05
Elektrické lokomotivy stejnosměrné i střídavé			
Dvouproutové lokomotivy			
Elektrický nebo motorový vůz			
Historická hnací vozidla (parní lokomotivy)			
Speciální vozidla a těžké zásilky	Vůz pro zvláštní přepravy	1,09	1,05
	Vůz pro zvláštní přepravy s prověřenou hmotností	1,03 - 1,05	
	Kolejové jeřáby	1,03	1,03
	Podbíječky v přepravní poloze + stroje s garantovanou hmotností	1,05	1,05
	Ostatní mechanizace	1,25	1,25

*) V odůvodněných případech je možné se souhlasem odborného útvaru zadavatele použít hodnotu dílčího součinitele účinků zatížení hnacími vozidly $\gamma_T = 1,05$.

5.2 Dynamické účinky provozního zatížení

5.2.1 Dynamické účinky provozního zatížení jsou zohledňovány při ověřování přechodnosti dynamickými součiniteli ϕ_{T1} a ϕ_{T2} .

5.2.2 Dynamický součinitel ϕ_{T1} se uplatňuje při mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou a stanoví se podle vztahu

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00. \quad (5.5)$$

5.2.3 Dynamický součinitel ϕ_{T2} se využije při mostních objektech s pečlivě udržovanou jízdní dráhou a stanoví se podle vztahu

$$\phi_{T2} = 1 + \phi' + 0,5 \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T2} \leq 1,67. \quad (5.6)$$

5.2.4 Výpočet složek ϕ' a ϕ'' se realizuje pro známou první vlastní svislou ohybovou frekvenci nezatíženého mostního objektu n_0 . Není-li známa, počítají se hodnoty ϕ' a ϕ'' pro horní a dolní mezní hodnotu vlastní ohybové frekvence mostního objektu n_0 podle přílohy C v ČSN EN 1991-2.

5.2.5 Hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} stanovených v závislosti na rychlosti provozního zatížení v km/hod a náhradní délce L_ϕ posuzovaného prvku jsou uvedeny v tabulce 3 a v tabulce 4. Zde uvedené hodnoty byly stanoveny pro složky ϕ' a ϕ'' počítané z horní a dolní mezní hodnoty první vlastní svislé ohybové frekvence mostního objektu n_0 podle přílohy C v ČSN EN 1991-2.

Tabulka 3 - Hodnoty dynamického součinitele ϕ_{T1} pro standardně udržovanou kolej

L_ϕ	Dynamický součinitel ϕ_{T1}																			
	Rychlost km/hod																			
	200	190	180	170	160	150	140	130	120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
4	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,89	1,79	1,68	1,56	1,45	1,34	1,22	1,11
5	2,00	2,00	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,90	1,89	1,78	1,67	1,56	1,45	1,33	1,22	1,11
6	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,90	1,89	1,88	1,86	1,76	1,65	1,54	1,43	1,33	1,22	1,11
7	1,97	1,96	1,95	1,94	1,92	1,91	1,90	1,89	1,88	1,87	1,85	1,84	1,83	1,74	1,63	1,52	1,42	1,31	1,21	1,10
8	1,93	1,92	1,91	1,89	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,83	1,82	1,81	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
9	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,83	1,82	1,81	1,79	1,78	1,77	1,76	1,75	1,67	1,57	1,47	1,38	1,28	1,19	1,09
10	1,84	1,83	1,81	1,80	1,79	1,78	1,77	1,76	1,75	1,74	1,73	1,72	1,71	1,63	1,54	1,45	1,36	1,27	1,18	1,09
12	1,74	1,73	1,72	1,71	1,70	1,69	1,68	1,67	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,55	1,47	1,39	1,31	1,23	1,16	1,08
14	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,61	1,60	1,59	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,48	1,41	1,34	1,27	1,20	1,14	1,07
16	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,49	1,48	1,47	1,41	1,35	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
18	1,54	1,51	1,49	1,48	1,47	1,46	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,41	1,36	1,31	1,25	1,20	1,15	1,10	1,05
20	1,53	1,49	1,46	1,42	1,41	1,41	1,40	1,39	1,38	1,37	1,36	1,36	1,35	1,31	1,26	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05
25	1,47	1,44	1,41	1,38	1,35	1,32	1,30	1,27	1,26	1,25	1,25	1,24	1,23	1,20	1,17	1,14	1,12	1,09	1,06	1,05
30	1,42	1,39	1,37	1,34	1,32	1,29	1,27	1,25	1,22	1,20	1,18	1,16	1,15	1,13	1,11	1,09	1,07	1,05	1,05	1,05
35	1,38	1,36	1,34	1,31	1,29	1,27	1,25	1,22	1,20	1,19	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,17	1,15	1,14	1,12	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05
45	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,10	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05
50	1,31	1,29	1,27	1,25	1,24	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
60	1,28	1,27	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
70	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
80	1,25	1,23	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
90	1,23	1,22	1,20	1,19	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
100	1,22	1,21	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

Tabulka 4 - Hodnoty dynamického součinitele ϕ_{T2} pro pečlivě udržovanou kolej

L_{ϕ}	Dynamický součinitel ϕ_{T2}																			
	Rychlost km/hod																			
	200	190	180	170	160	150	140	130	120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
4	1,67	1,67	1,67	1,65	1,62	1,59	1,57	1,56	1,54	1,53	1,52	1,50	1,49	1,43	1,37	1,31	1,25	1,18	1,12	1,06
5	1,67	1,67	1,67	1,63	1,60	1,57	1,56	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,43	1,37	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
6	1,67	1,67	1,64	1,61	1,58	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,49	1,48	1,47	1,42	1,36	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
7	1,67	1,66	1,62	1,59	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,48	1,47	1,46	1,40	1,34	1,29	1,23	1,17	1,11	1,06
8	1,67	1,63	1,60	1,56	1,53	1,51	1,50	1,49	1,48	1,47	1,46	1,45	1,44	1,38	1,33	1,27	1,22	1,16	1,11	1,05
9	1,64	1,61	1,57	1,54	1,51	1,49	1,47	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,36	1,31	1,26	1,21	1,16	1,10	1,05
10	1,62	1,59	1,55	1,52	1,48	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,40	1,39	1,34	1,29	1,24	1,20	1,15	1,10	1,05
12	1,59	1,55	1,51	1,48	1,45	1,42	1,40	1,39	1,38	1,37	1,36	1,35	1,35	1,30	1,26	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05
14	1,56	1,52	1,49	1,45	1,42	1,39	1,36	1,35	1,34	1,33	1,32	1,31	1,30	1,27	1,23	1,19	1,15	1,11	1,08	1,05
16	1,54	1,51	1,47	1,44	1,40	1,37	1,34	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,27	1,23	1,20	1,17	1,13	1,10	1,07	1,05
18	1,53	1,49	1,46	1,43	1,39	1,36	1,33	1,30	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,20	1,18	1,15	1,12	1,09	1,06	1,05
20	1,53	1,49	1,45	1,42	1,39	1,35	1,32	1,30	1,27	1,24	1,22	1,21	1,20	1,18	1,15	1,13	1,10	1,08	1,05	1,05
25	1,46	1,43	1,40	1,37	1,34	1,32	1,29	1,26	1,24	1,22	1,19	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,07	1,05	1,05	1,05
30	1,42	1,39	1,36	1,34	1,31	1,29	1,26	1,24	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
35	1,38	1,36	1,33	1,31	1,29	1,26	1,24	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,17	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05
45	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,10	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05
50	1,31	1,29	1,27	1,25	1,24	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
60	1,28	1,27	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
70	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
80	1,25	1,23	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
90	1,23	1,22	1,20	1,19	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
100	1,22	1,21	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

5.2.6 Hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} se u mostů s přesypávkou redukuje podle 4.3.18 tohoto metodického pokynu. Podobně se podle 4.3.19 upravují hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} pro mosty bez kolejového lože, na kterých se vyskytuje kolejový styk.

5.2.7 Rychlost ověřovaného provozního zatížení, jakož i použití příslušného dynamického součinitele ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} stanovuje správce, případně odborný útvar zadavatele.

5.3 Vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení

5.3.1 Přechodnost provozního zatížení lze ověřovat:

- a) na základě přehledu zatížitelnosti předmětného mostního objektu, tj. na souboru příčinkových čar specifikovaném v jeho přepočtu,
- b) na standardním souboru příčinkových čar.

5.3.2 Ověření přechodnosti provozního zatížení realizuje pracovník správce nebo příslušný odborný útvar zadavatele. Na základě dohody mezi zpracovatelem přepočtu stávajícího mostního objektu (kategorie C nebo D) a odborným útvarem zadavatele je možné, aby ověření přechodnosti realizoval i zpracovatel přepočtu.

5.3.3 Mostní objekt, jehož zatížitelnost $Z_{LM71} \geq 1,00$, vyhovuje z hlediska přechodnosti pro traťové třídy zatížení A, B1, B2, C2, C3, C4 a D2 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 160 km/h a pro traťové třídy zatížení D3 a D4 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 120 km/h.

5.3.4 U mostů s ocelovou prvkovou mostovkou je nutno vždy výpočtem stanovit přechodnost příčníků zatížených podélníky s rozpětím $a \leq 2,0$ m pro traťové třídy zatížení D2, D3 a D4 i v případě, pokud platí $Z_{LM71} \geq 1,00$.

5.3.5 Jestliže byla zatížitelnost Z_{LM71} mostního objektu určena porovnávacím přepočtem podle 4.5.4 tohoto metodického pokynu (kategorie B) nebo odhadem podle 4.5 (kategorie A) a požadované provozní zatížení není přechodné, je třeba určit zatížitelnost Z_{LM71} přesnějším postupem pomocí přepočtu podle 4.7 (kategorie C nebo D) za předpokladu, že to prokazatelně přispěje k upřesnění a zvýšení zatížitelnosti mostního objektu.

5.3.6 Pokud byla zatížitelnost Z_{LM71} stanovena přepočtem stávajícího mostního objektu podle 4.7 tohoto metodického pokynu (kategorie C nebo D) a požadované provozní zatížení není přechodné, rozhodne správce mostního objektu o nutných dopravních či technických opatřeních potřebných k dalšímu provozu stávajícího mostního objektu.

5.3.7 K opatřením ovlivňujícím přechodnost provozního zatížení patří:

- omezení traťové rychlosti,
- snížení zbytkové životnosti stávajícího mostního objektu,
- snížení přípustného zatížení,
- ověření technických parametrů vozidel (například vážením),
- vyloučení konkrétních vozidel z provozu po mostním objektu,
- přerušení provozu na mostním objektu.

5.3.8 Pokud jsou opatření z 5.3.7 nedostatečná nebo je nelze z provozních důvodů realizovat, je možné přistoupit ke stavebním opatřením. Stavebními opatřeními se rozumí všechny druhy stavebních úprav mostního objektu nebo jeho částí, realizovaných s cílem zvýšení zatížitelnosti příslušných prvků mostního objektu. Aplikace stavebních opatření představuje změnu stavebního stavu mostního objektu, která musí být podle 3.6 ověřena přepočtem stávajícího mostního objektu.

5.4 Přechodnost těžké zásilky

5.4.1 Nelze-li přechodnosti těžké zásilky prokázat pomocí zatížitelností Z_{LM71} , je možné ji vyhodnotit pomocí výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$. Přechodnost těžké zásilky přes mostní objekt je v takovém případě dovolena, pokud všechny jeho nosné prvky splňují podmínku

$$Z_{LM71,E} \geq \psi \lambda_{LM71,E}, \quad (5.7)$$

kde $Z_{LM71,E}$ je výjimečná zatížitelnost rozhodujícího prvku mostního objektu z hlediska přechodnosti stanovená podle 4.9,

ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem (5.2),

$$\lambda_{LM71,E} = E_{T,E} / E_{LM71,E}, \quad (5.8)$$

$E_{T,E}$ je návrhová hodnota statického účinku ověřované těžké zásilky v posuzovaném místě prvku mostního objektu, stanovená s hodnotou dílčího součinitele účinků zatížení podle tab. 5.1,

$E_{LM71,E}$ je hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu, stanovená podle 4.9.

Citované normy a předpisy

ČSN 72 2605	Zkoušení cihlářských výrobků. Stanovení mechanických vlastností
ČSN 73 1201	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN 73 1317	Stanovení pevnosti betonu v tlaku
ČSN 73 6200	Mosty - Terminologie a třídění
ČSN P 73 6213	Navrhování zděných mostních konstrukcí
ČSN EN 1990 Eurokód:	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2:	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1 : Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2 Eurokód 2:	Navrhování betonových konstrukcí - Část 2 : Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn
ČSN EN 1993-1-8 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků
ČSN EN 1993-1-9 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava
ČSN EN 1993-2 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2 : Ocelové mosty
ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4:	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1994-2 Eurokód 4:	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6:	Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce
ČSN EN 1996-3 - Eurokód 6:	Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí
ČSN EN 1997 Eurokód 7:	Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206-1 :	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 772-1	Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 998-2	Specifikace malt pro zdivo - Část 2: Malt pro zdění
ČSN EN 1015-11	Zkušební metody malt pro zdivo - Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku
ČSN EN 1052-1	Zkušební metody pro zdivo - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 1052-2	Zkušební metody pro zdivo - Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu
ČSN EN 1052-3	Zkušební metody pro zdivo - Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku

ČSN EN 1052-4	Zkušební metody pro zdivo - Část 4: Stanovení pevnosti ve smyku zdiva s hydroizolací
ČSN EN 1052-5	Zkušební metody pro zdivo - Část 5: Stanovení přídržnosti malty v ložné spáře v tahu za ohybu
ČSN EN 1926	Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 10025-2	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli
ČSN EN 12504-1	Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku
ČSN EN 12504-2	Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem
ČSN EN 12504-4	Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu
ČSN EN 15528	Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly
ČSN ISO 2394	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
ČSN EN ISO 6892-1	Kovové materiály - Zkoušení tahem - Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty
ČSN EN ISO 13918	Svařování - Svorníky a keramické kroužky pro obloukové přivařování svorníků
ČSN EN ISO 15630-1	Ocel pro výztuž a předpínání do betonu - Zkušební metody - Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí. Hodnocení existujících konstrukcí
MVL 511	Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky (2005)
TP 224	Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací
Nařízení c.k. ministerstva železnic ze dne 28.srpna 1904	o mostech železnicových nadželeznicových a mostech silnic příjezdných a železných nebo dřevěných ústrojinách, číslo 97 z r. 1904
USS	Nosné konstrukce ze zabetonovaných válených nosníků. Normální plán (1939)
Železniční deskové mostní konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky	- Předběžná směrnice pro návrh a provádění (1971)
Ocelobetonové nosné konstrukce železničních mostů	- Směrnice pro návrh a provádění (1981)
Vyhláška UIC 778-3	Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů

Další související normy a předpisy

ČSN 02 2038	Nýty - Technické dodací předpisy
ČSN 02 2301	Nýty s půlkulovou hlavou
ČSN 02 2302	Přesné nýty s půlkulovou hlavou
ČSN 72 1860	Kámen na zdivo a stavební účely. Společná ustanovení
ČSN 72 2440	Zkoušení malt a maltových směsí. Společná ustanovení
ČSN 73 1370	Nedestruktivní zkoušení betonu - Společná ustanovení

ČSN 73 1371	Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulsová metoda zkoušení betonu
ČSN 73 1372	Nedestruktivní zkoušení betonu - Rezonanční metoda zkoušení betonu
ČSN 73 1373	Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
ČSN 73 2011	Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí
ČSN 73 2603	Ocelové mostní konstrukce - Doplnující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
ČSN 73 3251	Navrhování konstrukcí z kamene
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN 73 6209	Zatěžovací zkoušky mostů
ČSN EN 771-2	Specifikace zdicích prvků - Část 2: Vápenopískové zdicí prvky
ČSN EN 771-3	Specifikace zdicích prvků - Část 3: Betonové tvárnice s hutným nebo pórovitým kamenivem
ČSN EN 771-4	Specifikace zdicích prvků - Část 4: Pórobetonové tvárnice
ČSN EN 771-5	Specifikace zdicích prvků - Část 5: Zdicí prvky z umělého kamene
ČSN EN 771-6	Specifikace zdicích prvků - Část 6: Zdicí prvky z přírodního kamene
ČSN EN 1090-1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 10025-3	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/normalizačně válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli
ČSN EN 10025-4	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 4: Technické dodací podmínky pro termomechanicky válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli
ČSN EN 10025-5	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 5: Technické dodací podmínky na konstrukční oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi
ČSN EN 10080	Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně
ČSN EN 12390-3	Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles
ČSN EN ISO 2394	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
ČSN EN ISO 4014	Spojovací součásti. Šrouby se šestihrannou hlavou. Výrobní třída A a B
ČSN EN ISO 4016	Spojovací součásti. Šrouby se šestihrannou hlavou. Výrobní třída C
ČSN EN ISO 4032	Spojovací součásti. Šestihranné matice, typ 1. Výrobní třída A a B
ČSN EN ISO 4034	Spojovací součásti. Šestihranné matice. Výrobní třída C
ČSN EN ISO 5817	Svařování - Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním (mimo elektronového a laserového svařování) - Určování stupňů jakosti
ČSN EN ISO 11666	Nedestruktivní zkoušení svarů - Zkoušení ultrazvukem - Stupně přípustnosti

ČSN EN ISO 17635	Nedestruktivní zkoušení svarů - Všeobecná pravidla pro kovové materiály
ČSN EN ISO 17640	Nedestruktivní zkoušení svarů - Zkoušení ultrazvukem - Techniky, třídy zkoušení a hodnocení
MVL 701	Pružné uložení koleje na mostech s mostnicemi

Obdobné normy a předpisy a zahraniční normy a předpisy

ČSN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací, 2013.

TP 200: Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN, Ministerstvo dopravy, odbor infrastruktury, 2009.

DS 805: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken. Deutsche Bundesbahn, 1987.

CAN/CSA-S6-88 Design of highway bridges. Supplement No 1 Existing bridge evaluation, Rexdale, Ontario 1990.

OHBDC, Ontario Highway Bridge Design Code, Section 11 Evaluation, Ministry of Transportation, Ontario 1991.

Bridge bearing capacity classification. Swedish National Road Administration, 1991, 210 E

Bridge classification. Norway Directorate of Public Roads. 1-1989.

POZNÁMKA: Uváděny jsou normy a předpisy platné k 30.11.2013 (datum zpracování metodického pokynu). Protože metodický pokyn bude používán i k přepočtům starších mostních objektů, jsou tam, kde je to účelné, uváděny i normy staršího data, platné v době výstavby těchto objektů.

PŘÍLOHA A - Ocelové mosty

A.1 Vlastnosti materiálů

A.1.1 Ocel a svářkové železo

A.1.1.1 Vlastnosti materiálů ocelových konstrukcí železničních mostů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se určují:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě výsledků diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

A.1.1.2 Při postupu podle A.1.1.1 a) se za charakteristickou hodnotu meze kluzu oceli považuje zaručená mez kluzu oceli uvedená v dokumentaci mostního objektu nebo v normě platné v době jeho návrhu, případně lze postupovat podle normy ČSN ISO 13822. Takto zjištěné hodnoty se doporučuje ověřit tvrdoměrnými zkouškami ocelí.

A.1.1.3 Návrhová hodnota meze kluzu oceli se při postupu podle A.1.1.1 a) pro mezní stavy únosnosti kromě únavy stanoví ze zaručené meze kluzu oceli dělením její hodnoty dílčími součiniteli spolehlivosti materiálu γ_{Mi} . Dílčí součinitele spolehlivosti ocelí se uvažují hodnotami podle tabulky A1.

A.1.1.4 V případě, že z dostupné dokumentace mostního objektu není známa hodnota zaručené meze kluzu materiálu, avšak je znám rok provedení mostu a nejsou pochybnosti o tom, že vlastnosti použitého materiálu odpovídají kvalitě ocelí třídy S235, S275 nebo S355 podle ČSN EN 10025-2 Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí – Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli, je možné využít charakteristické hodnoty meze kluzu ocelí a dílčích součinitelů spolehlivosti materiálu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy podle tabulky A.1.

Pokud je tloušťka materiálu konstrukčního prvku vyrobeného do roku 1950 větší než 25 mm, redukuje se návrhová hodnota meze kluzu oceli stanovená podle tabulky A.1 o 10 MPa.

A.1.1.5 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu nebo jsou pochybnosti o kvalitě použitého materiálu, postupuje se podle A.1.1.1 b). V tomto případě se vlastnosti ocelí stanovují materiálovými zkouškami podle ČSN ISO 13822 a 4.4 tohoto metodického pokynu v závislosti na četnosti zkušebních vzorků.

Návrhová hodnota meze kluzu oceli pro mezní stavy únosnosti kromě únavy se stanoví ze zaručené meze kluzu oceli zjištěné materiálovými zkouškami dělením její hodnoty dílčími součiniteli spolehlivosti materiálu γ_{Mi} . Hodnoty dílčích součinitelů spolehlivosti materiálu γ_{Mi} lze v tomto případě stanovit přesněji podle ČSN EN 1990, přílohy D, ČSN ISO 13822 a TP 224. Nepostupuje-li se přesněji, lze aplikovat hodnoty dílčích součinitelů z tabulky A.1, příp. použít postupu podle přílohy F s doporučenými statistickými parametry oceli.

A.1.1.6 Základní fyzikální vlastnosti ocelí se uvažují podle ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Při použití svářkového železa se návrhová hodnota modulu pružnosti uvažuje hodnotou $E = 200$ GPa.

A.1.1.7 Návrhová hodnota pevnosti svářkového železa ve smyku se stanoví násobením návrhové hodnoty meze kluzu určené podle A.1.1.1 a) resp. A.1.1.1 b) pomocí součinitele 0,5. V případě ostatních ocelí se postupuje podle ČSN EN 1993-1-1.

Tabulka A.1 - Vlastnosti ocelí a dílčí součinitele spolehlivosti materiálu

Rok výroby	Materiál pevnostní třídy		Dovolené namáhání σ_{adm} [MPa]	Zaručená mez kluzu f_y [MPa]	Mez pevnosti f_u [MPa]	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	Norma
do 1894	svářkové železo		130	210	340	1,10	1,20	1,30	
1895-1904	svářkové železo		130	210	340	1,10	1,20	1,30	Nařízení 97/1904
	plávková ocel		140	230	360	1,10	1,20	1,30	
1905-1937	plávková ocel		140	230	360	1,10	1,20	1,30	ČSN 1230
1938-1950	37 (S235)		140	230	360	1,10	1,20	1,30	ČSN 1232
	52 (S355)		195	335	490	1,10	1,25	1,30	
1951-1968	37 (S235)	tloušťka $t \leq 25$ mm	140	230	360	1,10	1,20	1,30	Směrnice pro navrhování mostů, ČSN 73 6202 ČSN 73 6204
		> 25	130	210	340	1,10	1,20	1,30	
	52 (S355)	≤ 16	210	360	510	1,10	1,25	1,30	
		> 17	200	340	490	1,10	1,25	1,30	
1969-1985	37 (S235)	≤ 25		235	360	1,00	1,10	1,25	ČSN 73 6205 ČSN ISO 13822 ČSN EN 10025-2
		> 25		215	360				
	52 (S355)	≤ 50		355	510				
1986-1998	37 (S235)	≤ 25		235	360	1,00	1,10	1,25	
		> 25		215	360				
	52 (S355)	≤ 25		355	510				
		> 25		335	470				
Po roku 1998	S235	≤ 40		235	360	1,00	1,10	1,25	
	S235	$40 < t \leq 80$		215	360				
	S275	≤ 40		275	430				
	S275	$40 < t \leq 80$		255	410				
	S355	≤ 40		355	510				
	S355	$40 < t \leq 80$		335	470				

A.1.1.8 Návrhová únosnost tupého svaru s plným průvarem namáhaného tlakem se stanoví s pomocí převodního součinitele $\gamma_r = 1,0$. Převodní součinitel γ_r pro určení návrhové únosnosti tupého svaru s plným průvarem namáhaného tahem lze uvažovat hodnotou $\gamma_r = 1,00$ jen za předpokladu, že je z dokumentace mostního objektu k dispozici defektoskopický průkaz kvality svaru dosahující klasifikačního stupně 2, příp. byla-li tato kontrola provedena dodatečně.

V případě defektoskopicky nekontrolovaného svaru s plným průvarem namáhaného tahem, za předpokladu ověření řádného provaření kořene svaru, se únosnost tupého svaru redukuje převodním součinitelem $\gamma_r = 0,85$. Jsou-li pochybnosti o kvalitě provedení svaru a není možnost jejího ověření, jakož i v případě tažených K svarů v křížovém spoji, má se jeho únosnost redukovat hodnotou $\gamma_r = 0,70$. V případě částečně provařených tupých svarů lze postupovat podle ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků.

A.1.1.9 Není-li známý materiál nýtů nebo šroubů použitých v ocelové konstrukci mostu, je možné v přepočtu stávajícího mostu uvažovat s charakteristickými hodnotami vlastností materiálů nýtů a šroubů podle tabulky A.2 v závislosti na kvalitě ocelí spojovaných prvků. Hodnota dílčího součinitele γ_{M2} pro únosnost spoje se uvažuje podle tabulky A.1.

Charakteristické hodnoty vlastností materiálu nýtů a šroubů a jejich dílčí součinitele se pro konstrukce vyrobené po roku 1968 uvažují podle ČSN EN 1993-1-8.

A.1.1.10 Hodnoty uvedené v tabulce A.2 platí pro nýty s půlkulovou hlavou (nezapuštěné). Pro nýty polozapuštěné a zapuštěné se uvedené hodnoty redukuje při namáhání smykem o 20 %.

Tabulka A.2 - Charakteristické hodnoty vlastností materiálu nýtů a šroubů

Pevnostní charakteristiky	Nýty		Přesné šrouby	
	v konstrukcích z materiálu s mezí kluzu			
	$f_y \leq 300 \text{ MPa}$	$f_y > 300 \text{ MPa}$	$f_y \leq 300 \text{ MPa}$	$f_y > 300 \text{ MPa}$
$f_y \text{ [MPa]}$	200	245	300	
$f_u \text{ [MPa]}$	310	440	500	

A.1.1.11 U nýtů v ocelových konstrukcích stávajících mostů zhotovených před rokem 1905 je možné předpokládat, že jsou vyrobené ze svárkového železa. Charakteristické hodnoty meze kluzu a meze pevnosti svárkového železa a hodnotu dílčího součinitele γ_{M2} pro únosnost spoje lze brát z tabulky A.1.

A.1.1.12 Návrhové hodnoty únosností třecích spojů se stanoví podle ČSN EN 1993-1-8 na základě údajů o jejich zhotovení na ocelové konstrukci stávajícího mostu, převzatých z dokumentace mostního objektu. V případě chybějící dokumentace a informací o kvalitě třecích ploch spoje se doporučuje spoj posoudit konzervativně jako předpjatý s minimálním, příp. bezpečně odhadnutým součinitelem tření podle ČSN EN 1993-1-8.

A.1.2 Materiál odlitků

A.1.2.1 Charakteristické hodnoty meze kluzu materiálu odlitků se uvažují:

- v případě ocelí odpovídajících pevnostní třídě S235 (42 2630): $f_y = 200 \text{ MPa}$,
- v případě ocelí odpovídajících pevnostní třídě S355 (42 2660, 42 2709): $f_y = 300 \text{ MPa}$.

A.1.2.2 V případě, že se stanoví vlastnosti odlitků materiálovými zkouškami, návrhová hodnota meze kluzu lité oceli se stanoví ze zaručené meze kluzu dělením její hodnoty dílčím součinitelem spolehlivosti materiálu. Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu se uvažuje v tomto případě hodnotami:

- pro ocel s charakteristickou hodnotou meze kluzu $f_y \leq 300 \text{ MPa}$: $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,20$,
 $\gamma_{M2} = 1,30$,
- pro ocel s charakteristickou hodnotou meze kluzu $f_y > 300 \text{ MPa}$: $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,30$,
 $\gamma_{M2} = 1,40$.

A.1.3 Litina

A.1.3.1 Informativní hodnoty návrhové pevnosti litiny je možné uvažovat podle tabulky A.3. Tyto hodnoty se nedělí dílčími součiniteli spolehlivosti materiálu γ_{Mi} . Vzhledem k tomu, že zde uvedené hodnoty jsou velmi bezpečné, doporučuje se, je zjistit přesněji na základě zkoušek.

A.1.3.2 Hodnoty základních fyzikálních vlastností litiny se uvažují podle ČSN ISO 13822.

Tabulka A.3 - Informativní hodnoty návrhové pevnosti litiny (v MPa)

Konstrukční prvky	V tlaku a v tlaku za ohybu [MPa]	V tahu a v tahu za ohybu [MPa]
Podpěry (sloupky)	100	45
Ostatní prvky	65	30

A.2 Přepočet ocelových nosných konstrukcí stávajících mostů

A.2.1 Globální analýza

A.2.1.1 Pro globální analýzu ocelových konstrukcí stávajících mostů se mají přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení skutečného působení a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku imperfekcí a poruch prvků a částí ocelové konstrukce mostu. Použití zjednodušených rovinných výpočtových modelů lze uvažovat zejména v souvislosti s kontrolními a ověřovacími výpočty nebo pro posouzení některých specifických případů, které nelze vystihnout pomocí primárních prostorových (prutových) modelů. Pokud se celá konstrukce modeluje pomocí jednodušších submodelů, má se její prostorové působení vždy zohlednit jiným způsobem.

A.2.1.2 Dynamická globální analýza ocelového mostu se má provést pouze v případech definovaných v ČSN EN 1993-2. V běžných případech, kdy se dynamická analýza mostu nepožaduje, je možné dynamické účinky zatížení zohlednit pomocí dynamického součinitele podle 4.3.14 až 4.3.19 tohoto metodického pokynu. Při globální analýze s využitím prostorových výpočtových modelů je však nutná správná aplikace odlišného dynamického součinitele zatížení pro globální odezvu celé nosné konstrukce a lokální odezvu jejích dílčích prvků (např. spolupůsobení mostovek s hlavními nosníky).

A.2.1.3 Odezva na zatížení se při globální analýze ocelové konstrukce mostu stanoví vždy pružnostní metodou za předpokladu pružného chování materiálu bez ohledu na úroveň zatížení. Obvykle je možné aplikovat pružnostní globální analýzu prvního řádu s počátečním tvarem konstrukce. Vliv přetvoření konstrukce (účinky teorie druhého řádu) se má uvážit, pokud významně zvětšuje účinky zatížení nebo významně mění chování konstrukce. Analýza podle teorie prvního řádu se může použít tehdy, je-li splněno kritérium

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \quad (\text{A.1})$$

kde α_{cr} je součinitel vyjadřující násobek návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu,

F_{cr} kritické zatížení pro celkové vybočení vypočítané pro počáteční tuhosti v pružném stavu,

F_{Ed} je návrhové zatížení konstrukce.

A.2.1.4 Při globální analýze se požaduje zohlednit vliv podstatných imperfekcí prvků a částí ocelové konstrukce mostu, kterými jsou u stávajících mostů i případné poruchy. Tvar a velikost imperfekcí, které mohou evidentně ovlivnit zatížitelnost, se mají získat přímým zaměřením na konstrukci. Hlavními představiteli těchto imperfekcí jsou zejména:

- zřetelná globální vybočení prutových soustav tvořících jeden celek (například oblouky obloukových mostů nebo tlačené pásy otevřeně uspořádaných mostů),
- výrazné deformace nosných prvků a částí ocelové konstrukce mostu od nárazů dopravních prostředků,
- chybějící prvky nebo části prvků (chybějící ztužidla apod.),
- zkorodované průřezy nosných prvků s výrazným úbytkem jejich průřezové plochy.

V přepočtu ocelové konstrukce stávajícího mostu se požaduje vždy uvést, které zjištěné poruchy a imperfekce byly v jeho výpočtovém modelu při globální analýze zohledněny a které se odstraní údržbou nebo opravami a nemají tak na zatížitelnost mostu vliv.

A.2.1.5 U částí konstrukcí nebo jejich prvků, které nevykazují výrazné imperfekce podle A.2.1.4, lze pro zohlednění účinků teorie druhého řádu využít ekvivalentní geometrické

imperfekce podle ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-5. V tom případě se doporučuje stanovit tvar imperfekce prvku nebo části ocelové konstrukce mostu z pružného tvaru ztráty stability konstrukce nebo její části. Velikost amplitudy počátečního tvaru imperfekce se určí podle 5.3.2 v ČSN EN 1993-1-1. U nýtovaných konstrukcí, kde není významný vliv reziduálních napětí, je možné použít pro globální analýzu nosné konstrukce nebo její části skutečně naměřené geometrické imperfekce.

A.2.1.6 Globální imperfekce jsou podstatné zejména při globální analýze obloukových mostů nebo tlačných pásů otevřeně uspořádaných mostů. Pokud je pro působení konstrukce nebo její části rozhodující první vlastní tvar ztráty stability, mohou se účinky teorie druhého řádu M_{II} vyjádřit jako násobek ohybových momentů prvního řádu M_I podle 5.2.2 v ČSN EN 1993-2, za podmínky, že $\alpha_{cr} > 3,0$. Je-li α_{cr} při dosažení ztráty stability v pružném stavu menší než 3,0, má se globální analýza ocelové konstrukce mostu provést pomocí geometricky nelineární pružnostní analýzy (GNA, GNIA).

A.2.1.7 Lokální imperfekce průřezů a prutů se v obvyklých případech globální analýzy ocelových konstrukcí mostů nemusí zohledňovat. Jejich vliv se zahrne do únosnosti prvků a jejich průřezů pomocí příslušných součinitelů vzpěrnosti, klopení a boulení. Zohlednění těchto lokálních imperfekcí se při globální analýze doporučuje pouze v případech jejich významného vlivu na odezvu ocelové konstrukce na zatížení (viz A.2.1.4).

A.2.1.8 Kromě výrazných případů koroze uvedených v A.2.1.4 je možné korozivní úbytky zohlednit jen při stanovení únosnosti průřezů redukcí tloušťek příslušných částí průřezů při respektování skutečného průběhu zkorodování po délce prvku.

A.2.1.9 Pokud se postupuje v případě desko-stěnových nosných konstrukcí podle A.2.1.5, určí se tvar možných ekvivalentních geometrických imperfekcí podle přílohy C v ČSN EN 1993-1-5. Směr imperfekce se má volit tak, aby se získala nejnižší únosnost prvku. Podle očekávaného vlivu imperfekce a tvaru vybočení na únosnost prvku se jedna z kombinovaných imperfekcí považuje za hlavní a ostatní (pokud se uvažují) za průvodní. Amplitudy průvodních imperfekcí se v kombinaci s hlavní imperfekcí musí redukovat na 70 % jejich nominální hodnoty. Vliv ekvivalentních geometrických imperfekcí se alternativně může v globální analýze nosné konstrukce zohlednit náhradními zatíženími.

A.2.1.10 Při globální analýze desko-stěnových nosných konstrukcí se musí zohlednit vliv ochabnutí normálových napětí v širokých deskových pásech vlivem smyku (smykové ochabnutí). Pokud se nepostupuje s využitím desko-stěnových finitních modelů, je možné účinky smykového ochabnutí v pásech zohlednit pomocí účinné šířky. Pro jednoduchost lze v globální analýze předpokládat, že účinná šířka je konstantní po délce rozpětí. V každém poli prvku se má účinná šířka pásu na každé straně stěny průřezu vzít jako menší z hodnot: celková šířka mezi sousedními stěnami nebo $L/8$, kde L je rozpětí pole nosníku nebo dvojnásobek vyložení konzoly.

A.2.1.11 Boulení stěn se může v pružnostní globální analýze zohlednit pomocí účinných ploch částí průřezů namáhaných tlakem podle 4.3 v ČSN EN 1993-1-5. Vliv boulení stěn na tuhost průřezu se může v globální analýze zanedbat, pokud účinná plocha částí průřezu namáhaná tlakem je větší než polovina neredukované plochy téže části průřezu.

A.2.1.12 V případě, že je zatížitelnost ocelové konstrukce nebo její části významně limitována únosností některých velmi štíhlých tlačných prvků, je možné při globální analýze ocelové konstrukce zvážit možnost vynechání těchto prvků po dosažení jejich příslušné únosnosti, ovšem za předpokladu, že je možná redistribuce vnitřních sil a zbývající části konstrukce jsou schopné dále přenášet působící zatížení. Konzervativně je možné daný prvek vyloučit již na začátku globální analýzy. Současně je nutno uvážit vliv pokritického chování

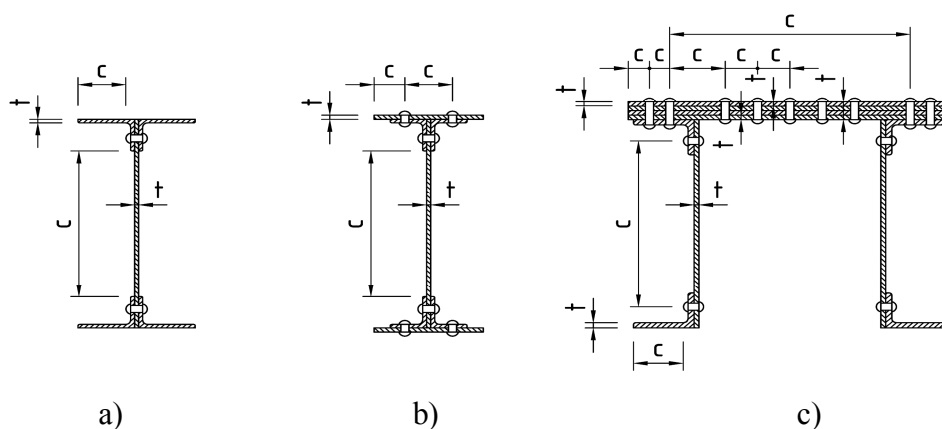
vyloučeního prvku na namáhání, a tedy i na zatížitelnost zbývajících částí ocelové konstrukce.

A.2.1.13 Při globální analýze je nutno uvažovat vliv excentricit v přípojích, pokud jsou významné.

A.2.2 Mezní stavy únosnosti

A.2.2.1 Ověření spolehlivosti ocelových konstrukcí stávajících mostů a určení jejich zatížitelností musí respektovat kritéria příslušných mezních stavů podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.2 Svařované průřezy prvků ocelových konstrukcí mostů se klasifikují s ohledem na štíhlosti jejich dílčích částí podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. Podélně vyztužené tlačené stěny a pásy se klasifikují v souladu s pravidly v ČSN EN 1993-1-5. Klasifikace průřezů rozhoduje o způsobu stanovení jejich únosnosti, posouzení a určení zatížitelnosti.



Obrázek A.1 - Definice šířek pro zatřídění nýtovaných průřezů

a), b) I průřez plnostěnného nosníku nebo výplňového prutu příhradového nosníku

c) dvojitý průřez horního pásu příhradového nosníku

A.2.2.3 Pro zatřídění nýtovaných průřezů se použijí šířky příslušné části průřezu podle obr. A1. Kromě příčného směru je třeba ověřit i zatřídění z hlediska vzdálenosti nýtů rovnoběžně se směrem působících tlakových napětí. Mezní štíhlosti těchto tlačných částí, jejichž vybočení není ničím bráněno, se uvažují podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. Mezní štíhlosti částí průřezu, které jsou proti boulení částečně podepřeny jinou částí průřezu, se mohou uvažovat podle tab. A.4.

POZNÁMKA: Okraje stěn průřezů na obrázku A.1a) a obrázku A.1b) jsou sevřeny dvojicí pásových úhelníků, proto se pro jejich zatřídění použije světlá vzdálenost mezi pásovými úhelníky, pokud tuhost sevření není ovlivněna štěrbinovou korozi. Naproti tomu okraje stěny, stejně jako horní pásnice průřezu na obrázku A.1c), jsou podepřeny úhelníky jen z jedné strany, proto se v tomto případě použije pro zatřídění osová vzdálenost nýtů.

Mezní štíhlosti tlačných částí průřezu jsou v ČSN EN 1993-1-1 definovány pouze pro samostatné části průřezu, které nejsou nijak podepřeny nebo spojeny s jinou ocelovou částí. Je zřejmé, že dílčí části nýtovaných průřezů, které jsou pomocí nýtů spojeny s jinými částmi průřezu (plechy pásnic a pásové úhelníky na obrázku A.1b), mohou vybočovat v mnohem menší míře než volné části průřezů. Proto se pro jejich zatřídění použijí mírnější kritéria podle tabulky A.4, zatímco pro zatřídění přecházejících ramen úhelníků (horní pásové úhelníky na obrázku A.1a i dolní pásové úhelníky na obrázku A.1c) nebo jednostěnných vnitřních částí průřezů (stěny na obrázku A.1a, b, c) se použijí standardní mezní štíhlosti podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. V případě vícečetných částí průřezů (horní pásnice na obrázku A.1c) je nutno kromě lokálního zatřídění vnějších plechů mezi nýty ověřit i zatřídění pásnice jako celku s celkovou tloušťkou danou součtem tloušťek jednotlivých plechů, ze kterých je pásnice složena.

Tabulka A.4 - Maximální vzdálenosti nýtů pro zatřídění tlačných částí podepřených stěnou nebo úhelníkem

Orientace vzhledem ke směru tlakových napětí	Část průřezu	Třída 2*	Třída 3*
Kolmo na směr tlakových napětí	Odstávající část průřezu	14t·ε	20t·ε
	Vnitřní část průřezu	45t·ε	50t·ε
Rovnoběžně se směrem tlakových napětí	Odstávající i vnitřní část průřezu	22t·ε	25t·ε

* t – tloušťka tlačené části, $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

A.2.2.4 Únosnost průřezů všech tříd je možné stanovit pružnostně za předpokladu dosažení návrhové hodnoty meze kluzu oceli v nejvíce namáhaném bodě průřezu, s přihlédnutím k lokální ztrátě stability dílčích částí průřezu. Pro svařované průřezy třídy 1 a 2 je možno uvažovat s jejich plastickou únosností. U nýtovaných průřezů se má, pokud se nepostupuje přesněji, uvažovat jen pružná únosnost bez ohledu na jejich klasifikaci (tj. i v případě jejich zatřídění do třídy 2).

Vliv smyku na únosnost průřezů namáhaných ohybem a/nebo osovou silou se zohledňuje podle 6.2.8 a 6.2.10 v ČSN EN 1993-1-1, resp. podle kap. 7 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.5 Charakteristiky plného a oslabeného průřezu otvory pro spojovací prostředky se mají stanovit v souladu s 6.2.2 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.6 Účinky smykového ochabnutí a účinky lokálního boulení štíhlých průřezů třídy 4 se mají při stanovení jejich únosnosti zohlednit pomocí účinných šířek podle ČSN EN 1993-1-5. Účinky boulení vlivem smyku se mají rovněž uvážit podle ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.7 Jelikož štíhlosti tlačných a tažených prutů nejsou ve smyslu současně platných norem nijak omezeny, je možné uvažovat doporučené největší štíhlosti prutů podle tabulky 5. V případě překročení největších doporučených štíhlostí podle tabulky 5 je nutno upozornit v technické zprávě k přepočtu stávajícího mostu na důslednou dohlédací činnost těchto prvků, zejména kontrolu stavu a kvality jejich přípojí vzhledem k zvýšenému riziku vzniku a šíření únavových trhlin vyvolaných jejich nadměrným kmitáním.

Tabulka A.5 - Doporučené největší štíhlosti prutů

Pruty	Největší štíhlost λ
Pruty tlačené	
Pruty hlavních nosných částí (hlavní nosníky, mostovka, ztužidla, ocelové podpěry)	130
Pruty vedlejších nosných částí	180
Pruty tažené	
Pruty hlavních nosných částí (hlavní nosníky, mostovka, ztužidla, ocelové podpěry)	280
Pruty vedlejších nosných částí	300
Poznámka: U tažených prutů se štíhlost posuzuje jen ve svislém směru	

A.2.2.8 Při jednoosé normálové napjatosti (tah, prostý tlak nebo ohyb) se zatížitelnost průřezů Z_{LM71} určí s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí příslušná návrhová hodnota únosnosti průřezu v tahu $N_{t,Rd}$, prostém tlaku $N_{c,Rd}$ nebo prostém ohybu $M_{c,Rd}$, které se stanoví v závislosti na typu průřezu (plný nebo oslabený) a jeho klasifikaci podle 6.2.3, 6.2.4 a 6.2.5 v ČSN EN 1993-1-1 s přihlédnutím ke kap. 4 v ČSN EN 1993-1-5 u štíhlých průřezů třídy 4 namáhaných tlakem. Průřezy namáhané dvuosým ohybem se posoudí podle A.2.2.11, A.2.2.12 a A.2.2.16 této přílohy.

A.2.2.9 Určování zatížitelnosti Z_{LM71} průřezů namáhaných smykem se provádí s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí návrhová hodnota únosnosti průřezu ve smyku $V_{c,Rd}$, při jejímž určení se rozdělení smykových napětí ve stěně průřezu uvažuje v závislosti na způsobu stanovení pružné nebo plastické únosnosti ve smyku v souladu s 6.2.6 v ČSN EN 1993-1-1. Kromě toho je nutné ověřit i vliv boulení při namáhání smykem podle kap. 5 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.10 Zatížitelnost průřezů Z_{LM71} namáhaných krouticím momentem se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí návrhová hodnota únosnosti průřezu v kroucení T_{Rd} . Normálová a smyková napětí vyvozená kroucením, jakož i jejich interakce s normálovými a smykovými napětími od působení normálové síly, ohybového momentu a smykových sil se stanoví v souladu s 6.2.7 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.11 Ověření pružné únosnosti průřezů třídy 1, 2 a 3 namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem se za předpokladu, že smyková síla V_{Ed} vyhovuje podmínce

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad \text{resp.} \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5, \quad (\text{A.2})$$

provede podle vztahu

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0, \quad (\text{A.3})$$

kde $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, V_{Ed}$ jsou návrhové hodnoty vnitřních sil posuzovaného průřezu, $N_{Rd}, M_{y,Rd}, M_{z,Rd}$ jsou návrhové hodnoty pružných únosností posuzovaného průřezu, stanovené pomocí příslušných elastických průřezových charakteristik

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad M_{y,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad M_{z,Rd} = W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}, \quad (\text{A.4})$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.5})$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}, \quad (\text{A.6})$$

$V_{pl,Rd}$ je návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ve smyku,
 $V_{bw,Rd}$ je návrhová hodnota únosnosti stěny ve smyku s vlivem boulení při smyku,
 h_w, t_w jsou výška a tloušťka stěny,
 χ_w je součinitel boulení stěny při namáhání smykem, který se stanoví podle kap. 5 v ČSN EN 1993-1-5,
 $f_y (f_{yw})$ je charakteristická hodnota meze kluzu materiálu (materiálu stěny),
 γ_{M0}, γ_{M1} je dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu, resp. prutu.

Zatížitelnost Z_{LM71} ověřovaného průřezu se stanoví pomocí následujícího vztahu s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{l,rs}}{\eta_{l,LM71}}, \quad (\text{A.7})$$

$$\text{kde } \eta_{1,rs} = \frac{N_{rs,Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,rs,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,rs,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.8})$$

$$\eta_{1,LM71} = \frac{N_{LM71,Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,LM71,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,LM71,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.9})$$

$N_{LM71,Ed}$, $M_{y,LM71,Ed}$, $M_{z,LM71,Ed}$ jsou návrhové hodnoty vnitřních sil od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$N_{rs,Ed}$, $M_{y,rs,Ed}$, $M_{z,rs,Ed}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty vnitřních sil od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Vzhledem k tomu, že hodnota smykové síly V_{Ed} ve vztahu (A.2) je závislá na hledané zatížitelnosti

$$V_{Ed} = Z_{LM71} \cdot V_{LM71,Ed} + V_{rs,Ed}, \quad (\text{A.10})$$

kde $V_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota smykové síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$V_{rs,Ed}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota smykové síly od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,

je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. V prvním kroku se doporučuje ověřit splnění podmínky (A.2) pro smykovou sílu V_{Ed} odpovídající odhadnuté zatížitelnosti $Z_{LM71} = 1,0$, a následně stanovit zatížitelnost Z_{LM71} z rovnice (A.7). V případě, že podmínka (A.2) zůstává v platnosti i pro příčnou sílu V_{Ed} odpovídající vypočítané zatížitelnosti Z_{LM71} , další iterace není potřebná. V opačném případě se v dalším kroku postupuje podle A.2.2.12.

A.2.2.12 Pokud při pružnostním ověřování únosnosti průřezu třídy 1, 2 a 3 je smyková síla V_{Ed} větší než polovina smykové únosnosti stěny, tj. $\eta_3 > 0,5$, resp. $\bar{\eta}_3 > 0,5$, jeho zatížitelnost Z_{LM71} se určí z kvadratické rovnice odvozené ze vztahu (7.1) v ČSN EN 1993-1-5 s využitím zásad v 4.7.6 tohoto metodického pokynu

$$4 \cdot k \cdot Z_{LM71}^2 \cdot \eta_{3,LM71} + Z_{LM71} \cdot (\eta_{1,LM71} + 8 \cdot k \cdot \eta_{3,LM71} \cdot \eta_{3,rs} - 4 \cdot k \cdot \eta_{3,LM71}) + \\ + \eta_{1,rs} + 4 \cdot k \cdot \eta_{3,rs}^2 - 4 \cdot k \cdot \eta_{3,rs} + k - 1 = 0$$

resp. (A.11)

$$4 \cdot k \cdot Z_{LM71}^2 \cdot \bar{\eta}_{3,LM71} + Z_{LM71} \cdot (\eta_{1,LM71} + 8 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,LM71} \cdot \bar{\eta}_{3,rs} - 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,LM71}) + \\ + \eta_{1,rs} + 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,rs}^2 - 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,rs} + k - 1 = 0$$

kde $\eta_{1,rs}$ a $\eta_{1,LM71}$ jsou definované vztahy (A.8) a (A.9),

$$\eta_{3,rs} = \frac{V_{rs,Ed}}{V_{pl,Rd}}, \quad \bar{\eta}_{3,rs} = \frac{V_{rs,Ed}}{V_{bw,Rd}}, \quad (\text{A.12})$$

$$\eta_{3,LM71} = \frac{V_{LM71,Ed}}{V_{pl,Rd}}, \quad \bar{\eta}_{3,LM71} = \frac{V_{LM71,Ed}}{V_{bw,Rd}}, \quad (A.13)$$

$$k = 1 - \left(\frac{M_{f,N,Rd}}{M_{pl,N,Rd}} \right), \quad (A.14)$$

$M_{f,N,Rd}$ je návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic (v důsledku smykového ochabnutí), redukovaného v důsledku působení osově síly N_{Ed} podle 6.2.9 v ČSN EN 1993-1-1,

$M_{pl,N,Rd}$ je návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic a plně účinné stěny průřezu bez ohledu na její klasifikaci, redukovaného v důsledku působení osově síly N_{Ed} podle 6.2.9 v ČSN EN 1993-1-1.

Vzhledem k tomu, že hodnoty V_{Ed} , $M_{f,N,Rd}$ a $M_{pl,N,Rd}$ jsou závislé na hledané zatížitelnosti Z_{LM71} , je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. Pro první iteraci se doporučuje použít zatížitelnost stanovenou podle A.2.2.11 ze vztahu (A.7).

A.2.2.13 Při současném působení smykové síly a krouticího momentu se smyková únosnost průřezu $V_{pl,Rd}$, resp. $V_{bw,Rd}$, v A.2.2.11 a A.2.2.11 nahradí smykovou únosností $V_{pl,T,Rd}$, resp. $V_{bw,T,Rd}$, čímž se zohlední účinky kroucení podle 6.2.7 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.14 Při ověřování pružné únosnosti průřezů třídy 1, 2 a 3 namáhaných kombinací ohybového momentu, osově síly a smykové síly je třeba ověřit i rovinnou napjatost stěny podle 6.2.1 v ČSN EN 1993-1-1. Zatížitelnost průřezu Z_{LM71} z posouzení rovinné napjatosti stěny se určuje z kvadratické rovnice odvozené ze vztahu (7.1) v ČSN EN 1993-1-1 s využitím zásad v 4.7.6 tohoto metodického pokynu

$$\begin{aligned} & Z_{LM71}^2 \cdot (\eta_{1,LM71}^2 + \eta_{2,LM71}^2 - \eta_{1,LM71} \cdot \eta_{2,LM71} + 3 \cdot \eta_{3,LM71}^2) + \\ & + Z_{LM71} \cdot (2 \cdot \eta_{1,rs} \cdot \eta_{1,LM71} + 2 \cdot \eta_{2,rs} \cdot \eta_{2,LM71} - \eta_{1,rs} \cdot \eta_{2,LM71} - \\ & - \eta_{2,rs} \cdot \eta_{1,LM71} + 2 \cdot \eta_{3,rs} \cdot \eta_{3,LM71}) + \eta_{1,rs}^2 + \eta_{2,rs}^2 - \eta_{1,rs} \eta_{2,rs} + 3 \cdot \eta_{3,rs}^2 = 1 \end{aligned} \quad (A.15)$$

kde $\eta_{1,LM71}$, $\eta_{1,rs}$ se stanoví podle vztahů (A.8) a (A.9) s použitím průřezových charakteristik vztažených ke krajním vláknům stěny,

$\eta_{2,LM71}$, $\eta_{2,rs}$ jsou definované v A.2.2.15 tohoto metodického pokynu vztahy (A.17) a (A.18),

$\eta_{3,LM71}$, $\eta_{3,rs}$ jsou definované v A.2.2.12 tohoto metodického pokynu vztahy (A.12) a (A.13),

A.2.2.15 Účinky lokálně působícího příčného zatížení ve stěně průřezu (např. kolové síly modelu zatížení 71) se vyšetřují podle kap. 6 v ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} z tohoto namáhání se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu z výrazu

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{2,rs}}{\eta_{2,LM71}}, \quad (A.16)$$

$$\text{kde } \eta_{2,LM71} = \frac{\sigma_{z,LM71,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}, \quad (A.17)$$

$$\eta_{2,rs} = \frac{\sigma_{z,rs,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}, \quad (A.18)$$

- $\sigma_{z,LM71,Ed}$ je návrhová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení vyvolaná kolovými silami modelu zatížení 71,
- $\sigma_{z,rs,Ed}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení, vyvolaná ostatními zatíženími, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Interakce tohoto účinku spolu s namáháním ohybovým momentem a osovou silou se kromě postupu v A.2.2.14 ověřuje i podle 7.2 v ČSN EN 1993-1-5 a zatížitelnost Z_{LM71} takto namáhaného průřezu se určí ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{1,4 - (\eta_{2,rs} + 0,8\eta_{1,rs})}{\eta_{2,LM71} + 0,8\eta_{1,LM71}}, \quad (A.19)$$

kde $\eta_{1,LM71}$ a $\eta_{1,rs}$ se stanoví podle vztahů (A.8) a (A.9).

A.2.2.16 Při ověřování plastické únosnosti svařovaných průřezů třídy 1 a 2 namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem je možné stanovit jejich zatížitelnost Z_{LM71} konzervativně podle vztahu (A.7) nebo (A.11) v závislosti na úrovni namáhání smykem η_3 s tím, že se ve vztazích (A.8) a (A.9) místo pružných únosností použijí plastické únosnosti stanovené pomocí plastických průřezových modulů $W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$. Pro dvouose symetrické svařované I-průřezy a pro svařované uzavřené průřezy se stejnými pásnicemi a stěnami, pro které se nemusí zohledňovat otvory pro spojovací prostředky, je možné stanovit zatížitelnost přesněji z ověření únosnosti podle 6.2.9.1 v ČSN EN 1993-1-1 včetně zohlednění vlivu smyku podle 6.2.10 v STN EN 1993-1-1.

A.2.2.17 Ověřování únosnosti štíhlých průřezů třídy 4 musí respektovat vlivy smykového ochabnutí a boulení stěn, které se v přepočtu ocelové konstrukce mohou zohlednit pomocí účinných průřezových charakteristik. Při posuzování těchto typů průřezů se postupuje podle 6.2.9.3 v ČSN EN 1993-1-1 a kap. 3 a 4 v ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} štíhlých průřezů namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem se stanovuje podle vztahu (A.7) nebo (A.11) v závislosti na úrovni smykového namáhání $\bar{\eta}_3$ s tím, že do vztahů (A.8) a (A.9) se dosadí účinné průřezové charakteristiky a zohlední se případný posun těžištní osy účinného průřezu podle 6.2.2.5 v ČSN EN 1993-1-1. V případě namáhání stěny lokálním příčným zatížením se postupuje podle A.2.2.15 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.18 Vzpěrná únosnost tlačných prutů a únosnost ohýbaných prutů při ztrátě příčné a torzní stability (klopení nosníků) se určují podle 6.3.1 a 6.3.2 v ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-2. Jejich zatížitelnost Z_{LM71} lze určit pomocí vztahu (4.4) v 4.7.6 tohoto metodického pokynu, do kterého se dosadí příslušná hodnota vzpěrné únosnosti $N_{Rd} = \chi N_{Rd}$ resp. $M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd}$, kde χ je součinitel vzpěrnosti pro rovinný vzpěr tlačného prutu a χ_{LT} je součinitel vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu prutu (součinitel klopení).

A.2.2.19 Litinové prvky namáhané vzpěrným tlakem se posuzují se součinitelem vzpěrnosti, který se určí následovně

$$\chi = (0,0663 \lambda^2 - 15 \lambda + 970) \cdot 10^{-3}, \quad \text{pro štíhlost prvku } \lambda \leq 80, \quad (A.20)$$

$$\chi = 1234 / \lambda^2. \quad \text{pro štíhlost prvku } \lambda > 80. \quad (A.21)$$

A.2.2.20 Při ověřování únosnosti a určování zatížitelnosti Z_{LM71} prutů namáhaných tlakem a dvouosým ohybem se vychází z podmínek spolehlivosti podle 6.3.3 a přílohy B pro metodu 2 v ČSN EN 1993-1-1. Určení zatížitelnosti těchto prutů je nutné provést iteračním postupem.

A.2.2.21 Zatížitelnost Z_{LM71} prutu namáhaného tlakem a rovinným ohybem lze alternativně určit pomocí zjednodušené podmínky spolehlivosti v 6.3.3 v ČSN EN 1993-2. Při určení této zatížitelnosti se postupuje rovněž iterační formou.

Prvková mostovka

A.2.2.22 Podélníky a příčníky prvkových mostovek železničních mostů se při přepočtu ověřují pro trvalé návrhové situace na nejúčinnější kombinaci zatížení. Účinky zatížení se v přepočtu podélníků kombinují podle zásad uvedených v A2.2.4 a tab. A2.3 v ČSN EN 1990, podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2, resp. podle zásad v 4.3.28 a 4.3.29 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.23 Při stanovení odezvy mostovkových prvků na zatížení se účinky jejich přímého zatížení násobí dynamickým součinitelem stanoveným pro příslušný prvek mostovky a účinky od vlivu spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky se uvažují s dynamickým součinitelem příslušejícímu hlavním nosníkům.

A.2.2.24 Podélníky spojené s příčníky pouze stěnami pomocí spojovacích úhelníků se mohou v globální analýze nosné konstrukce považovat za kloubově připojené pruty v obou hlavních rovinách namáhání. Pokud je připojení podélníků na příčníky řešeno pomocí průběžných stykových příložek obou pásnic podélníků, považují se podélníky za spojitě v obou rovinách namáhání. Je-li připojení podélníků řešeno jen stykovými příložkami horních pásnic, je nutno zohlednit menší tuhost přípoje ve vodorovné rovině (např. změnou tuhosti průřezu), zatím co ve svislé rovině resp. v rovině stěn podélníků se uvažuje s plnou spojitostí podélníků. Stykovou příložku je třeba posoudit na osovou sílu vyvozenou podporovým ohybovým momentem v rovině stěny, na ohybový moment v rovině pásnice a na příslušnou část osově síly a ohybového momentu od spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky. Za rameno vnitřních sil (v rovině stěny) se přitom považuje vzdálenost těžišť obou pásnic podélníků. Pokud jsou v přípojích na příčníky použity zesilující konzoly pod dolní pásnicí podélníku, může se rameno vnitřních sil zvětšit o třetinu výšky těchto konzol.

A.2.2.25 Nepostupuje-li se přesněji, mohou se účinky příčných vodorovných sil (boční ráz, odstředivá síla) rozdělit na oba podélníky stejným poměrem, jestliže:

- přenos účinků vodorovných zatížení není vyloučen nevyhovujícím stavem plošně uložených mostnic,
- podélníky s centrickým uložením mostnic pomocí průběžné lišty jsou spojeny alespoň jedním příčným ztužidlem v každém poli mezi příčníky.

A.2.2.26 Zatížitelnost Z_{LM71} podélníků a příčníků prvkové mostovky se stanoví podle A.2.2.11 až A.2.2.17 této přílohy v závislosti na úrovni smykového namáhání η_3 , resp. $\bar{\eta}_3$ a klasifikaci průřezů, příp. s přihlédnutím k A.2.2.18 až A.2.2.21 této přílohy. Při ověření rovinné napjatosti stěny podélníku se vliv lokálně působícího příčného zatížení kolovými silami modelu zatížení 71 stanoví s přihlédnutím k možnosti roznosu kolových sil na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.27 Při stanovení odezvy na zatížení příčníků otevřeně uspořádaných mostů, které jsou součástí příčných U-rámů, je třeba do kombinace zatížení zahrnout i namáhání příčníků v důsledku vzpěru tlačného pásu hlavních nosníků. Příčná vodorovná síla F_{Ed} , vyjadřující vliv vzpěru tlačného pásu, se přitom počítá z nejnižší zatížitelnosti tlačného pásu hlavního nosníku stanovené z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu hlavního nosníku podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu, s přihlédnutím k A.2.2.39 této přílohy.

A.2.2.28 Ustanovení A.2.2.22 – A.2.2.27 se přiměřeně uplatní i pro mostovky s puklovkami, žlabinami a jinou nespolutpůsobící výplní. Zatížitelnost mostnic se neurčuje.

Ortotropní mostovka

A.2.2.29 Ortotropní mostovky, které jsou zároveň součástí hlavního nosného systému mostu, se ověřují s ohledem na napjatost:

- od lokálního namáhání podélných výztuh s účinnou částí plechu mostovky,
- od globálního namáhání mostovky jako součásti hlavního nosného systému,
- od lokálního namáhání příčných výztuh při zohlednění případných výřezů pro jednotlivé podélné výztuhy.

A.2.2.30 Příčné výztuhy ortotropních mostovek otevřeně uspořádaných mostů je třeba ověřit i na účinky vzpěru tlačných pásů hlavních nosníků, stejně jako v případě příčniců prvkových mostovek podle A.2.2.27.

Hlavní nosníky plnostěnné

A.2.2.31 Zatížitelnost Z_{LM71} plnostěnných hlavních nosníků se určí v závislosti na klasifikaci jejich průřezů a úrovni namáhání smykem η_3 , resp. $\bar{\eta}_3$ podle A.2.2.11 až A.2.2.21. Zpravidla se jedná o štíhlé průřezy třídy 4, pro která platí ustanovení v A.2.2.17 tohoto metodického pokynu. Při ověření rovinné napjatosti stěny hlavního nosníku mostu bez mostovky se vliv lokálně působícího příčného zatížení kolovými silami modelu zatížení 71 stanoví s přihlédnutím k možnosti roznosu kolových sil na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10 tohoto metodického pokynu.

Hlavní nosníky příhradové

A.2.2.32 Vliv mimostýčného připojení prutů v rovině hlavního nosníku se může zanedbat, pokud:

- u svařovaných průřezů pásů hlavních nosníků je odchylka těžištní osy prutu od vyrovnané těžištní osy pásu méně než 2,5 % největší výšky pásu, nejvýše však 20 mm,
- u nýtovaných průřezů pásů hlavních nosníků průsečík os diagonál, případně svislic padne do prostoru vymezeného vyrovnanou těžištní osou pásu a spojnici krčních nýtů pásových úhelníků.

Zanedbání vlivu mimostýčného připojení prutů z roviny hlavního nosníku se nepřipouští.

A.2.2.33 Zatížitelnost Z_{LM71} průřezů prutů příhradových hlavních nosníků namáhaných tahem se stanoví podle A.2.2.8 této přílohy. V případě prutů s průřezy namáhanými kombinací tahu a jednoosého nebo dvouosého ohybu se zatížitelnost určí podle A.2.2.11 resp. A.2.2.12 v závislosti na úrovni namáhání smykem η_3 resp. $\bar{\eta}_3$.

A.2.2.34 Zatížitelnost Z_{LM71} tlačných prutů příhradových hlavních nosníků se určí podle A.2.2.18 této přílohy. Průřezy prutů příhradových hlavních nosníků namáhané tlakem a ohybem v důsledku tuhosti styčniců nebo mimostýčného zatížení se ověřují podle A.2.2.20 této přílohy s přihlédnutím k A.2.2.21. Účinné průřezové charakteristiky štíhlých průřezů třídy 4 se stanoví podle kap. 4 v ČSN 1993-1-5.

Tlačené pásy otevřeně uspořádaných mostů

A.2.2.35 Tlačené pásy otevřeně uspořádaných příhradových a plnostěnných mostů s dolními mostovkami jsou zabezpečeny proti vybočení ze své roviny pružným odporem příčných U-rámů. Jejich ověřování je proto třeba provádět ve vztahu k tuhosti těchto příčných U-rámů.

A.2.2.36 Ověření únosnosti tlačeného pásu příhradového mostu se provádí pro osové síly $N_{Ed,i}$ v prutech pásu stanovené pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} pásu z mezních stavů únosnosti kromě únavy podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu jedním z následujících postupů:

- a) Nelineární pružnostní analýzou (GNIA) na výpočtovém modelu celé nosné konstrukce nebo jen počátečně zakřiveného prutu na pružných podporách s pérovými konstantami odpovídajícími tuhostem C_i příčných U-rámů. Tvar počátečního zakřivení a velikost amplitudy se stanoví podle 5.3 v ČSN EN 1993-1-1 nebo se zjistí zaměřením na nosné konstrukci.

POZNÁMKA: Zavedení zaměřených zakřivení je možné jen u nýtovaných konstrukcí, kde není významný vliv reziduálních napětí.

- b) Stabilitní pružnostní analýzou (LBA) celé nosné konstrukce nebo jen pásu jako ideálního prutu na pružných podporách s pérovými konstantami odpovídajícími tuhostem C_i příčných U-rámů, kterou se stanoví kritická síla v páse. Ověření spolehlivosti pásu se potom realizuje podle 6.3 v ČSN EN 1993-2.

A.2.2.37 Pokud se nepostupuje přesněji, může se pružný odpor C příčného U-rámu stanovit podle D.2.4 v příloze D v ČSN EN 1993-2.

A.2.2.38 Nevyhoví-li únosnost tlačeného pásu na posouzení podle A.2.2.36, je třeba iteračním postupem určit jeho zatížitelnost Z_{LM71} .

A.2.2.39 Namáhání příčného U-rámu v důsledku vzpěru tlačeného pásu včetně vlivu počátečních imperfekcí pásu se vyjadřují příčnou vodorovnou silou F_{Ed} působící v těžišti průřezu tlačeného pásu. Její hodnota se stanoví podle 6.3.4.2 v ČSN EN 1993-2 pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} tlačeného pásu stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.40 Uvedený postup podle A.2.2.36 - A.2.2.39 lze aplikovat i pro tlačené pásy plnostěnných hlavních nosníků mostů s dolní mostovkou. Tlačený pás se v tomto případě ověří z hlediska ztráty příčné a torzní stability podle 6.3.2 v ČSN EN 1993-1-1, přičemž za délku, na které je tlačený pás zabezpečení proti klopení, lze uvažovat vzdálenost příčných U-rámů. Současně se ověří únosnost tlačeného pásu některým z postupů uvedených v A.2.2.36. Do průřezu tlačeného pásu se přitom zahrne i účinná část stěny o hodnotě $A_{wc}/3$, kde A_{wc} je tlačená část stěny. U průřezů třídy 4 se v tomto případě uvažuje s účinnou plochou tlačené části stěny, příp. i tlačené pásnice.

Osová síla v tlačeném páse se v tomto případě určí ze vztahu

$$N_{Ed,max} = M_{Ed,max} \cdot S_{yf} / I_y, \quad (A.22)$$

kde $M_{Ed,max}$ je největší návrhová hodnota ohybového momentu plnostěnného nosníku, odpovídající nejnižší zatížitelnosti Z_{LM71} tlačené pásnice z mezních stavů únosnosti podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu,
 S_{yf} je statický moment plochy tlačeného pásu včetně účinné části stěny,
 I_y je moment setrvačnosti průřezu plnostěnného nosníku.

Komorové nosné konstrukce

A.2.2.41 Pokud není tvar příčného řezu komorové nosné konstrukce zabezpečený tuhými příčnými ztužidly v místech uložení mostu a alespoň ve čtvrtinách jeho rozpětí, resp. vzdálenost příčných ztužidel je více než 12 m, je třeba v přepočtu nosné konstrukce zohlednit vliv distorze příčného řezu. Při splnění výše uvedených podmínek je možné vliv distorze průřezu nosné konstrukce zanedbat, únosnost průřezu ověřit a zatížitelnost Z_{LM71} určit z namáhání ohybem v kombinaci s kroucením, kterým se zohledňuje vliv excentricity zatížení.

Mosty s tlačnými ortotropními mostovkami

A.2.2.42 V případě ocelových mostů s tlačnými ortotropními mostovkami se mohou vnitřní síly stanovit pomocí prostorového prutového výpočtového modelu. Doporučuje se však aplikovat globální nelineární pružnostní analýzu (GNIA) s použitím prostorových deskostěnových výpočtových modelů, které lépe vystihují skutečné chování tohoto typu nosné konstrukce. Pokud se nepostupuje přesněji s použitím GNIA, je možné aplikovat při posouzení podélných výztuh tlačných ortotropních mostovek postup uvedený v následujících člancích.

A.2.2.43 Při ověřování únosnosti průřezů ocelových konstrukcí mostů s tlačnými ortotropními mostovkami je třeba zohlednit vliv smykového ochabnutí a boulení pásů a stěn resp. jejich kombinaci pomocí účinných průřezových charakteristik stanovených podle kap. 3, 4 a 5 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.44 Kombinovaný účinek smykového ochabnutí a boulení ortotropní mostovky jako tlačného pásu nosné konstrukce mostu se zohlední pomocí účinné plochy pásu A_{eff} dané vztahem

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^{\kappa} \geq A_{c,eff} \beta, \quad (A.23)$$

kde β je součinitel účinné šířky v důsledku smykového ochabnutí,
 κ je poměr definovaný vztahem uvedeným v tab. 3.1 v ČSN 1993-1-5,
 $A_{c,eff}$ je účinná plocha tlačného pásu zohledňující vliv lokálního a celkového boulení dána vztahem

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t, \quad (A.24)$$

kde ρ_c je součinitel celkového boulení pásu, který se stanoví podle 4.5.4 v ČSN EN 1993-1-5,
 $b_{edge,eff}$ je šířka okrajových částí tlačného průřezu, které jsou podepřené přilehlými stěnami hlavních nosníků,
 t je tloušťka plechu mostovky,

$A_{c,eff,loc}$ je účinná plocha tlačného průřezu všech výztuh a dílčích polí pásu pro lokální boulení, kromě okrajových částí se šířkou $b_{edge,eff}$, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,

$$A_{c,eff,loc} = A_{s\ell,eff} + \sum_{i=1}^n \rho_{loc,i} b_{c,loc,i} t, \quad (A.25)$$

kde $A_{s\ell,eff}$ je součet účinných průřezů všech podélných výztuh tlačného pásu stanovených podle 4.4 v ČSN EN 1993-1-5,
 $b_{c,loc}$ je šířka tlačné části dílčího pole pásu mezi podélnými výztuhami,

ρ_{loc} je součinitel boulení dílčího pole pásu, který se stanoví podle 4.4 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.45 Napjatost v podélných výztuhách tlačенých pásů vyztužených více než třemi podélnými výztuhami je možné stanovit s využitím analogie s tlačенým spojitým počátečně zakřiveným prutem.

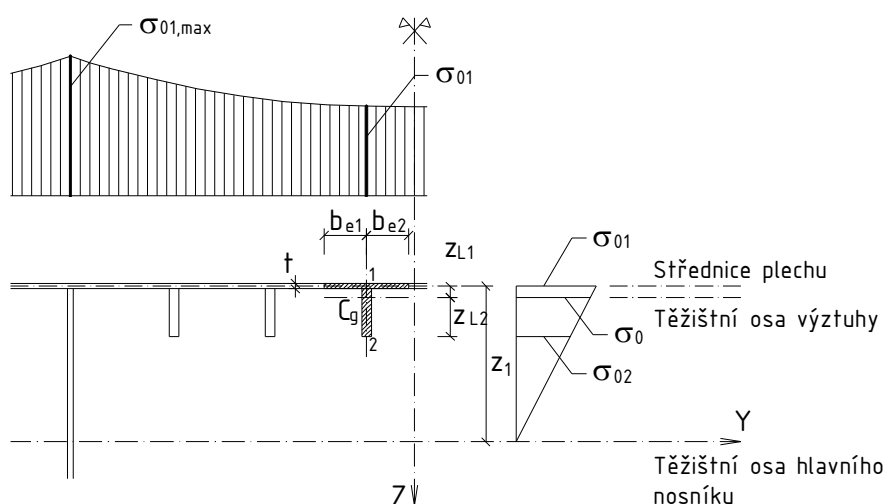
1. Ve vnitřní podélné výztuze nejbližší k podélné ose pásu

a) v střednici plechu

$$\sigma_1 = \sigma_{01} \left[1 + (1/\chi_{c1} - 1)(1 - z_{L1}/z_1) \right], \quad (A.26)$$

b) v dolních krajních vláknech podélné výztuhy

$$\sigma_2 = \sigma_{01} \left[1 - h_{st}/z_1 + (1/\chi_{c2} - 1)(1 - z_{L1}/z_1) \right]. \quad (A.27)$$



Obrázek A.2 - Výpočet napětí v podélných výztuhách tlačенého pásu

Ve vztazích (A.26) a (A.27) kromě symbolů uvedených v obrázku A.2 dále značí:

- h_{st} je výška podélné výztuhy měřená od střednice plechu,
 σ_{01} je normálové napětí v střednici plechu v místě ověřované podélné výztuhy vypočítané podle teorie 1. řádu na účinném průřezu nosné konstrukce (viz A.2.2.44) pro nejnižší zatížitelnost stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu s přihlédnutím k průběhu normálového napětí podle 3.2.2 v ČSN EN 1993-1-5,
 χ_{c1} je součinitel vzpěrnosti, který se stanoví podle 6.3.1.2 v ČSN EN 1993-1-1 pro míru imperfekce podle 4.5.3(5) v ČSN EN 1993-1-5,
 χ_{c2} je součinitel vzpěrnosti, který se stanoví podle 6.3.1.2 v ČSN EN 1993-1-1 pro míru imperfekce danou vztahem

$$\alpha_1 = 8820(e_0/a)(z_{L2}/a)\varepsilon^2\bar{\lambda}^2/(\bar{\lambda}-0,2), \quad (A.28)$$

- kde e_0 je amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy,
 a je vzdálenost příčných výztuh,
 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$,

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1,$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon,$$

$\lambda = a / i_L$ je štíhlost podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí pásového plechu o šířkách,

$$b_{e,i} = 0,5 \rho_{loc,i} b_{loc,i}, \quad (A.29)$$

i_L je poloměr setrvačnosti podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí $b_{e,i}$ pásového plechu stanovených podle vztahu (A.29).

Amplituda počátečního zakřivení e_0 ve vztahu (A.28) se může získat měřením na ověřované nosné konstrukci. Doporučuje se však uvažovat následující hodnoty:

$e_0 = a/1000$ pro ploché podélné výztuhy,

$e_0 = a/600$ pro svařované podélné výztuhy tvaru \perp a pro trapézové podélné výztuhy.

POZNÁMKA: Ve vzorcích (A.26) a (A.27) se tlaková napětí považují za kladná. Ve vztazích jsou uvedeny dva součinitele vzpěrnosti - χ_{c1} a χ_{c2} . Součinitel vzpěrnosti χ_{c1} zohledňuje kladné počáteční zakřivení podélné výztuhy směrem do nosné konstrukce, zatímco χ_{c2} se používá pro záporné vybočení podélné výztuhy směrem ven z nosné konstrukce. Zavedením kladných a záporných hodnot počátečních zakřivení podélných výztuh se sleduje zohlednění jejich spojitosti přes příčné výztuhy ortotropních mostovek.

V případě posouzení podélné výztuhy v místě montážního styku se vždy uvažuje s hodnotou počátečního zakřivení $e_0 = a/300$.

2. V krajní podélné výztuze nejbližší ke stěně hlavního nosníku

$$\sigma_j = \sigma_{0j,max} + \sigma_{0,max} (e_0 / a)(z_{Lj} / a) \lambda^2, \quad (A.30)$$

pro $j = 1, 2$

kde $\sigma_{0j,max}$, $\sigma_{0,max}$ jsou maximální hodnoty normálových napětí v tlačném páse podle obr. A.2 stanovené na účinném průřezu nosné konstrukce (viz A.2.2.44) pro nejnižší zatížitelnost určenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu.

Amplitudu počátečního zakřivení e_0 podélné výztuhy lze uvažovat následujícími hodnotami:

$e_0 = a/400$ pro $j = 1$ při pozitivním směru počátečního zakřivení pro všechny typy podélných výztuh,

$e_0 = -a/1000$ pro $j = 2$ při negativním směru počátečního zakřivení pro ploché podélné výztuhy,

$e_0 = -a/600$ pro $j = 2$ při negativním směru počátečního zakřivení pro svařované podélné výztuhy tvaru \perp a trapézové podélné výztuhy.

POZNÁMKA: Vztah (A.28) byl odvozen na modelu tlačného počátečně zakřiveného prutu podle teorie 1. řádu (bez vlivu vzpěru) vzhledem k podepření plechu stěnou hlavního nosníku. Při jeho vyčíslení je nutné respektovat uvedená znaménka amplitud počátečního zakřivení podélných výztuh a současně i znaménka výrazů z_{L1} , z_{L2} v souladu se znaménkovou konvencí podle obrázku A.2. Tedy vzdálenost z_{L1} se považuje za zápornou a z_{L2} má kladný smysl. Tlaková napětí se považují za kladná.

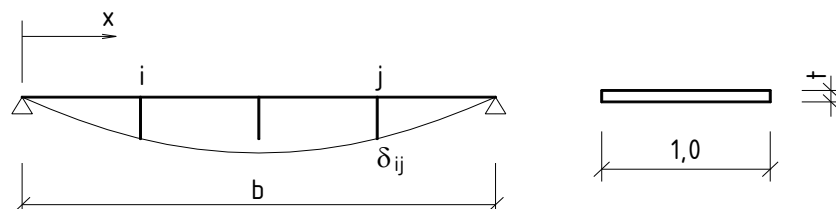
Do vztahu (A.28) se dosazují bezpečně maximální napětí v tlačném páse $\sigma_{01,max}$ v střednici plechu, $\sigma_{02,max}$ v úrovni dolních krajních vláken podélné výztuhy a $\sigma_{0,max}$ v úrovni těžištní osy podélné výztuhy. Při přesnějším výpočtu je možné tato napětí stanovit s přihlédnutím k průběhu normálového napětí podle 3.2.2 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.46 Napjatost v podélných výztuhách tlačných pásů vyztužených třemi a méně podélnými výztuhami je možné stanovit pomocí analogie s tlačným počátečně zakřiveným prutem na pružném podloží.

- a) Pérová konstanta pružného podloží pro i -tou podélnou výztuhu tlačného pásu vyztuženého třemi výztuhami se určí za pomoci výpočtového modelu z obrázku A.3 podle vztahu

$$k_i = 1 / \sum_{j=1}^m \delta_{ij}, \quad (\text{A.31})$$

kde δ_{ij} jsou souřadnice příčinkové čáry průhybu pásového plechu jednotkové šířky v místech „ i “ podélné výztuhy pro polohu jednotkové síly „ j “.



Obrázek - A.3 - Výpočtový model pro výpočet pérové konstanty

Pokud se nepočítá přesněji, lze kritické napětí podélné výztuhy stanovit pomocí vztahu

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} + \frac{k_i}{A_L} \left(\frac{a}{\pi} \right)^2, \quad (\text{A.32})$$

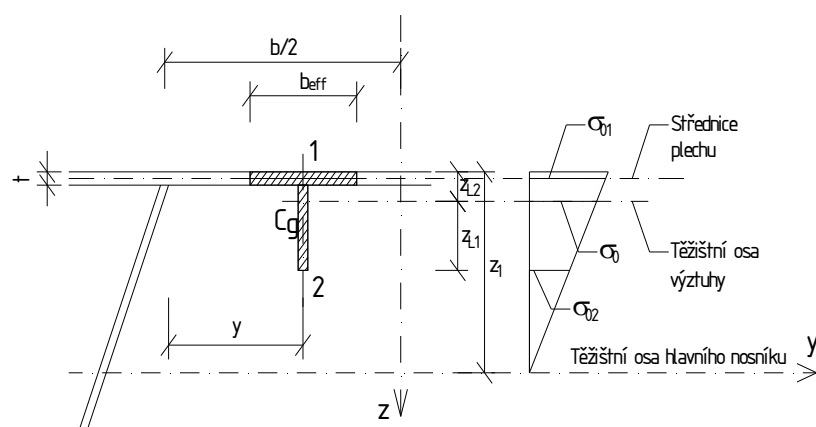
kde $\lambda = a / i_L$ je štíhlost podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí pásového plechu o šířkách stanovených podle vztahu (A.29),

$$A_L = A_{st} + \sum_{i=1}^2 b_{e,i} t, \quad (\text{A.33})$$

A_{st} je plná plocha příčného řezu podélné výztuhy.

Pérová konstanta pružného podloží pro i -tou podélnou výztuhu tlačného pásu vyztuženého dvěma výztuhami symetricky uspořádanými ve vzdálenosti y od stěn hlavních nosníků se určí ze vztahu

$$k_1 = \frac{\pi^4 E (1 + \alpha^2)^2 b t}{48 a^2 \alpha^2 \beta_f^2 (1 - \nu^2) \sin^2(\pi \eta)}. \quad (\text{A.34})$$



Obrázek A.4 - Tlačený pás vyztužený dvěma podélnými výztuhami

Kritické napětí podélné výztuhy definuje výraz

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left\{ 1 + \left[\frac{\lambda(1 + \alpha^2)}{\beta_f \alpha \sin(\pi \eta)} \right]^2 \frac{bt}{48(1 - \nu^2)A_L} \right\}, \quad (A.35)$$

kde $\alpha = a/b$, $\beta_f = b/t$, $\eta = y/b$. (A.36)

Napjatost v podélných výztuhách se stanoví pomocí vztahů:

a) v střednici plechu

$$\sigma_1 = \sigma_{01} - \frac{\pi^2 E}{4a^2} (f_0^2 + 2e_0 f_0 + 4z_{L1} f_0), \quad (A.37)$$

b) v dolních krajních vláknech podélné výztuhy

$$\sigma_2 = \sigma_{02} - \frac{\pi^2 E}{4a^2} (f_0^2 + 2e_0 f_0 + 4z_{L2} f_0), \quad (A.38)$$

kde $f_0 = e_0 \sigma_0 / (\sigma_{cr} - \sigma_0)$, (A.39)

e_0 je amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy, jejíž hodnota se určí zaměřením na ověřované nosné konstrukci, nebo se uvažují mezní hodnoty definované při vztahu (A.30).

POZNÁMKA: V rovnicích (A.37) a (A.38) se musí respektovat znaménka amplitud počátečního zakřivení podélných výztuh uvedených při vztahu (A.30) a současně i znaménka výrazů z_{L1} , z_{L2} v souladu se znaménkovou konvencí podle obrázku A.4. Tedy hodnota z_{L1} se považuje za zápornou a z_{L2} má kladný smysl.

Při výpočtu napětí ve střednici plechu pásu se do vztahu (A.37) dosadí za amplitudu počátečního zakřivení podélné výztuhy kladná hodnota $a/400$. Do vztahu (A.38) se dosazují záporné hodnoty amplitud počátečního zakřivení uvedené pod vztahem (A.30) podle typu výztuhy.

A.2.2.47 Pokud se nepostupuje přesněji, je možné celkovou napjatost podélných výztuh tlačných pásů, které jsou zatíženy i příčným zatížením, stanovit součtem:

- normálového napětí vyplývajícího z funkce pásu jako součásti hlavního nosného systému od zatížení hlavního nosného systému, které se stanoví podle vztahů (A.26), (A.27) a (A.30), případně postupem podle A.2.2.46 této přílohy,
- normálového napětí v průřezu podélné výztuhy s účinnou šířkou pásového plechu stanoveného podle 3.2 v ČSN EN 1993-1-5, zatížené příčným zatížením vyplývajícím z funkce pásu jako ortotropní mostovky.

A.2.2.48 Napjatost v podélných výztuhách tlačných pásů stanovená postupy podle A.2.2.45 až A.2.2.47 se ověří podle pevnostního kritéria

$$\sigma_j \leq f_{yd,r}, \quad \text{pro } j = 1, 2 \quad (A.40)$$

kde pro $\eta_3 \leq 0,5$ resp. $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$

$$f_{yd,r} = f_{yd} - \sigma_{m,Ed}, \quad (A.41)$$

pro $\eta_3 > 0,5$ resp. $\bar{\eta}_3 > 0,5$

$$f_{yd,r} = f_{yd} \left[(1 - \eta_3^2) \right]^{0,5} - \sigma_{m,Ed}, \quad \text{resp.} \quad f_{yd,r} = f_{yd} \left[(1 - \bar{\eta}_3^2) \right]^{0,5} - \sigma_{m,Ed}, \quad (A.42)$$

přičemž

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{f_{yd} / \sqrt{3}}, \quad \bar{\eta}_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}, \quad (\text{A.43})$$

kde τ_{Ed} je návrhová hodnota smykového napětí v tlačném pásu od ohybu a kroucení průřezu nosné konstrukce stanovená pro její nejnížší zatížitelnost z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu,

χ_w je součinitel boulení stěny při namáhání smykem, který se stanoví podle kapitoly 5 v ČSN EN 1993-1-5,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1},$$

$\sigma_{m,Ed}$ je návrhová hodnota normálového napětí v tlačném pásu od vodorovného ohybu a případné distorze příčného řezu nosné konstrukce stanovená pro její nejnížší zatížitelnost z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.49 Pokud napjatost σ_j ($j = 1, 2$) v podélných výztuhách splňuje kritérium (A.40), nevyžaduje se stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} podélných výztuh tlačného pásu. V opačném případě je nutné stanovit zatížitelnost podélných výztuh tlačných pásů podle zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu. V případě tlačných pásů vyztužených třemi a méně podélnými výztuhami se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{f_{yd,r} + \frac{\pi^2 E}{a^2} [(f_0^2 + 2f_0 e_0) / 4 + f_0 z_{Lj}] - \sigma_{rs,0,j}}{\sigma_{LM71,0,j}}, \quad (\text{A.44})$$

kde $\sigma_{LM71,0,j}$ jsou návrhové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných místech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí model zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$\sigma_{rs,0,j}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných místech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí ostatní zatížení působící současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

V případech jiných typů nosných konstrukcí s tlačnými ortotropními mostovkami (viz A.2.2.45) včetně tlačných pásů zatížených i příčným zatížením vyplývajícím z funkce pásu jako ortotropní mostovky, se doporučuje při určování zatížitelnosti podélných výztuh postupovat iterační formou výpočtu. Pokud stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} \leq 1,0$, postupuje se podle 4.7.7.

Výztuhy stěn a pásů nosníků

A.2.2.50 V přepočtu ocelové konstrukce stávajícího mostu se požaduje ověřit zajištění nepoddajného podepření stěn plnostěnných nosníků podle kap. 9 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.51 Minimální tuhost příčné výztuhy se stanoví podle 9.2.1 v ČSN EN 1993-1-5 při normálové napjatosti a podle 9.3.1 při smykové napjatosti. Pokud se přepočtem ocelové konstrukce stávajícího mostu prokáže nedostatečná tuhost příčných výztuh stěn, je třeba ověřit únosnost průřezu nosníku přesnějším postupem pomocí geometricky nelineární pružnostní analýzy (GNIA).

A.2.2.52 Pevnostní posouzení příčných výztuh stěn nosníků se provádí podle 9.4 v ČSN EN 1993-1-5. Účinný průřez příčné výztuhy se stanoví podle 9.1 v ČSN EN 1993-1-5. Osová síla N_{Ed} se přitom počítá pro nejnížší zatížitelnost nosníku Z_{LM71} stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosníku podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.53 Při pevnostním ověření tuhých koncových příčných výztuh stěn hlavních nosníků se uvažuje s účinkem zatížení podporovou reakcí. Vzpěrná únosnost příčné výztuhy pro vybočení z roviny stěny hlavního nosníku se stanoví podle 6.3.1 v ČSN EN 1993-1-1 s použitím křivky vzpěrné pevnosti c. Vzpěrná délka výztuhy se uvažuje hodnotou rovnou 75 % výšky vyztužené stěny nosníku.

Při pevnostním ověření mezilehlých příčných výztuh se osová síla ve výztuze N_{Ed} stanoví podle poznámky k 9.3.3 v ČSN EN 1993-1-5 pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} nosníku určenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu. Pokud příčná výztuha nesplňuje příslušná kritéria pevnostního ověření, je třeba stanovit její zatížitelnost iteračním postupem podle zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu.

A.2.2.54 Nepostupuje-li se přesněji, lze pevnostní ověření podélných výztuh tlačných pásů ocelových mostů s ortotropními mostovkami provést podle A.2.2.45 až A.2.2.49.

Únosnost spojů

A.2.2.55 Spoje prvků ocelových konstrukcí se v přepočtu stávajícího mostu ověřují podle ČSN EN 1993-1-8 s přihlédnutím k A.1 tohoto metodického pokynu.

A.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

A.2.3.1 Při stanovení zatížitelnosti s ohledem na únavovou životnost se vychází z podmínek spolehlivosti pro ověření únavové únosnosti (8.2) a (8.3) podle kap. 8 v ČSN EN 1993-1-9. Zatížitelnost Z_{LM71} s ohledem na únavovou životnost se pro namáhání pouze normálovými napětími, resp. pouze smykovými napětími, stanoví ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}, \quad \text{resp.} \quad Z_{LM71} = \frac{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}. \quad (\text{A.45})$$

Pro kombinaci **namáhání** se zatížitelnost Z_{LM71} s ohledem na únavovou životnost stanoví iterací z rovnice

$$Z_{LM71}^3 \cdot \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + Z_{LM71}^5 \cdot \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 = 1,0, \quad (\text{A.46})$$

kde $\Delta\sigma_{E2}$ ($\Delta\tau_{E2}$) je ekvivalentní rozkmit normálového (smykového) napětí v posuzovaném místě od účinků zjednodušeného modelu únavového zatížení podle 9.4.1 a 9.5.3, případně s přihlédnutím k 9.5.4 v ČSN EN 1993-2,

$\Delta\sigma_C$ ($\Delta\tau_C$) je charakteristická hodnota únavové pevnosti pro posuzovaný typ konstrukčního detailu,

γ_{Ff} je dílčí součinitel účinků únavového zatížení,

γ_{Mf} je dílčí součinitel únavové pevnosti.

A.2.3.2 Hodnoty dílčích součinitelů jsou následující:

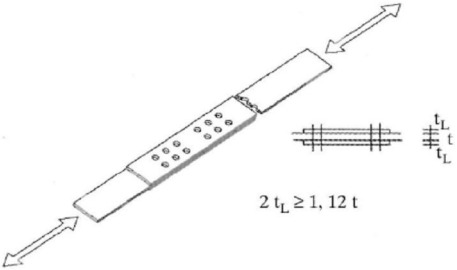
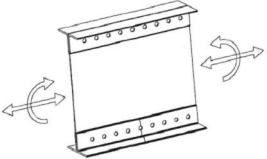

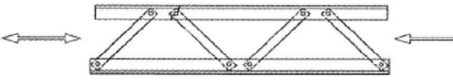
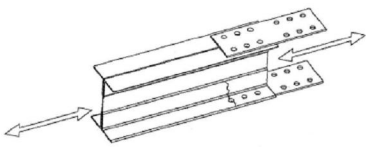
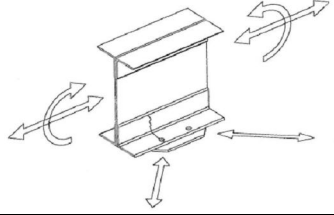
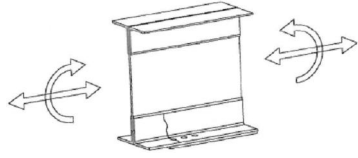
$$\gamma_{Ff} = 1,0,$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \quad \text{pro závažný důsledek porušení (hlavní nosná konstrukce),}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,0 \quad \text{pro mírný důsledek porušení (podružné konstrukce).}$$

A.2.3.3 Hodnoty únavové pevnosti $\Delta\sigma_C$ ($\Delta\tau_C$) pro počet kmitů $2 \cdot 10^6$ se určí v závislosti na typu posuzovaného konstrukčního detailu podle tabulky 8.1- 8.10 v ČSN EN 1993-1-9. Pro nýtované konstrukční detaily jsou doporučené hodnoty únavových pevností uvedeny v tabulce A.6, s přihlédnutím k minimální únosnosti v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu podle tabulky A.7.

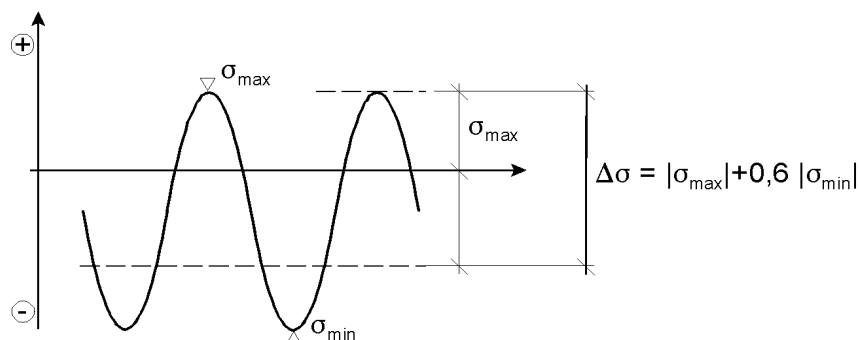
Tabulka A.6 - Nýtované konstrukční detaily

Únavová pevnost (MPa)	Konstrukční detail	Popis	Poznámky
$\Delta\sigma_C = 90$ (80) $m = 5$		Symetrický dvoustřížný spoj se dvěma příločkami - střední plechy v dvoustrížných spojkách se mají ověřit s $\Delta\sigma_C = 90$ MPa - pro příložky se použije $\Delta\sigma_C = 80$ MPa, (pokud $2t_L \geq 1,12t$, ověření příložek se nepožaduje)	Pokud je poměr mezi napětím v otlacení a napětím v oslabeném průřezu $\sigma_b/\sigma_{net} \geq 2,0$, sníží se únavová pevnost o 10 MPa, tj. $\Delta\sigma_C = 80$ (70 pro příložky)
$\Delta\sigma_C = 85$ $m = 5$		Souvislé spojení krčních úhelníků a stěny nosníku složeného průřezu.	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.5
		Souvislé spojení mezi pásnicí a krčními úhelníky nosníku složeného průřezu	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.5
$\Delta\sigma_C = 85$ $m = 5$		Členěné pruty s příhradovými spojkami namáhané tahem nebo tlakem	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.5
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Jednostřížný spoj s příločkami	Pokud je smyková síla od modelu zatížení 71 v nýtech nižší, než je minimální únosnost v prokluzu, může být použita $\Delta\sigma_C = 85$
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$	—	Všechny případy, pro které se normálně použije $\Delta\sigma_C = 85$, pokud je překročena minimální únosnost v prokluzu	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu přesahuje minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.5
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Oblast připojení postranního výztužného prvku na tažené přírubě nosníku	Pokud je při výpočtu působícího rozkmitu napětí uvažován ztužující účinek postranního výztužného prvku, může být použito $\Delta\sigma_C = 85$
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Okraj pásnice připojené k pásovým úhelníkům	Pokud je vypočítaná smyková síla v nýtech nižší, než je minimální únosnost v prokluzu, může být použita $\Delta\sigma_C = 85$

Tabulka A.7 - Minimální únosnost v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu

Nýtovací technika a počet nýtů v spoji	Minimální hodnota únosnosti v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu (kN)
Neznámá technika nýtování nebo nýtování ruční nebo pomocí pneumatického kladiva, $n < 15$ nýtů, nýty ze svařkového železa nebo měkké oceli (11 343)	12
Nýtování pomocí pneumatického kladiva, $n > 15$ nýtů, nýty ze svařkového železa nebo měkké oceli (11 343)	15
Nýtování pomocí kliky, nýty ze svařkového železa nebo měkké oceli (11 343)	25

A.2.3.4 V nesvařovaných detailech nebo v detailech s relaxačně žíhanými svarovými spoji lze zohlednit vliv středního napětí na únavovou pevnost stanovením sníženého ekvivalentního rozkmitu napětí $\Delta\sigma_{E,2}$, pokud je část kmitu nebo celý kmit napětí v tlaku. V tom případě lze referenční rozkmit napětí vypočítat sečtením tahové části rozkmitu napětí a 60 % tlakové části rozkmitu napětí (viz obrázek A.5).



Obrázek A.5 - Úprava rozkmitu napětí pro nesvařované nebo relaxačně žíhané svařované detaily

A.2.3.5 V případě, že zatížitelnost stanovená z rovnic (A.45) nebo (A.46) nevyhoví z hlediska přechodnosti provozního zatížení, je možno před přijetím některého z opatření v 4.7.13 tohoto metodického pokynu alternativně ověřit únavovou únosnost přesněji pomocí spektra rozkmitů napětí podle 4.7.11 tohoto metodického pokynu.

A.2.4 Mezní stavy použitelnosti

A.2.4.1 Napětí a deformace v mezním stavu použitelnosti se mají určovat pomocí lineární pružnostní analýzy s použitím průřezových charakteristik zohledňujících vliv smykového ochabnutí podle 3.2.1 v ČSN EN 1993-1-5. Vliv boulení štíhlých stěn a pásů lze zanedbat.

A.2.4.2 Pokud se při přepočtu ocelové konstrukce mostu v mezních stavech únosnosti použily pružné únosnosti průřezů nosných prvků, ověření kritéria omezení pružných napětí průřezů a prvků ocelové konstrukce mostu se nevyžaduje.

A.2.4.3 V případě svařovaných kompaktních průřezů třídy 1 a 2, u kterých se pro výpočet zatížitelnosti v mezním stavu únosnosti využila jejich plastická únosnost, je nutné ověřit jejich pružné chování v mezním stavu použitelnosti, tj. ověřit zda jmenovitá napětí $\sigma_{Ed,ser}$ a $\tau_{Ed,ser}$ od charakteristických kombinací zatížení vyhovují podmínkám spolehlivosti podle 7.3 v ČSN EN 1993-2.

Tam, kde je to podstatné, mají tato posouzení zahrnout i napětí σ_z od lokálních příčných zatížení podle ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví obdobným postupem jako v případě průřezů třídy 3 v mezním stavu únosnosti, tj. podle A.2.2.11 z rovnice (A.7) a A.2.2.14 z rovnice (A.15) s tím rozdílem, že namísto návrhových hodnot vnitřních sil ve vztazích (A.8), (A.9), (A.12) a (A.13), resp. návrhových hodnot napětí ve vztazích (A.17) a (A.18) se použijí hodnoty stanovené s dílčími součiniteli účinků zatížení $\gamma_{F,i,ser} = 1,00$ a příslušné únosnosti v těchto vztazích se stanoví s hodnotami dílčích součinitelů $\gamma_{M,i,ser} = 1,00$.

A.2.4.4 Při štíhlých průřezích je třeba kontrolovat štíhlosti nevyztužených i vyztužených stěn průřezů, aby se zabránilo nadměrnému dýchání, které může vyvolat únavový lom v okolí připoje stěny k pásnici. Dýchání stěn lze zanedbat u stěnových panelů bez podélných výztuh nebo dílčích polí vyztužených stěn, pokud jejich štíhlost vyhovuje podmínce uvedené v 7.4 v ČSN EN 1993-2. V případě nesplnění tohoto kritéria je nutné stanovit zatížitelnost Z_{LM71} průřezu vzhledem k omezení dýchání štíhlých stěn podle 7.4 v ČSN EN 1993-2 a zásad určování zatížitelnosti podle 4.7 tohoto metodického pokynu. Přechodnost provozního zatížení se pro tento případ nevyhodnocuje.

A.2.4.5 Při ověřování mezního stavu překročení mezních přetvoření nosné konstrukce se postupuje obecně podle 4.7.16 tohoto metodického pokynu. V případě stávajících ocelových mostů s prvkovými mostovkami se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví pouze z kritéria mezního stavu překročení svislého průhybu hlavních nosníků ze vztahu (4.5). Svislý průhyb hlavních nosníků se stanoví pro svislé účinky zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ a s dílčím součinitelem účinků zatížení $\gamma_{F,ser} = 1,0$, včetně dynamických vlivů zohledněných podle 4.3.14 tohoto metodického pokynu. Při výpočtu průhybu se zohledňuje vliv normálových i smykových napětí.

A.2.4.6 U ocelových mostů s průběžným kolejovým ložem se požaduje při posouzení mezního stavu překročení mezních přetvoření nosné konstrukce ověřit kritéria mezních stavů použitelnosti uvedených v 4.7.17.

A.2.4.7 Průhyby a pootočení vyvolaná stálými zatíženími se zohledňují pouze tehdy, pokud nejsou eliminována nadvýšením. Ověření skutečného stavu se doporučuje zjistit zaměřením výškové polohy jízdní dráhy.

PŘÍLOHA B - Spřažené ocelobetonové mosty

B.1 Vlastnosti materiálů

B.1.1 Vlastnosti použitých materiálů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se určují:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

B.1.2 Pro materiálové vlastnosti konstrukčních ocelí a jejich dílčí součinitele platí ustanovení A.1 v příloze A tohoto metodického pokynu.

B.1.3 Pro materiálové vlastnosti betonu, betonářské a předpínací výztuže a jejich příslušné dílčí součinitele spolehlivosti platí ustanovení části C.1 přílohy C tohoto metodického pokynu.

B.1.4 Eurokód 4 nezahrnuje spřažené konstrukce, ve kterých je použitý beton pevnostní třídy nižší než C20/25 a LC20/22 nebo vyšší než C60/75 a LC60/66. Současně jeho ustanovení platí jen pro konstrukční oceli s nominální mezí kluzu do 460 MPa. V případě mostů, ve kterých je použitý beton nižších pevnostních tříd, než je uvedená dolní hranice, se doporučuje počítat nosnou konstrukci jako nespřaženou. V případech betonů vyšších pevnostních tříd nebo konstrukčních ocelí vyšších pevností než jsou uvedené horní hranice, je možné aplikovat zásady této přílohy B při zvažování důsledků použití příslušných postupů podle ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty.

B.1.5 Charakteristické hodnoty pevnosti materiálu spřahovacích trnů se uvažují podle ČSN EN ISO 13918 Svařování - Svorníky a keramické kroužky pro obloukové přivařování svorníků. V případě, že nejsou známy vlastnosti materiálu trnů nebo jsou pochybnosti o jeho kvalitě, je možné uvažovat při přepočtu spřažené nosné konstrukce, že materiál trnů má stejné vlastnosti jako základní materiál ocelového prvku, na němž jsou trny navařeny.

B.1.6 Materiálové vlastnosti jiných typů spřahovacích prvků, jako jsou dříve používané blokové zarážky, odřezky válcovaných profilů, smyčky z betonářské oceli a jejich kombinace, jakož i novějších spřahovacích lišt, se určují s využitím příslušných ustanovení v A.1 přílohy A, resp. v C.1 přílohy C podle použitého typu.

B.1.7 Dílčí součinitel únosnosti spřažení lze uvažovat hodnotou $\gamma_V = 1,25$ bez ohledu na plánovanou zbytkovou životnost mostu.

B.1.8 Pokud v případě trámových mostů neexistuje žádná dokumentace, postupuje se následovně:

- a) jsou-li pochybnosti, zda se jedná o spřaženou konstrukci (např. tomu nenasvědčují rozměry horní a dolní pásnice, případné odstupňování průřezu podél mostu, nebo jsou známy výsledky měření průhybu z minulosti apod.), určuje se zatížitelnost jako v případě ocelové konstrukce se železobetonovou nespřaženou deskou mostovky a platí tedy příslušná ustanovení příloh A a C;
- b) nejsou-li pochybnosti, zda se jedná o spřaženou konstrukci, jenom typ a rozložení spřahovacích prvků není znám, postupuje se alternativně:
 - b1) typ spřahovacích prvků se zjistí na základě diagnostického průzkumu s využitím příslušných metod technické diagnostiky,

- b2) v analýze se uvažuje blíže nespecifikované plné spřažení, jehož uspořádání umožňuje stanovit pružnou návrhovou únosnost spřaženého průřezu bez možnosti aplikace plastické únosnosti.

B.2 Přepočet stávajících spřažených ocelobetonových mostů

B.2.1 Globální analýza

B.2.1.1 Pokud se v specifických případech podle 5.4.3 v ČSN EN 1994-2 neaplikuje nelineární globální analýza, stanoví se odezva nosné konstrukce na zatížení lineární pružnostní globální analýzou. Lineární pružnostní globální analýza s ohraničenou redistribucí ani tuho-plastická globální analýza se u spřažených ocelobetonových nosných konstrukcí nepřipouští.

B.2.1.2 Mají se upřednostňovat výpočtové modely, které zohledňují deskové působení spřažené desky.

Trámové mosty

B.2.1.3 Spřaženou desku se doporučuje modelovat plošnými prvky. Ocelové části spřažené nosné konstrukce je možné modelovat prutovými prvky se zohledněním příslušných excentricit. Aproximace ocelových průřezů pomocí plošných prvků se nevylučuje.

B.2.1.4 Jako alternativu k B.2.1.3 lze uplatnit roštovou náhradu spřažené nosné konstrukce.

B.2.1.5 Prutové modely samostatných nosníků s účinnou částí spřažené desky lze využít pro globální analýzu pouze v případě mostů, jejichž šikmost všech os uložení je alespoň 75°.

POZNÁMKA: Definice šikmosti mostů je uvažována podle 5.12 v ČSN 73 6200.

B.2.1.6 Pokud se použijí zjednodušené modely podle B.2.1.5, má se co nejvěrněji zohlednit příčný roznos zatížení na jednotlivé nosníky. V případě prostých nosníků, kdy je příčný roznos mezi nosníky zabezpečen kromě mostovkové desky i doplňujícími příčnými tužidly alespoň ve čtvrtinách rozpětí, lze při zjednodušené analýze podle B.2.1.5 předpokládat tuhý příčný roznos v rámci příčného řezu nosné konstrukce.

B.2.1.7 V globální analýze nosné konstrukce je nutno zohlednit vliv smykového ochabnutí, a to jak v betonových spřažených deskách, tak i v případě širokých ocelových pásů. Při spřažené desce se postupuje v souladu s 5.4.1.2 v ČSN EN 1994-2. Smykové ochabnutí ocelových pásů se zohledňuje podle 3.2 a 3.3 v ČSN EN 1993-1-5.

B.2.1.8 Pokud se nepočítá přesněji, má se vliv trhlin v betonové desce v globální analýze zohlednit podle 5.4.2.3 v ČSN EN 1994-2.

B.2.1.9 K zohlednění změny tuhosti vlivem trhlin a tahového zpevnění betonu lze alternativně využít i metodu modelování změny tuhosti přidavnými spojitými přetvořeními.

POZNÁMKA: Lze použít například metodu, která využívá běžnou funkci výpočetních softwarů pro globální analýzu konstrukcí umožňující zadávání zatížení v podobě spojitých přetvoření. V případě trhlin v betonové desce spřažených trámů se jedná o spojitá posunutí a pootočení v betonové desce nebo, pracuje-li s prutovým spřaženým průřezem, o spojitá pootočení spřaženého průřezu ω (proto se někdy používá název ω -metoda). Metoda vychází z postulátu, že změnu tuhosti lze na prvku s neměnnou tuhostí nahradit vnitřními přetvořeními, které způsobí takové přidavné deformace konstrukce, aby výsledná deformace byla stejná jako u prvku s proměnnou tuhostí. Tedy například, v případě zohlednění změny tuhosti vlivem trhlin v betonové desce se spřažená nosná konstrukce modelovaná jako rošt s podélnými pruty se spřaženými průřezy může analyzovat následovně:

1. V prvním kroku proběhne globální analýza nosné konstrukce bez vlivu trhlin a zjistí se skutečný rozsah, kde dochází k porušení desky trhlínami při posuzované kombinaci zatížení (tedy, kde je

snížená tuhost desky resp. ohybová tuhost spřaženého nosníku). Ze změny ohybové tuhosti lze vyčíslit jaká velikost spojitých pootočení se má na konstrukci aplikovat.

2. Po zadání tohoto "přídavného zatížení" lze ve druhém kroku vypočítat odezvu konstrukce na tento zatěžovací stav. V případě prostého nosníku dochází jen k nárůstu průhybu. V případě spojitých trámů se toto zatížení projeví kromě deformací konstrukce také vznikem přídavných vnitřních sil, které reflektují odezvu staticky neurčitých vazeb.
3. Tento postup by měl být opakován, jelikož další iterace upřesní rozsah oblasti narušené trhlinami již s vlivem dodatečných vnitřních sil z druhého kroku výpočtu. V případě běžných trémových mostů je však využití iterace ke zpřesňování výsledků neúměrně náročné v porovnání s výsledným efektem.

B.2.1.10 Hlavní reologické změny betonu - dotvarování a smršťování se mají zohlednit při přepočtu podle 5.4.2.2 v ČSN EN 1994-2. Obecně lze aplikovat metodu využívající poměr modulů pružnosti betonu.

B.2.1.11 Dotvarování a smršťování betonu se nemusí zohledňovat pouze v případech určování zatížitelnosti z plastické únosnosti spřažených průřezů nosné konstrukce (kromě mezního stavu únavy), jejíž všechny průřezy jsou třídy 1 nebo 2. Pro mezní stavy použitelnosti i mezní stav únavy se však požaduje účinky dotvarování resp. smršťování brát v úvahu podle příslušných ustanovení v ČSN EN 1994-2.

B.2.1.12 V případě staticky neurčitých soustav je nutno zohlednit i sekundární (druhotné) účinky dotvarování a smršťování betonu. Pokud se nepoužije přesnější postup, mají se tyto účinky vyšetřovat:

- buď jako odezva nosné konstrukce na nárůst vnitřních sil ve staticky neurčitých vazbách, které brání deformacím od primárních účinků,
- nebo pomocí metody modelování zatížení spojitými přetvořeními, způsobenými primárními účinky dotvarování a smršťování.

POZNÁMKA 1: V případě zohlednění reologických změn, které je možné vyjádřit přetvořeními, lze využít metodu, která byla blíže popsána v B.2.1.9. Použití metody je uvedeno opět na příkladu z B.2.1.9, kdy jsou spřažené nosníky modelovány pruty (například v roštovém modelu nosné konstrukce). V případě zohlednění dotvarování v betonové desce se spřažená nosná konstrukce může analyzovat následovně:

1. V prvním kroku se na základě výsledků pružnostní globální analýzy stanoví tzv. primární účinky dotvarování, které jsou definovány jako změna napjatosti (přeskupení napětí) v rámci jednotlivých průřezů. Jelikož se jedná o účinky stálého zatížení, nemusí se brát v úvahu variabilita proměnného zatížení v kombinacích. Dotvarování představuje změnu přetvoření betonu, často nahrazenou změnou modulu pružnosti betonu. Dochází tedy k fiktivní změně ohybové tuhosti. Ze změny tuhosti lze vyčíslit, jaká velikost spojitých pootočení se má na nosnou konstrukci aplikovat.
2. Po zadání "přídavného zatížení" se postupuje v dalších krocích podle B.2.1.9.

Vliv sekundárních účinků smršťování je možné zohlednit podobným způsobem.

POZNÁMKA 2: Sekundární účinky dotvarování jsou významné u staticky neurčitých mostů v případech, kdy je nosná konstrukce dlouhodobě ovlivněna deformačním impulsem. Jedná se tedy zejména o případy dlouhodobého sedání podpěr, případně i účinky montážních postupů využívajících výškovou manipulaci mezilehlých podpěr za účelem vnášení tlakových rezerv do spřažené desky. V ostatních případech je možné sekundární účinky dotvarování (nikoli však smršťování) při přepočtech zanedbat.

B.2.1.13 Požaduje se zohlednit rozdílné dotvarování a smršťování betonu různě starých částí. Při absenci veškerých údajů, nebo v případech, kdy jsou rozdíly v reologických změnách různě starých částí marginální, lze zjednodušeně uvažovat jednotné stáří betonu.

B.2.1.14 Nejsou-li známá doporučení z dokumentace mostního objektu pro postup betonování desky, ošetřování betonu a pro časovou následnost výstavby a nejsou-li k dispozici ani údaje o technologických postupech v době výstavby, případně údaje ze směrnic pro betonáž a zpracování betonu platných v době návrhu mostu, odhad časových návazností výstavby musí zvážit zpracovatel přepočtu. Jako doporučené hodnoty lze v těchto případech

uvažovat 1 den pro ošetřování betonu po betonáži a stáří betonu 28 dní při vnesení všech stálých zatížení způsobujících dotvarování betonu.

B.2.1.15 Pokud není zřejmé, jakým způsobem proběhla výstavba betonových částí spřažených průřezů, má se při globální analýze předpokládat, že byla během výstavby aplikována betonáž bez mezilehlého podepření i betonáž na skruži. Rozhoduje pak nižší hodnota zatížitelností z takto provedených globálních analýz a ověření únosností.

B.2.1.16 Jestliže se v nosné konstrukci nachází prutový tažený prvek složený z konstrukční oceli a betonu (závěsy, táhla, tažené diagonály v spřažených příhradových trámech apod.), má se v globální analýze zohlednit jeho nelineární působení v souladu s 5.4.2.8 v ČSN EN 1994-2. V běžných případech spřažených trámových (plnostěnných i příhradových) a obloukových mostů lze vliv tahového zpevnění a smršťování těchto prvků zohlednit zjednodušeně:

- a) postupem podle 5.4.2.8(6) v ČSN EN 1994-2 v případě tažené betonové (železobetonové) části prutu působící spolu s taženým ocelovým prvkem navzájem spojených na koncích,
- b) postupem podle 5.4.2.8(7) v ČSN EN 1994-2 v případě tažených spřažených ocelobetonových prutových prvků.

B.2.1.17 V případě, že je použita prefabrikovaná mostovka nebo prefabrikované desky tvoří jen část desky mostovky spolupůsobící s nadbetonováním provedeným na staveništi, je třeba toto při přepočtu zohlednit. Do výpočtového modelu je tak nezbytné zahrnout, do jaké míry jsou styky těchto prefabrikovaných částí schopny přenášet tlaková a tahová namáhání. Při absenci veškerých údajů je možné uvažovat jednotný věk betonu prefabrikátu i monolitické části.

B.2.1.18 Pro určování zatížitelnosti z mezního stavu únavy a mezních stavů použitelnosti se mají vnitřní síly stanovit vždy pružnostní globální analýzou zohledňující následující vlivy, jsou-li významné:

- smykové ochabnutí,
- dotvarování a smršťování betonu,
- trhliny v betonu a tahové zpevnění betonu,
- postup výstavby a změny statického působení i s časovou následností,
- prokluz smykového spojení,
- nepružné chování oceli a betonu, pokud k němu dojde,
- vliv deplanace v důsledku kroucení a případné distorze.

Další doporučení jsou uvedena v 7.2.1 v ČSN EN 1994-2. V případě významnějších geometrických imperfekcí nosné konstrukce, které mohou podstatně ovlivnit její napjatost, je třeba provést pružnostní geometricky nelineární analýzu (GNIA).

Mosty se zabetonovanými ocelovými nosníky

B.2.1.19 Při rozhodování, zda lze konstrukci mostu se zabetonovanými nosníky považovat za spřaženou ve smyslu ČSN EN 1994-2 nebo nikoli, se má vycházet z běžně předpokládaných teoretických předpokladů o spřažení ocelobetonových průřezů, jakými jsou uspořádání příčného řezu (rozteče nosníků, minimální obetonování, tvar zabetonovaných nosníků atd.) a způsob zabezpečení dostatečného spolupůsobení betonu s ocelovými nosníky.

POZNÁMKA: Lze využít kritéria definována návrhovým předpisem MVL 511.

B.2.1.20 Protože mosty jsou dynamicky namáhané konstrukce, hlavní podmínky spolupůsobení jsou definovány následovně:

- a) plastická neutrální osa spřaženého průřezu má probíhat ocelovým nosníkem;
- b) v tlačené zóně oceli má být zabezpečeno spolupůsobení s betonem:

- buď samosvěrným efektem betonu v tlačené zóně průřezu, k němuž dochází, je-li horní pásnice průřezu celá v tlačené zóně betonu (zabetonované obrácené T-průřezy a v mnoha případech i zabetonované kolejnice nesplňují tyto požadavky),
- nebo prvky spřažení v ostatních případech,
- c) v tažené zóně betonu má probíhat příčná ocelová výztuž přes otvory v zabetonovaných ocelových prvcích.

B.2.1.21 V případě chybějící dokumentace nebo nedostatečných údajů pro ověření kritérií v B.2.1.19 a B.2.1.20 se má postupovat na základě roku realizace mostu a předpokladu, že byl navržen podle návrhového předpisu platného v době návrhu. Je možné tedy uvážit následující časové úseky:

- a) Stávající nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky (nebo kolejnicemi) postavené před rokem 1939 se posuzují jako konstrukce ocelové, v kterých beton tvoří pouze roznášecí výplň, jež se nepovažuje za nosnou v podélném směru. Při určování zatížitelnosti těchto mostů se postupuje podle přílohy A tohoto metodického pokynu s tím, že betonovou výplň je zajištěna stabilita tvaru ocelových nosníků případně kolejnic. Pro roznos zatížení lze využít roznášecí šířky podle B.2.1.27 a B.2.1.28.
- b) U stávajících nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky (nebo kolejnicemi) postavených v období od roku 1939 do roku 1971 se předpokládá, že byly navrženy podle zásad normálních plánů „USS Nosné konstrukce ze zabetonovaných válených nosníků, Np 54s až 57s“ (1939). Předpokládá se, že jejich působení je podobné jako u železobetonových konstrukcí, ovšem bez možnosti plastizace na straně oceli či betonu. Při určování zatížitelnosti těchto nosných konstrukcí se může postupovat podle této přílohy B s tím, že se v mezních stavech únosnosti využije jen pružná ohybová únosnost spřaženého průřezu bez možnosti využití plastické rezervy. Aplikují se zásady z ČSN EN 1994-2 platné pro spřažený průřez s ocelovým průřezem třídy 3 bez ohledu na jeho skutečné zatřídění.
- c) Pro stávající nosné konstrukce zhotovené po roku 1971, resp. 1981 lze předpokládat, že splňují požadavky zásad tehdejší směrnice „Železniční deskové mostní konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky - Předběžné směrnice pro návrh a provádění“ (1971), resp. požadavky zásad směrnice „Ocelobetonové nosné konstrukce železničních mostů - Směrnice pro návrh a provádění“ (1981). Při přepočtu těchto nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky se globální analýza a posouzení únosnosti provádí podle ČSN EN 1994-2 a zatížitelnost Z_{LM71} se určuje plně s využitím příslušných ustanovení této přílohy B.

B.2.1.22 Jako doporučené modely lze pro globální analýzu stávajících nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky využít modely ortotropní desky, modely desky se zabudovanými žebry, případně jejich kombinace.

B.2.1.23 Alternativně k B.2.1.22 lze pro globální analýzu mostů se zabetonovanými nosníky využít jejich aproximaci roštovým modelem s pruty s rozdílnou ohybovou a torzní tuhostí v podélném a příčném směru.

POZNÁMKA: Zásady pro vytváření těchto modelů lze nalézt v 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2 a také v návrhovém předpisu MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky (2005).

B.2.1.24 V případě, kdy lze zanedbat deskové působení nosné konstrukce a šikmost mostu je u všech os uložení alespoň 75° a více, je možné u nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky aplikovat zjednodušenou globální analýzu pomocí prutových modelů jednotlivých spřažených nosníků s účinnou částí desky.

POZNÁMKA: Definice šikmosti mostů je uvažována podle 5.12 v ČSN 73 6200.

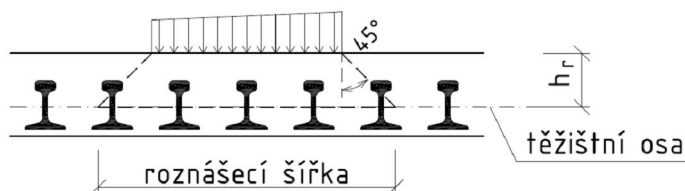
B.2.1.25 Využijí-li se zjednodušené modely podle B.2.1.24, má se co nejvěrněji zohlednit příčný roznos zatížení na jednotlivé nosníky.

B.2.1.26 Nepočítá-li se přesněji, lze pro roznos zatížení využít metodu roznášecí šířky podle B.2.1.27 a B.2.1.28, přičemž se nosníky ležící mimo roznášecí šířku do únosnosti konzervativně nezapočítávají. Konzervativnost této metody vzrůstá se šířkou nosné konstrukce. Pro široké stávající deskové konstrukce (například dvou- a více kolejné mosty) se má proto postupovat podle B.2.1.22 resp. B.2.1.23.

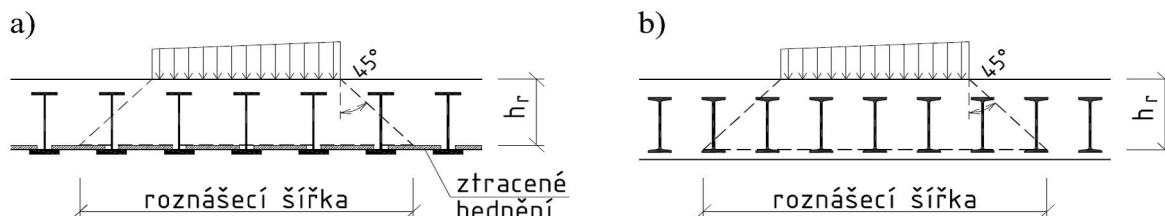
POZNÁMKA: Pro zásady výpočtu metodou roznášecí šířky viz též postup uvedený v MVL 511.

B.2.1.27 Při výpočtu roznášecí šířky se předpokládá spojitě rovnoměrné nebo lichoběžníkové zatížení působící na horní plochu betonu nosné konstrukce. Toto zatížení pod kolejovým ložem se dále rozkládá pod úhlem 45° v rámci tloušťky roznášecí vrstvy, která se bere následovně:

- a) pro mosty, kde není možné určit dolní příčnou výztuž procházející otvory v zabetonovaných nosnících, se uvažuje tloušťka roznášecí vrstvy pouze po těžištní ose zabetonovaných nosníků podle obrázku B.1. Pokud jsou pochybnosti o poloze těžištní osy ocelových profilů, může se konzervativně za roznášecí vrstvu považovat poloviční tloušťka desky,
- b) pro mosty s dolní příčnou výztuží procházející otvory v zabetonovaných nosnících se tloušťka roznášecí vrstvy může uvažovat jako:
 - tloušťka betonové desky, obvykle brána jako vzdálenost od povrchu betonu po horní plochu ztraceného bednění, je-li příčný řez konstrukčně řešen podle obrázku B.2 a),
 - vzdálenost od povrchu betonu po horní plochu dolních pásnic zabetonovaných ocelových nosníků, jedná-li se o příčný řez s obetonovanými dolními pásnicemi podle obrázku B.2 b).



Obrázek B.1 - Roznášecí šířky pro nosné konstrukce bez dolní příčné výztuže



Obrázek B.2 - Roznášecí šířky pro nosné konstrukce s dolní příčnou výztuží procházející otvory v zabetonovaných nosnících

B.2.1.28 Hodnota roznášecí šířky určené podle B.2.1.27 se musí redukovat v následujících případech:

- a) pokud roznášecí šířka přesahuje líc nosné konstrukce, uvažuje se její hodnota pouze po tuto lícní plochu (okraj desky),

- b) pokud se u více kolejných mostů překrývají roznášecí šířky dvou sousedních kolejí, bere se roznášecí šířka pouze do poloviny osově vzdálenosti sousedních kolejí,
- c) pokud se na nosné konstrukci vyskytují podélné trhliny od příčného ohybu, jejichž rozsah prokazatelně ovlivňuje roznos zatížení.

B.2.1.29 Pokud se nepočítá přesněji, mohou se v globální analýze mostů se zabetonovanými nosníky aplikovat následující postupy a zjednodušení:

- vliv prokluzu mezi betonem a ocelí je možné zanedbat,
- vliv smykového ochabnutí lze zanedbat,
- lze zanedbat redistribuci vnitřních sil následkem trhlin,
- u mostů s kolejovým ložem se nemusí zohledňovat vliv teplotního rozdílu nebo teplotního gradientu na nosnou konstrukci,
- zanedbává se příspěvek bednění podepřeného ocelovými nosníky, které se po zabetonování stalo součástí nosné konstrukce, kromě případů, kdy toto bednění svými rozměry a případně reologickými vlastnostmi výrazně ovlivňuje redistribuci napětí v průřezu,
- ve výpočtu se musí respektovat etapy výstavby v případech a podle postupů, které jsou uvedeny v B.2.1.13 a B.2.1.15,
- v případě spojitých mostů lze využít v mezních stavech únosnosti (nikoli při únavě) redistribuci nadpodporových ohybových momentů podle 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2,
- při zjišťování deformací a pro ověření dynamického chování se může zjednodušeně uvažovat s tuhostí zabetonovaných nosníků stanovenou na základě momentu setrvačnosti získaného jako průměrná hodnota z momentů setrvačnosti spráženého průřezu bez trhlin a s trhlínami podle 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.1.30 Účinky dotvarování betonu je nutné vzít v úvahu při určování zatížitelnosti z mezních stavů použitelnosti i z mezních stavů únavy. Mohou se aplikovat doporučení pro trémové mosty uvedené v B.2.1.10 až B.2.1.14 této přílohy.

B.2.1.31 Podobně se požaduje v souladu s B.2.1.10 až B.2.1.14 zohlednit účinky smršťování betonu, jedná-li se o zatížitelnost Z_{LM71} určenou z:

- pružného působení spráženého průřezu (omezení pružných napětí) v mezním stavu použitelnosti,
- mezních stavů únavy v podélném směru.

POZNÁMKA: ČSN EN 1994-2 uvádí v 5.4.2.9(6), že účinky smršťování betonu se mohou v případě globální analýzy mostů se zabetonovanými nosníky zanedbat. V 6.3.2(1) v ČSN EN 1994-2 se však uvádí, že při ověřování mezních stavů použitelnosti se má postupovat plně v souladu s kapitolou 7 v ČSN EN 1994-2, kde se požaduje podle 7.2.1(1) vliv smršťování betonu zohlednit. Rovněž i výpočet napětí v mezních stavech únavy se má řídit ustanoveními 7.2.1 v ČSN EN 1994-2. Výpočty při návrzích mostů této koncepce poukazují na nezanedbatelná napětí v ocelových průřezích způsobená účinky smršťování betonu.

B.2.2 Mezní stavy únosnosti

B.2.2.1 U stávajících sprážených ocelobetonových nosných konstrukcí se požaduje ověření následujících únosností, resp. určení příslušné zatížitelnosti Z_{LM71} z:

- a) únosnosti sprážených průřezů včetně únavy,
- b) únosnosti sprážených prvků následkem ztráty stability tvaru,
- c) únosnosti nespřážených ocelových průřezů a prvků (ztužidla apod.),
- d) únosnosti betonových prvků včetně únavy,
- e) únosnosti spráhovacích prvků včetně únavy.

B.2.2.2 Klasifikace ocelových částí spráženého průřezu se provádí v souladu s 5.5.1 a 5.5.2 v ČSN EN 1994-2 a tam uvedených odkazů.

Trámové nosné konstrukce a nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky

B.2.2.3 V případech určování zatížitelnosti Z_{LM71} z plastických únosností spřažených průřezů nosné konstrukce se mohou zanedbat účinky reologie betonu i postupy výstavby. Není-li uvedeno jinak, mají se při určování zatížitelnosti v ostatních případech respektovat jak stavební postupy, tak i účinky reologie betonu.

B.2.2.4 Pokud není použito předpětí pomocí předpínací výztuže, stanoví se zatížitelnost Z_{LM71} průřezů třídy 1 a 2 z ohybové tuho-plastické únosnosti spřaženého průřezu. Zatížitelnost se potom určí ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{M_{pl,Rd} - M_{rs,Ed}}{M_{LM71,Ed}}, \quad (B.1)$$

kde $M_{pl,Rd}$ je návrhová hodnota plastické ohybové únosnosti spřaženého průřezu,
 $M_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota ohybového momentu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
 $M_{rs,Ed}$ vyjadřuje součet návrhových, kombinačních nebo skupinových hodnot ohybových momentů od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

V ostatních případech se vychází z pružného působení průřezu podle 6.2.1.5 v ČSN EN 1994-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se vyjádří z napětí v oceli, betonu nebo výztuže pomocí obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{f_d - \sigma_{x,rs,Ed}}{\sigma_{x,LM71,Ed}}, \quad (B.2)$$

kde f_d vyjadřuje návrhovou hodnotu pevnosti příslušného materiálu, pro který se v rámci příčného řezu stanovila napětí $\sigma_{x,Ed}$, tj. dosazuje se za ni:

- návrhová hodnota meze kluzu konstrukční oceli f_{yd} pro ocelový průřez,
- návrhová hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} pro betonovou desku,
- návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže v tahu f_{sd} pro betonářskou výztuž v desce,
- návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pd} pro případnou předpínací výztuž,

$\sigma_{x,LM71,Ed}$ jsou návrhové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$\sigma_{x,rs,Ed}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Alternativně je možné využít nelineární pružnostní analýzu únosnosti v ohybu podle 6.2.1.4 v ČSN EN 1994-2, přičemž zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví iteračním postupem. Účinná šířka betonové desky se zohledněním její proměnnosti po délce nosníku se v případě stanovení únosnosti, resp. určení zatížitelnosti Z_{LM71} vypočítá podle 5.4.1.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.5 V případech, kdy se z různých důvodů nepřipouští plastizace, (např. nosné konstrukce podle B.2.1.21 b), se má zatížitelnost Z_{LM71} určit z pružné únosnosti průřezu podle vztahu (B.2) bez ohledu na jeho klasifikaci.

B.2.2.6 V případě spojitých nosníků s poměry rozpětí sousedních polí 0,60 - 1,67 s průřezy třídy 1 nebo 2 v oblasti kladných ohybových momentů a s průřezy třídy 3 nebo 4 nad vnitřními podpěrami, kdy se odezva konstrukce na návrhové zatížení stanovila pružnostní globální analýzou, se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z ohybové únosnosti průřezů následovně:

- z pružné únosnosti průřezů třídy 3 a 4 nad vnitřními podpěrami ze vztahu (B.2),
- z 90% plastické únosnosti nejvíce namáhaného průřezu třídy 1 a 2 v polích, přitom se využije vztah (B.1), v němž se uvažuje hodnota $0,9M_{pl,Rd}$.

U spojitých nosníků s průřezy třídy 1 a 2 v polích i nad vnitřními podpěrami se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z plné plastické únosnosti kteréhokoliv průřezu podle vztahu (B.1).

B.2.2.7 Příčná a torzní ztráta stability nosníků při ohybu (klopení) se zohlední při výpočtu zavedením součinitele vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu χ_{LT} . Ztráta stability v ohybu spřažených nosníků na straně nespřažené pásnice (například ztráta stability tlačných dolních pásnic spojitých nosníků u vnitřních podpor) se může analyzovat pomocí modelu obráceného U-rámu v souladu s 6.4.2 v ČSN EN 1994-2.

Příčná a torzní ztráta stability ocelových nespřažených nosníků se ověřuje podle příslušných ustanovení přílohy A tohoto metodického pokynu.

B.2.2.8 Pokud je smyková síla V_{Ed} větší než polovina smykové únosnosti stěny V_{Rd} , má se vliv smyku na ohybovou únosnost průřezů třídy 1 nebo 2 při výpočtu zatížitelnosti Z_{LM71} zohlednit podle 6.2.2.4 v ČSN EN 1994-2. Vzhledem k tomu, že příslušné hodnoty smykových sil V_{Ed} jsou závislé na hledané zatížitelnosti Z_{LM71} , je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. Pro první iteraci se pak doporučuje použít zatížitelnost stanovenou podle vztahu (B.1).

Vliv smyku na ohybovou únosnost průřezů tříd 3 a 4 se zohlední podle ustanovení v A.2.2.11 resp. A.2.2.12 v příloze A tohoto metodického pokynu s tím, že se napětí určí na spřaženém průřezu.

B.2.2.9 Únosnost ve svislém smyku se stanoví na základě 6.2.2 v ČSN EN 1994-2, Zatížitelnost Z_{LM71} se pak určuje podle přílohy A tohoto metodického pokynu.

B.2.2.10 U trémových mostů se příspěvek betonové desky k smykové únosnosti může zanedbat. V případě mostů se zabetonovanými nosníky, které splňují požadavky pro návrh spřažených průřezů (viz B.2.1.19 až B.2.1.21), se může uvážit i příspěvek betonu zjednodušeným postupem podle 6.3.4 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.11 V případě průřezů namáhaných dvojosým ohybem, osovou silou, krouticím momentem nebo jejich kombinací, anebo v případech, kdy se musí počítat lokální a globální účinky, se mají výpočty provést podle 6.2.1(5) v ČSN EN 1993-1-1 pro rozhodující vlákna průřezu. Při kombinaci ohybu a tlaku pro průřezy třídy 1 a 2 lze zatížitelnost konzervativně určit i podle 6.2.1(7) v ČSN EN 1993-1-1, přičemž se za příslušné únosnosti průřezu dosazují hodnoty únosnosti spřaženého průřezu. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví v těchto případech iteračním postupem.

B.2.2.12 Při určování zatížitelnosti Z_{LM71} spřaženého ocelobetonového průřezu z rovinné napjatosti v stěně ocelového průřezu nebo při ověřování mezního stavu ztráty stability tvaru (zejména boulení štíhle stěny) se postupuje podle přílohy A tohoto metodického pokynu.

B.2.2.13 Při výpočtu zatížitelnosti Z_{LM71} z hlediska mezních stavů únosnosti železobetonové případně předpjaté betonové desky se má postupovat podle přílohy C tohoto metodického pokynu. V případě nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky se zatížitelnost stanovuje pro desku v příčném směru a v případě betonové konzoly příčného řezu zatížené dopravou i pro tuto konzolu.

B.2.2.14 Pro ověřování mezních stavů únosnosti nosných nespřažených ocelových prvků (například příčná ztužidla, nespřažené pruty příhradových trámů, příp. nespřažené prvky mostovky apod.), jakož i pro všechny rozhodující přípoje (montážní styky trámů, přípoje prvků příhradových trámů, přípoje ztužidel apod.) platí ustanovení přílohy A tohoto metodického pokynu.

B.2.2.15 Spřahovací prvky je třeba posoudit na podélné smykové síly od zatížení odpovídajícího nejnížší zatížitelnosti průřezu spřaženého ocelobetonového trámu. Při výpočtu se má zohlednit rozdělení podélných smykových sil po délce nosníku podle 6.6.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.16 Pokud není známý typ spřahovacích prvků a/nebo jejich rozteče, lze předpokládat, že použité smykové spojení je navrženo tak, že jeho uspořádání umožňuje dosažení pružné únosnosti spřaženého průřezu. Podélné smykové síly se potom určí s uvažováním průřezových charakteristik bez trhlin v betonu na základě vnitřních sil určených z pružnostní globální analýzy s trhlami, přičemž se berou v úvahu postupy montáže. Do závěrů technické zprávy se má uvést nejvyšší hodnota podélné smykové síly v $[\text{kN.m}^{-1}]$ od zatížení při nejnížší zatížitelnosti Z_{LM71} spřaženého průřezu, získaná z posouzení spřaženého nosníku v mezních stavech únosnosti. Současně se do přehledu zatížitelnosti podle přílohy E uvede při zatížitelnosti smykového spojení nejnížší hodnota zatížitelnosti Z_{LM71} spřaženého průřezu, získaná z posouzení spřaženého ocelobetonového trámu na mezní stavy únosnosti. U této zatížitelnosti se v přehledu zatížitelnosti uvede vysvětlující poznámka.

B.2.2.17 U spřažených nosníků se známým smykovým spojením se má podélná smyková síla určit, kromě oblastí podle B.2.2.18, s uvažováním průřezů bez trhlin a na základě vnitřních sil určených z pružnostní globální analýzy s trhlami při respektování postupu výstavby.

B.2.2.18 U spřažených nosníků s průřezem třídy 1 nebo 2 se má podélná smyková síla v oblastech s tlačnou betonovou deskou, kde je překročena pružná únosnost spřaženého trámu, určit na základě normálových sil v betónové desce podle 6.6.2.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.19 Jsou-li jako spřahovací prvky použity trny, posuzují se podle 6.6.3 v ČSN EN 1994-2. Zatížitelnost Z_{LM71} z únosnosti spřahovacího prvku lze pak vyčíslit ze vztahu

$$Z_{\text{LM71}} = \frac{P_{\text{Rd}} \cdot \frac{m}{s} - v_{\text{L,rs,Ed}}}{v_{\text{L,LM71,Ed}}}, \quad (\text{B.3})$$

kde P_{Rd} je návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku,
 s je podélná rozteč spřahovacích prvků v místě posuzování,
 m je počet spřahovacích prvků v příčném řezu vyšetřovaného nosníku na spřažené pásnici,
 $v_{\text{L,LM71,Ed}}$ je návrhová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
 $v_{\text{L,rs,Ed}}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

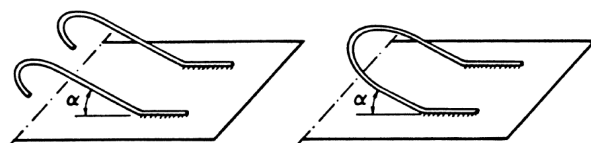
B.2.2.20 Je-li pro spřažení využita perforovaná lišta s rozměry podle NA.2.1 v ČSN EN 1994-2, vypočte se návrhová hodnota únosnosti spřahovací lišty vztahená na jednotku její délky $P_{\text{Rd,lišta,bm}}$ podle tam uvedeného empirického vztahu. Zatížitelnost Z_{LM71} z únosnosti spřahovací lišty se pak stanovuje z výrazu

$$Z_{LM71} = \frac{P_{Rd,lišta,bm} - v_{L,rs,Ed}}{v_{L,LM71,Ed}}, \quad (B.4)$$

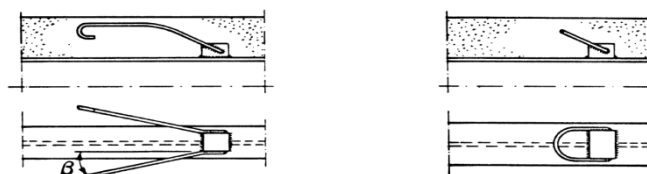
kde $v_{L,LM71,Ed}$ a $v_{L,rs,Ed}$ jsou vysvětleny při vztahu (B.3).

Pokud jsou pro spřažení použity perforované lišty s jinými parametry než je uvedeno v NA.2.1 v ČSN EN 1994-2, nebo jsou použity hřebenové, kombinované a jiné druhy lišt, postupuje se při určování návrhové hodnoty únosnosti lišty na základě údajů z dokumentace mostního objektu nebo údajů od výrobce, případně od majitele patentu konkrétní modifikace spřahovací lišty.

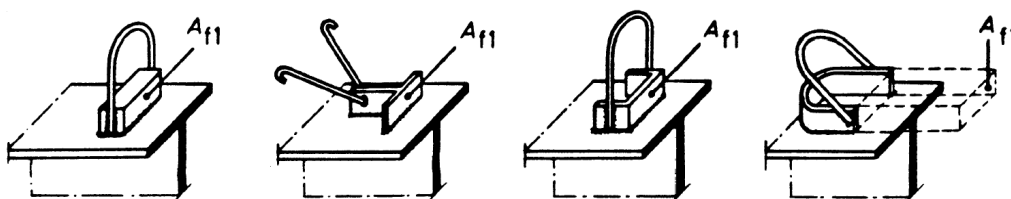
B.2.2.21 Pokud jsou jako spřahovací prvky použity háky a smyčky (obrázek B.3), blokové spřahovací prvky nebo jejich kombinace (obrázek B.4 resp. B.5), může se jejich únosnost určit jako $P_{Rd,A}$ z rovnice (B.5) v případě háků a smyček, jako $P_{Rd,B}$ z rovnice (B.6) v případě blokových spřahovacích prvků a z rovnic (B.7) jako $P_{Rd,A+B}$ při jejich kombinovaném použití. Zatížitelnost Z_{LM71} se vyjádří z těchto vztahů pro posouzení únosnosti podle vztahu (B.3) v B.2.2.19. Uvedené vztahy však nezohledňují únosnost svarových přípojí uvedených typů spřahovacích prvků, které je třeba posoudit podle ČSN EN 1993-1-8.



Obrázek B.3 - Příklad háků a smyčky



Obrázek B.4 - Kombinace háků a smyčky s blokovou zarážkou



Obrázek B.5 - Typy blokových spřahovacích prvků i v kombinaci s háky resp. smyčkami

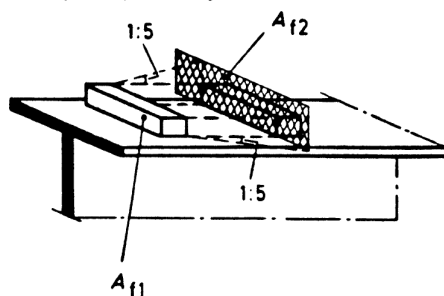
$$P_{Rd,A} = \frac{A_s f_{yk} / \gamma_s}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cos \beta, \quad (B.5)$$

kde A_s je průřezová plocha háku nebo smyčky,
 f_{yk} je charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
 γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže,
 α označuje úhel stoupání háku nebo smyčky od roviny pásnice (obrázek B.3),

β je odklon ramene háku ze směru podélné smykové síly (obrázek B.4).

$$P_{Rd,B} = \kappa A_{f1} f_{ck} / \gamma_C, \quad (B.6)$$

kde κ je poměr A_{f2}/A_{f1} , avšak ne větší než 2,5,
 A_{f1} je čelní plocha blokového prvku spřažení podle obrázku B.5,
 A_{f2} je roznášecí plocha získaná roznosem síly ve sklonu 1:5 po sousední spřahovací prvek, avšak ohraničená rozměry desky a pásnice ocelového nosníku podle obrázku B.6,



Obrázek B.6 - Roznos síly při blokovém spřahovacím prvku

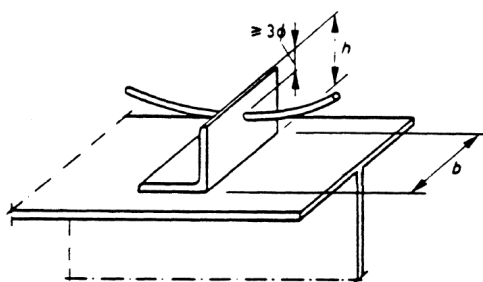
f_{ck} je charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,

γ_C je dílčí součinitel spolehlivosti betonu.

$$P_{Rd,A+B} = \xi P_{Rd,A} + P_{Rd,B}, \quad (B.7)$$

kde ξ je redukční součinitel, který se bere hodnotou 0,5 pro každý hák a 0,7 pro smyčku.

B.2.2.22 Pro spřažení pomocí úhelníků a provlečené (nebo navařené) výztuže podle obr. B.7 je únosnost úhelníkového spřahovacího prvku dána empirickým vztahem (B.8). Zatížitelnost Z_{LM71} se pak vyjádří z tohoto vztahu postupem podle rovnice (B.3) v B.2.2.19. Uvedený vztah nezohledňuje únosnost připoje úhelníku, který je třeba posoudit podle ČSN EN 1993-1-8.



Obrázek B.7 - Typický případ úhelníkového spřahovacího prvku

$$P_{Rd,C} = 10 b h^{3/4} f_{ck}^{2/3} / \gamma_V \quad [N], \quad (B.8)$$

kde b je šířka úhelníku ve směru kolmém na podélnou smykovou sílu v mm, viz obrázek B.7,

h je výška ramene úhelníku v mm dle obrázku B.7,

f_{ck} je charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v Pa,

γ_V je dílčí součinitel únosnosti spřažení.

Jestliže má výztužný prut z obrázku B.7 dostatečně bránit nazdvižení desky, musí splňovat následující podmínku

$$A_s f_{yk} / \gamma_s \geq 0,1 P_{Rd,C} , \quad (B.9)$$

kde A_s je průřezová plocha výztužného prutu z obrázku B.7,
 f_{yk} je charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
 γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže.

B.2.2.23 Vysokopevnostní šrouby použité v třecích spojích pro spřažení betonových desek a ocelových pásnic se posuzují podle ČSN EN 1993-8 jako třecí spoje se součinitelem tření $\mu = 0,50$. Pokud se neprovádí průběžné dotahování a kontrola předpínací síly v průběhu životnosti mostu v šroubech, které namáhají beton na lokální tlak, má se při výpočtu předpokládat ztráta svěrné síly vlivem dotvarování a smršťování v hodnotě nejméně 40 % z návrhové hodnoty svěrné síly.

B.2.2.24 Pokud je známé lokální vyztužení v okolí spřahovacích prvků, má se i betonová deska posoudit na podélný smyk vypočítaný pro nejnižší zatížitelnost spřahovacích prvků. Postupuje se podle 6.6.6 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.25 Pro trny s hlavou způsobující štěpící síly ve směru tloušťky desky, které se nejčastěji vyskytují v mostovkových deskách buď jako vodorovně navažené trny na stěnách ocelových nosníků nebo na pásech příhradových nosníků, je možné použít pravidla z přílohy C v ČSN EN 1994-2 včetně opravy uvedené v ČSN EN 1994-2/OPRAVA 1.

Doplňující informace pro jiné typy spřažených prvků nosných konstrukcí

B.2.2.26 Pro spřažené sloupy a spřažené tlačené prvky platí 6.7 v ČSN EN 1994-2. Použití zjednodušené metody pro ověřování tlačných prvků je možné jen při splnění podmínek uvedených v 6.7.3.1 v ČSN EN 1994-2, jinak je nutno zatížitelnost stanovit z obecné metody, která je uvedena v 6.7.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.27 Zatížitelnost Z_{LM71} se v případě tlačných prvků (patří sem také spřažené oblouky obloukových mostů i Langerových trámů, tlačené pásy a diagonály příhradových trámů apod.) stanovuje:

- z únosnosti průřezu v tlaku, v ohybu, ve smyku a z jejich kombinace podle 6.7.3.2 v ČSN EN 1994-2,
- ze vzpěrné únosnosti prvku v osovém tlaku podle 6.7.3.5 v ČSN 1994-2,
- z únosnosti prvku při kombinaci ohybu a tlaku podle 6.7.3.6 resp. 6.7.3.7 v ČSN 1994-2.

B.2.2.28 Je-li to podstatné, má se u spřažených tlačných prvků ověřit smykové spojení a oblast vnášení zatížení podle 6.7.4 v ČSN EN 1994-2 pro nejnižší zatížitelnost získanou z únosnosti prvku. Nelze-li uvedené posouzení z důvodů chybějících podkladů provést, je nutno na tuto skutečnost upozornit poznámkou v přehledu zatížitelnosti konkrétního prvku.

B.2.2.29 Při určování zatížitelnosti tažených prvků na spřažených mostech lze uplatnit 6.9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.30 V případě spřažených (plechobetonových) desek ze jmenovitě plochých ocelových desek a širokých pásů spřažených s monolitickou betonovou deskou se postupuje podle kapitoly 9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.31 Na jiná konstrukční řešení mostů (například spřažené desky s profilovanými plechy nebo ohýbané nosníky s částečným obetonováním) lze přiměřeně využít ustanovení ČSN EN 1994-1-1 platné pro spřažené ocelobetonové konstrukce budov.

B.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

B.2.3.1 Při výpočtu napětí v mezním stavu únavy se má zohlednit vliv tahového zpevnění betonu na napětí v betonářské i předpínací výztuži. Zjednodušeně lze tento jev zohlednit podle 6.8.5.4 a 6.8.5.6 v ČSN EN 1994-2. Vliv tahového zpevnění na napětí v ocelovém průřezu lze zanedbat.

B.2.3.2 Jestliže se nepočítá přesněji, může být posouzení na únavu založeno na poškození od ekvivalentního rozkmitu napětí. Zatížení při únavě se předpokládá jako součin charakteristických hodnot modelu zatížení 71 a hledané zatížitelnosti.

B.2.3.3 Pro rozkmit napětí v konstrukční oceli a výztuži platí 6.8.6.1 v ČSN EN 1994-2 a též příslušná ustanovení z A.2.3 přílohy A tohoto metodického pokynu pro ocelové prvky a C.2.3 přílohy C pro výztuž. Rozkmit podélného smykového napětí pro posouzení sprážením na únavu lze určit z 6.8.6.2 v ČSN EN 1994-2. Ve stejných částech citovaných norem jsou i pravidla pro určování součinitelů ekvivalentního poškození λ .

B.2.3.4 Při ověření únavové pevnosti konstrukční oceli se postupuje podle A.2.3 tohoto metodického pokynu. Posouzení mezního stavu únavy betonu, betonářské výztuže a přepínací výztuže se provede podle C.2.3 tohoto metodického pokynu.

B.2.3.5 Při posuzování únavové pevnosti trnů se má postupovat podle 6.8.7 v ČSN EN 1994-2. Je potřebné respektovat omezení daná v 6.8.1 v ČSN EN 1994-2. Pro únavové posouzení jiných typů spřahovacích prvků (viz B.2.2.20 až B.2.2.23) se použije **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** tohoto metodického pokynu.

Není-li známý typ spřahovacích prvků a/nebo jejich rozteče, postupuje se při určení zatížitelnosti z mezních stavů únavy podle zásad uvedených v B.2.2.16, avšak s uvažováním příslušných účinků zatížení a únosností relevantních při posouzení na únavu.

B.2.3.6 Alternativně lze provést ověření únavové pevnosti pomocí spektra rozkmitů napětí, podle 4.7.11.

B.2.4 Mezní stavy použitelnosti

B.2.4.1 Stávající spřažené ocelobetonové nosné konstrukce se mají posoudit a zatížitelnost určit z následujících mezních stavů použitelnosti:

- a) omezení pružných napětí v spřažených průřezích,
- b) překročení mezních deformací,
- c) omezení trhlin.

B.2.4.2 Omezení pružných napětí v mezních stavech použitelnosti se uplatní v případech průřezů, které byly v mezním stavu únosnosti analyzovány za předpokladu plastického nebo nelineárního průběhu napětí. Při výpočtu napětí se má zohlednit vliv tahového zpevnění betonu na napětí v betonářské i předpínací výztuži například podle 6.8.5.4 a 6.8.5.6 v ČSN EN 1994-2. Vliv tahového zpevnění na napětí v ocelovém průřezu lze zanedbat. Zatížitelnost se má stanovit z pružného rozdělení napětí po průřezu. Při výpočtu je nutné dbát na požadavky uvedené v B.2.1.18 v případě spřažených trámů, resp. v B.2.1.29 až B.2.1.31 v případě nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky. Při posouzení se uplatní 7.2.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.4.3 Pro určení zatížitelnosti Z_{LM71} v případě normálových napětí lze využít vztah (B.2), přičemž hodnoty únosností průřezů i hodnoty účinků zatížení vstupují do vztahu návrhovými hodnotami stanovenými pomocí dílčích součinitelů $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,00$.

B.2.4.4 Pro mezní přetvoření platí ustanovení definována v 4.7.16 tohoto metodického pokynu. Uplatní se tedy kritéria podle A2.4.4.2 v ČSN EN 1990.

B.2.4.5 Při posouzení svislých průhybů a pootočení spřažených ocelobetonových trámů a deskových konstrukcí se má vhodně zohlednit i případný prokluz mezi ocelí a betonovou částí průřezu.

B.2.4.6 Při ověření mezního stavu omezení trhlin v betonových prvcích nebo deskách se uplatní příslušná ustanovení v C.2.4 přílohy C.

PŘÍLOHA C - Betonové mostní objekty

C.1 Vlastnosti materiálů

C.1.1 Vlastnosti betonu

C.1.1.1 Druh betonu a jeho vlastnosti se stanoví některým z těchto způsobů:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

C.1.1.2 U mostních objektů, které byly navrženy podle platných předpisů před rokem 1931, se pevnostní třída betonu vyjadřovala hodnotou krychelné pevnosti betonu v tlaku [$\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$], která se zjišťovala na krychlích s hranou 200 mm po 6 týdnech tvrdnutí betonu (označována $R_{bk,6}$). Pokud jsou z dokumentace mostního objektu její hodnoty známy, odpovídající charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu $f_{ck,c}$ v [MPa] se určí podle vztahu

$$f_{ck,c} = \frac{R_{bk,6} [\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}]}{11}, \quad (\text{C.1})$$

kde $f_{ck,c}$ je charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku [MPa],
 $R_{bk,6}$ je hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku [$\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$] převzatá z původní dokumentace mostního objektu.

C.1.1.3 Charakteristická hodnota zaručené krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ (podle ČSN 73 1201 se označovala R_{bg}) se získá násobením hodnoty krychelné pevnosti betonu $f_{ck,c}$, je-li její hodnota známa z dokumentace mostního objektu, převodním součinitelem $\kappa_{c,cu}$ podle vztahu

$$f_{ck,cube} = f_{ck,c} \cdot \kappa_{c,cu}, \quad (\text{C.2})$$

kde $f_{ck,cube}$ je charakteristická hodnota zaručené krychelné pevnosti betonu v tlaku [MPa], přepočtena na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
 $\kappa_{c,cu}$ je převodní součinitel, kterého hodnoty uvádí tabulka C.1 v závislosti na rozměrech zkušební krychle podle normy ČSN 73 1317 Stanovení pevnosti betonu v tlaku.

Tabulka C.1 - Převodní součinitel $\kappa_{c,cu}$

Hrana krychle [mm]	Hodnoty $\kappa_{c,cu}$
100	0,95
150	1,00
200	1,05
300	1,10

C.1.1.4 Podle charakteristické hodnoty zaručené krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ se beton zařadí do příslušné třídy v tabulce C.2.

C.1.1.5 Charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} a průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti E_{cm} se stanoví na základě známé značky (druhu) betonu, nebo známé charakteristické hodnoty krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,c}$ z tabulky C.2.

C.1.1.6 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. z této dokumentace nelze jednoznačně stanovit vlastnosti betonu stávajícího mostního objektu, postupuje se podle C.1.1.1 b) a tyto vlastnosti se stanovují na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálu. V tomto případě je charakteristická hodnota válcové pevnosti f_{ck} nebo charakteristická hodnota krychelné pevnosti $f_{ck,cube}$ definována hodnotou pevnosti odpovídající 5%-nímu kvantilu ze všech výsledků zkoušek pevnosti základního souboru daného betonu.

C.1.1.7 Pokud se pro zjišťování vlastností betonu použijí nedestruktivní metody zkoušení, získá se charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ (R_{bg}) a její hodnota se určí podle ČSN EN 12504-2 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem, ČSN EN 12504-4 Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu a ČSN EN 206-1 Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda v závislosti na metodě zkoušení a s přihlédnutím k normě ČSN ISO 13822.

C.1.1.8 Charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} se vypočítá z charakteristické hodnoty krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ podle vztahu

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{ck,cube} \quad (C.3)$$

C.1.1.9 Pokud se pro zjišťování vlastností betonu použije destruktivní metoda zkoušení na jádrových vývrtech, získá se charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} podle ČSN EN 12504-1 Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku, ČSN EN 206-1 a ČSN EN 206-1/NA.

C.1.1.10 Charakteristiky betonu f_{cd} , f_{ctm} , $f_{ctk0,05}$, f_{ctd} , E_{cm} a E_{cd} se mohou určit podle ČSN EN 1992-1-1 tak, jak je to uvedeno v C.1.1.11 až C.1.1.18 této přílohy.

C.1.1.11 Návrhové hodnoty válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} se získají dělením charakteristických hodnot válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (C.4)$$

kde γ_C je dílčí součinitel spolehlivosti betonu, který se uvažuje pro mezní stavy únosnosti stávajících mostních objektů starší než 30 let hodnotou $\gamma_C = 1,35$ v případě, že vlastnosti betonu byly stanoveny zkouškami podle C.1.1.1 b); v případě postupu podle C.1.1.1 a) a pro mosty mladší než 30 let se dílčí součinitel spolehlivosti betonu uvažuje hodnotou $\gamma_C = 1,50$.

Pro mezní stavy použitelnosti se uvažuje hodnota dílčího součinitele spolehlivosti betonu hodnotou $\gamma_C = 1,0$.

C.1.1.12 Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} , pokud není určena přímo zkouškami, se určí podle vztahu

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad \text{pro beton pevnostní třídy} \leq C50/60, \quad (C.5)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \quad \text{pro beton pevnostní třídy} > C50/60. \quad (C.6)$$

C.1.1.13 Pokud byla hodnota pevnosti betonu v příčném tahu $f_{ct,sp}$ nebo hodnota pevnosti betonu v tahu za ohybu $f_{ct,fl}$ stanovená zkouškami, určí se průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} podle 3.1.2 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2.

C.1.1.14 Charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk0,05}$ (5% kvantil) se určí podle vztahu

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (C.7)$$

C.1.1.15 Návrhová hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctd} se získá dělením příslušné charakteristické hodnoty dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_C} \quad (C.8)$$

kde γ_C se uvažuje hodnotou podle C.1.1.11.

C.1.1.16 Návrhové hodnoty válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} i v dostředném tahu f_{ctd} vypočítané podle vztahu (C.4), resp. (C.8) se násobí součinitelem α_{cc} pro tlak, resp. α_{ct} pro tah v souladu s ČSN EN 1992-2. Tito součinitele vyjadřují dlouhodobé dopady na pevnost betonu a nepříznivé vlivy vyplývající ze způsobu zatěžování.

C.1.1.17 Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu E_{cm} , pokud není určena přímo zkouškami, se může určit podle vztahu

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \quad (C.9)$$

kde f_{cm} je průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v [MPa] daná vztahem

$$f_{cm} = f_{ck} + 8,0 \quad [\text{MPa}] \quad (C.10)$$

C.1.1.18 Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu E_{cd} se získá dělením střední hodnoty modulu pružnosti E_{cm} dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_C} \quad (C.11)$$

kde γ_C se uvažuje hodnotou podle C.1.1.11.

C.1.1.19 Hodnoty součinitele dotvarování betonu $\phi(\infty, t_0)$ a základní hodnoty smršťování betonu ϵ_{cs} se stanoví podle 3.1.4 přílohy B v ČSN EN 1992-1-1. V případě mostních objektů z vysokopevnostního betonu se uplatňuje příloha B v ČSN EN 1992-2.

Tabulka C.2 - Druhy, značky a třídy betonu a jejich charakteristiky

Označení betonu						Krychelná pevnost v tlaku [MPa]	Pevnosti betonu [MPa]		Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti [GPa] dle (8)
(1) ČSN 1090-31 (2) ČSN 1230-37	(3) Směrnice pro navrhování mostů 1951	(4) ČSN 736206-71 + změna a-89 ČSN 736207-93	(5) (6) ČSN 732004-60 ČSN 731251-69	(7) ČSN 731201- 86 + změna a-89	(8) ČSN EN 206 1992-1-1 1992-2		podle (8)		
							Charakteristická hodnota pevnosti		
							v tlaku	v tahu	
druh	druh	značka	značka	třída ¹⁾	značka	f _{ck,cube} , R _{bg} ²⁾	f _{ck}	f _{ctk0,05}	E _{cm} ³⁾
A	60 (a)	-	-	(B 3,5)	-	(3,5)	(2,8)	(0,40)	(21,0)
B	80 (b)	80	-	B 5	-	5,0	4,0	0,55	21,5
C	105 (c)	105	-	B 7,5	-	7,5	6,0	0,70	22,5
D	135 (d)	135	-	B 10	C 8/10	10,0	8,0	0,85	24,0
-	-	-	-	B 12,5	-	-	10,0	1,00	24,5
E	170 (e)	170	-	B (13,5)	-	(13,5)	(10,8)	(1,05)	(25,0)
-	-	-	-	B 15	C 12/15	15,0	12,0	1,10	27,0
F	250 (f)	250	250	B 20	C 16/20	20,0	16,0	1,30	29,0
-	-	-	-	B 25	C 20/25	25,0	20,0	1,50	30,0
G	330 (g)	330	330	(B 28)	-	(28,0)	(22,4)	(1,70)	(30,5)
-	-	-	-	B 30	C 25/30	30,0	25,0	1,80	31,0
-	-	400	400	B 35	-	35,0	28,0	1,95	32,0
-	-	425	-	-	C 30/37	37,0	30,0	2,00	33,0
-	-	-	-	B 40	-	40,0	32,0	2,10	33,5
-	-	500	500	B 45	C 35/45	45,0	35,0	2,20	34,0
-	-	-	-	B 50	C 40/50	50,0	40,0	2,50	35,0
-	-	600	600	B 55	C 45/55	55,0	45,0	2,70	36,0
-	-	-	-	B 60	C 50/60	60,0	50,0	2,90	37,0

Poznámky:

1) Třídy uvedené v závorkách jsou informativní.

2) Zaručená krychelná pevnost betonu v tlaku, zjišťovaná na krychlech s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí.

3) Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu v tlaku.

C.1.2 Vlastnosti výztuže

C.1.2.1 Druh výztuže a její vlastnosti se určí některým z těchto způsobů:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě prohlídky podle tvaru průřezu, povrchu výztuže a znalosti doby provedení stavby mostu,
- c) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

Druhy betonářské výztuže a její vlastnosti

C.1.2.2 Pokud je v dokumentaci mostního objektu uvedený druh výztuže a z prohlídky mostu nevyplývá potřeba jejího ověření zkouškami, převezmou se příslušné pevnostní charakteristiky výztuže z tabulky C.3 nebo z tabulek v příloze NC normy ČSN ISO 13822.

C.1.2.3 Charakteristické hodnoty meze kluzu výztuže f_{yk} (nebo smluvního napětí $f_{0,2k}$), jakož i další parametry související s pracovním diagramem oceli, je možné pro jednotlivé druhy betonářské výztuže určit z 3.2 v ČSN EN 1992-1-1.

C.1.2.4 Druhy betonářské výztuže podle dříve platných předpisů a norem a jejich charakteristické hodnoty meze kluzu f_{yk} jsou uvedeny v tabulce C.3, resp. příloze NC v ČSN ISO 13822.

C.1.2.5 Pokud druh betonářské oceli a její vlastnosti nejsou známy a je třeba postupovat podle C.1.2.1 c) a pevnostní charakteristiky výztuže se stanoví na základě zkoušek na odebraných vzorcích, za charakteristickou hodnotu pevnosti oceli v tahu a v tlaku se považuje zaručená mez kluzu f_{yk} (nebo smluvního napětí $f_{0,2k}$). Požadované vlastnosti betonářských ocelí se ověřují pomocí zkušebních postupů v souladu s ČSN EN ISO 6892-1 Kovové materiály - Zkoušení tahem - Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty a ČSN EN ISO 15630-1 Ocel pro výztuž a předpínání do betonu - Zkušební metody - Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu.

C.1.2.6 Návrhová hodnota meze kluzu f_{yd} v [MPa] se získá dělením hodnoty charakteristické meze kluzu dílčím součinitelem spolehlivosti betonářské výztuže γ_s podle vztahu

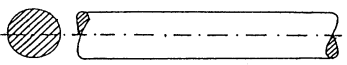


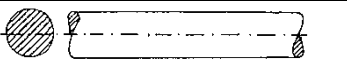
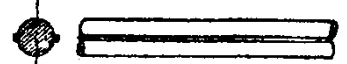


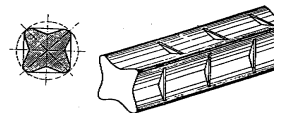
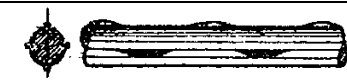

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (C.12)$$




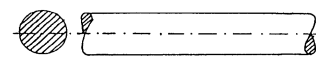


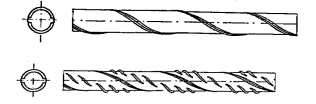

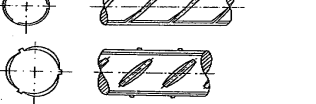

kde γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže, který se uvažuje v případě mezních stavů únosnosti hodnotou $\gamma_s = 1,15$ pro prvky mostních objektů mladší než 30 let a pro prvky mostních objektů starší než 30 let se uvažuje hodnotou $\gamma_s = 1,10$.

Pro mezní stavy použitelnosti se dílčí součinitel spolehlivosti betonářské výztuže uvažuje hodnotou $\gamma_s = 1,0$.

C.1.2.7 Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výztuže E_s se uvažuje hodnotou $E_s = 200$ GPa.

Tabulka C.3 - Vlastnosti betonářské výztuže

Druh ocele, značka	Značka na výkresech		Průřez a tvar povrchu	Vyráběné průměry ϕ [mm]	Charakteristická hodnota meze kluzu f_{yk}	Doba užívání	Poznámky
	v popisu (písmenková)	v řezu					
Svářková					190	cca do r. 1925	
Plávková ocel					210		
Obyčejná ocel Jakostní ocel	C _b , C _c , C ₃₄ , C ₃₈ C ₃₇ , C ₅₂	●	nejčastější kruhový		210	cca 1926-1950	
10 002 10 210 ¹⁾ 10 370	A; Ob; Ap A-0; A A; 37	●		ϕ 5 až 25 ϕ 5,5 až 32 ϕ 5 až 30	210	cca 1951-1961 cca 1964-1967 cca 1951-1959	Nahrazena ocelí 10 210 (A) Nahrazena ocelí 10 216 (E) Nahrazena ocelí 10 372 (B)
10 300 10 307	A-II; R 30; H	●		ϕ 6 až 60	300	cca 1959-1964 cca 1964-1970	Nahrazena ocelí 10 307 (H). Nahrazena ocelí 10 335 (J).
10 302 10 308	A _k -II; TOR 30; K	●		ϕ 6 až 32	300	cca 1964-1967 cca 1967-1970	Nahrazena ocelí 10 308 (K). Nahrazena ocelí 10 338 (T)
10 372 10 373	B; 37P B _s ; 37 P _s ; A _s -0	●		ϕ 5 až 30 ϕ 5 až 60	230 210	cca 1951-1960 cca 1951-1960	Po r. 1961 nahrazena ocelí 11 373.
10 452 10 453	C; 45 P; C _s ; 45 P _s	●		ϕ 5 až 48	270 380	cca 1951-1959 cca 1960-1964	Od r. 1961 měla být vyráběna v tzv. hřebenové úpravě (R27 a R _s 27)
10 472 (Isteg)	I; J; 47 P	●			370	cca 1930-1958	Zákaz používat jako tlačnou výztuž, později úplný zákaz pro mosty
10 492 (Toros)	T; 49 P	●		ϕ 5 až 26	400	cca 1937-1959	Zákaz používat na železniční mosty
10 512 (Roxor) 10 513 (Roxor)	R; ROX; 51 P R _s ; ROX _s ; 51P _s	×		ϕ 10 až 70	380	cca 1934-1970	Do r. 1964 se vyráběly ϕ 10-40 mm, potom jen ϕ 50,60 a 70 mm Průřezová plocha $A = 0,48158 \phi^2$, Kde ϕ je průměr opsané kružnice
10 512 (Larox) 10 513 (Larox)	L L _s	○		ϕ 5,5 a 6,3	380	cca 1960-1970	Tzv. slzičková ocel
10 400 10 400 A 10 400 B	IIIA; R40; R _s 40 A _s -III; R _s 40 A-III	○		ϕ 6 až 50 ϕ 6 až 40	400	cca 1960-1964 cca 1964-1967 cca 1964-1967	Nahrazena ocelí 10 405 (M). Nahrazena ocelí 10 406 (N).

10 401	A _n -III; R40	●		φ 6 až 40	400	cca 1962-1964	Nahrazena ocelí 10 400 B.
10 402	AK-III; RK 40 TOR 40	●		φ 6 až 25	400		
10 405 10 406	M N	●		φ 6 až 40	400	cca 1968-1970 cca 1968-1970	Nahrazena ocelí 10 425 (V) Nahrazena ocelí 10 426 (W)
10 216 ¹⁾ 11 373, 11 375 ²⁾	E EZ	●		φ 5,5 až 32 φ 6 až 40	206 225 ³⁾ , 235	cca od r. 1968 cca od r. 1961	Válcovaná za tepla
10 245	K	●		φ 10 až 20	245	cca od r. 1986	Válcovaná za tepla
10 335	J	●		φ 6 až 50	325	cca od r. 1970	Válcovaná za tepla
10 338	T	●		φ 6,5 φ 8	325	cca od r. 1970	Válcovaná za tepla a zpevněná kroucením za studena
10 425 10 426	V W	●		φ 6 až 50 φ 10 až 32	410	cca od r. 1970 cca 1970-1980	Válcovaná za tepla
10 425	V	●		φ 6 φ 8	410	cca od r. 1970	Válcovaná za tepla
10 505	R	●		φ 12 až 36	490	cca od r. 1986	Válcovaná za tepla
KARI síť	SZ			φ 4 až 8	490	cca od r. 1986	Popouštěná

Poznámka:

¹⁾ Pro mostní objekty jen jako konstrukční a zajišťovací výztuž

²⁾ Používá se jen na speciální účely (např. pro závěsná oka dílců)

³⁾ Pro průměry větší než 16 mm

Předpínací výztuž a její charakteristiky

C.1.2.8 Pokud je v dokumentaci mostního objektu uvedený druh předpínací výztuže a z prohlídky mostu nevyplývá potřeba jejího ověření zkouškami, zjistí se příslušné pevnostní charakteristiky přepínací výztuže v případě drátů a lan z tabulky C.4 této přílohy a v ČSN ISO 13822 v případě tyčí.

C.1.2.9 Mezi vlastnosti předpínacích ocelí patří charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} , hodnota smluvní meze kluzu $f_{p0,1k}$ a charakteristická hodnota poměrného přetvoření předpínací oceli při maximálním zatížení ϵ_{uk} .

C.1.2.10 Pro předpínací výztuž z druhů ocelí podle dříve platných norem a předpisů se charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} rovná normové hodnotě pevnosti v tahu R_{pn} , uváděné dříve platnými normami. V případě hodnot smluvní meze kluzu $f_{p0,1k}$ jsou tyto definovány výrobcem, nebo je možné využít i převodní vztah mezi dříve uváděnými hodnotami $\sigma_{0,2}$, přičemž $f_{p0,1k}$ je asi 95% $\sigma_{0,2}$. Pevnostní charakteristiky jednotlivých druhů používaných drátů a lan je možné převzít z tabulky C.4 této přílohy a používaných tyčí z tabulky NC.7 v příloze NC v ČSN ISO 13822.

C.1.2.11 Další parametry předpínací výztuže související s pracovním diagramem oceli se určují podle 3.3 v ČSN EN 1992-1-1.

C.1.2.12 Pokud druh předpínací výztuže a její charakteristiky nejsou známy nebo jsou pochybnosti o kvalitě materiálu předpínací výztuže, je třeba postupovat podle C.1.2.1 c). V tomto případě lze vlastnosti přepínací výztuže stanovit materiálovými zkouškami podle ČSN ISO 13822 a 4.4 tohoto metodického pokynu. Požadované vlastnosti předpínacích ocelí se pak ověřují pomocí zkušebních postupů v souladu s ČSN EN ISO 6892-1 a ČSN EN ISO 15630-1.

C.1.2.13 Návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pd} se získá dělením charakteristické hodnoty pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} dílčím součinitelem spolehlivosti předpínací výztuže γ_s podle vztahu

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s}. \quad (C.13)$$

kde γ_s je dílčí součinitel spolehlivosti předpínací výztuže, který se uvažuje v případě mezních stavů únosnosti hodnotou $\gamma_s = 1,15$ pro prvky mostních objektů mladší než 30 let a pro prvky mostních objektů starší než 30 let se uvažuje hodnotou $\gamma_s = 1,10$.

V případě lan L_p použitých jako předpínací výztuž podle úpravy MStv SSR/75 se uvažuje pro prvky mostních objektů mladší než 30 let hodnota dílčího součinitele $\gamma_s = 1,20$ a pro prvky mostních objektů starší než 30 let se uvažuje hodnota $\gamma_s = 1,10$.

Pro mezní stavy použitelnosti se dílčí součinitel spolehlivosti předpínací výztuže uvažuje hodnotou $\gamma_s = 1,0$.

C.1.2.14 Pro patentové dráty popouštěné, použité jako předpínací výztuž v konstrukcích navržených podle ČSN 73 1251 z roku 1969 nebo podle směrnice pro navrhování mostů z roku 1951, se charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} stanoví stejně jako při drátech nepopouštěných a ostatní charakteristiky se určí jako při popouštěných drátech podle tabulky C.4.

C.1.2.15 Návrhová hodnota modulu pružnosti E_p se uvažuje hodnotou $E_p = 205$ GPa pro dráty a tyče a hodnotou $E_p = 195$ GPa pro lana.

Tabulka C.4 - Vlastnosti předpínací výztuže

Druh výztuže	Příslušná norma	Označení na výkresech	Jmenovitý průměr ϕ [mm]	Mez $\sigma_{0,2}$ [MPa]	Charakteristická hodnota pevnosti výztuže v tahu f_{pk} [MPa]
Patentovaný drát nepopouštěný	ČSN 42 6471	PD (P, P _d)	2,0	1600	2000
			2,2	1500	1900
			2,5		
			2,8	1400	1750
			3,0		
			3,5	1300	1650
			4,0	1200	
			4,5		
			5,0	1100	1500
			5,5	1050	1450
			6,0		
			7,0	1000	1400
Patentovaný drát popouštěný	PN-DH 85-001-82	PP	4,0	1530	1800
			4,5	1462	1720
			5,0	1487	1750
			5,5	1445	1700
			6,0	1334	1570
Ocelový drát s nízkou relaxací	PN 22-285-82	PH	3,0	1674	1860
			4,0	1638	1820
			4,5	1620	1800
			5,0		
			6,0	1548	1720
Ocelový drát s nízkou relaxací s vtisky	PN 22-290-82	PV	3,0	1610	1830
			4,0	1575	1790
			4,5	1538	1770
			5,0	1531	1740
			6,0	1487	1690
Ocelový drát stabilizovaný	PN 22-178-76	PN	4,0	1410	1760
			4,5	1370	1720
			5,0	1330	1670
			6,0	1250	1570
Ocelový drát stabilizovaný s vtisky	PN 22-178-76	PNV	4,0	1335	1670
			4,5	1295	1620
			5,0	1255	1570
			6,0	1180	1470

Druh výztuže		Příslušná norma	Označení na výkresech	Jmenovitý průměr ϕ [mm]	Mez $\sigma_{0,2}$ [MPa]	Charakteristická hodnota pevnosti výztuže v tahu f_{pk} [MPa]
Sedmidrátové pramence (lana) popouštěné Lp		TP-DH 47-006-82	LA (La)	12,5	1296	1620
		TP 22-194-82		15,2	1377	
		TP 22-194-82 TP-DH 47-007-82		15,5		
		TP 22-194-82	LB (Lb)	12,5	1462	1720
		TP 22-194-82	LC (Lc)	12,7	1500	1765
		TP-DH 47-001-82		7,8		
		MStv SSR/75	LP (Lp)	8,6	1427	1470
		MStv SSR/75	LP (Lp)	12,5	1223	1470
		MStv SSR/75	LP (Lp)	15,5	1177	1470
		TP-DH 47-003-82	LD (Ld)	12,5	1530	1800
		TP-DH 47-002-80		15,5	1532	
Sedmidrátové pramence (lana) s nízkou relaxací		PN-DH 47-008-83	LSA (LSa)	12,5	1620	1800
				15,5		
			LSB (LSb)	12,5	1708	1900
				15,5	1710	
Spletence	dvoudrátové	PN-DH 47-005-82	SPA	5,0	1412	1765
	třídrátové		SPB	5,4		
				6,0		
			SPC	5,4	1488	1860
				6,0		
			SPD	6,6	1376	1720
			SPF	6,6	1440	1800
	SPI		7,6	1336	1670	

C.2 Přepočet stávajících betonových mostních objektů

C.2.1 Globální analýza

C.2.1.1 Při přepočtu stávajících betonových mostních objektů podle příslušných mezních stavů se vychází z ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 a ze zásad stanovených tímto metodickým pokynem.

C.2.1.2 Globální analýzu betonového mostního objektu je možné podle 5.3 v ČSN EN 1992-2 provést následujícími způsoby:

- lineární pružnostní analýzou,
- lineární pružnostní analýzou s omezenou redistribucí,
- nelineární analýzou.

C.2.1.3 Zatížení stávajících betonových mostních objektů se určuje podle ČSN 1991-2 a zásad uvedených v části 4.3 tohoto metodického pokynu.

C.2.1.4 Globální analýza stávajícího betonového mostního objektu se obvykle provádí pružnostní metodou za předpokladu pružného chování materiálu bez ohledu na úroveň zatížení. V případě, že jsou na konstrukci zjištěny významné poruchy jako významné úbytky průřezu vlivem degradace betonu nebo rozsáhlé trhliny, které by mohly významně ovlivnit redistribuci sil na konstrukci, je možné využít i nelineární modely, které zohledňují materiálové případně i geometrické nelinearity. Doporučuje se přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení skutečného působení mostního objektu a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku poruch prvků a částí mostního objektu. Je možné použít prostorové prutové modely, desko-stěnové modely nebo kombinované modely.

C.2.1.5 V případech, kdy je výsledné rozdělení napjatosti a vnitřních sil v stávající betonové nosné konstrukci ovlivněné její nehomogenitou, resp. časovým faktorem ovlivňujícím vlastnosti betonu, je nutné při stanovování odezvy nosné konstrukce na zatížení zohledňovat i vliv postupu výstavby a historii zatížení. Jedná se hlavně o spojitě předpjaté nosné konstrukce, nebo konstrukce velkých rozpětí, kde postup a použitá technologie výstavby významně ovlivňuje úroveň napětí ve výztuži i v betonu. Nehomogenita konstrukce se uvažuje jednak v rámci průřezu (např. kombinace prefabrikovaný nosník-monolitická deska apod.) a jednak i po délce konstrukce. (např. letmá betonáž mostu nebo postupná betonáž mostu s přesunem skruže apod.). Pro stanovení odezvy na zatížení je možné využít více metod uvedených např. v příloze KK normy ČSN EN 1992-2. Obecně použitelná je step-by-step metoda - metoda časové diskretizace. Pro stanovení globální časové osy a následně časového kroku zaváděného do výpočtu, je potřebné znát časový průběh výstavby. V případě, že je k dispozici dokumentace z průběhu výstavby (stavební deník apod.), je možné aplikovat příslušné časové kroky podle skutečnosti. V případě, že je k dispozici jen původní projektová dokumentace s předepsaným postupem výstavby, je možné jednotlivé časové kroky odhadnout podle používaných postupů dané technologie. V případě absence veškeré dokumentace týkající se výstavby mostu se vychází ze zvyklostí podle typu nosné konstrukce ohledně předpokládané technologie výstavby i časových kroků.

C.2.1.6 U předpjatých nosných konstrukcí je možné stanovit předpínací sílu v daném průřezu z velikosti předpínací síly při předpínání nosné konstrukce (např. podle původní analýzy konstrukce v době návrhu nebo záznamu o předpínání) s uvažováním vlivu ztrát předpětí (krátkodobé, dlouhodobé), které jsou dány způsobem předpínání a skutečnou historií nosné konstrukce od jejího vybetonování a zavedení předpínací síly až do sledovaného okamžiku. Postupuje se přitom podle kapitoly 3.3, 3.4, 5.10, 10.5.2 v ČSN EN 1992-2. Při

analýze dlouhodobých účinků předpětí lze použít původní normové reologické modely v případě, že se skutečnost (zejména průhyby konstrukce) významně neliší od vypočítaných hodnot. V případě pochybností o velikosti předpětí je možné předpínací sílu stanovit i přímým měřením některou z destruktivních metod (např. metodou uvolnění napětí v betonu).

C.2.2 Mezní stavy únosnosti

C.2.2.1 Stávající betonové mostní objekty se ověřují podle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a 4.2.2 tohoto metodického pokynu pro následující mezní stavy únosnosti, případně jejich kombinace:

- mezní stav porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou,
- mezní stav porušení smykem,
- mezní stav porušení kroucením,
- mezní stav porušení protlačení,
- mezní stav porušení místně zatížených oblastí,

C.2.2.2 Při stanovování zatížitelnosti z únosnosti průřezů z prostého nebo slabě vyztuženého betonu, jejichž vyztužení nesplňuje podmínku minimálního vyztužení pro železobetonové konstrukce podle ČSN EN 1992-1-1, se v důsledku nižší duktility a možného křehkého charakteru porušení i vlivu dlouhodobého namáhání uvažuje s redukčním součinitelem pro návrhové hodnoty pevnosti betonu v tlaku $\alpha_{cc,pl}$ a v tahu $\alpha_{ct,pl}$ podle ČSN EN 1992-1-1.

Mezní stav porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou

C.2.2.3 V případě, že vyšetřovaný prvek je namáhaný pouze ohybovým momentem M_{Ed} bez působení normálové síly N_{Ed} , se zatížitelnost Z_{LM71} určí z ohybové únosnosti M_{Rd} v souladu se základními principy uvedenými v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu.

C.2.2.4 V případě kombinovaného namáhání ohybovým momentem M_{Ed} a normálovou silou N_{Ed} se únosnost průřezu vyjadřuje prostřednictvím ohybové únosnosti M_{Rd} , která však zahrnuje i účinky normálových sil N_{Ed} . Únosnost takto namáhaného průřezu je možné stanovit pomocí charakteristických bodů interakčního diagramu nebo analýzou mezních přetvoření. Zatížitelnost Z_{LM71} se následně určí pomocí iteračního postupu splněním podmínky ekvivalence únosnosti průřezu s vypočítanou zatížitelností v souladu se základními principy uvedenými v 4.7 tohoto metodického pokynu.

C.2.2.5 Při ověření meze porušení betonových prvků namáhaných převážně tlakem v závislosti na jejich štíhlosti se uvažuje, pokud je to nutné v souladu s podmínkami v 5.8 v ČSN EN 1992-1-1, s vlivem geometrické nelinearity i materiálové nelinearity (vznik trhlin v betonu, dotvarování betonu). Při zohlednění těchto účinků je možné využít obecnou metodu založenou na nelineární analýze, jakož i některou ze zjednodušených metod:

- a) metoda založená na jmenovité tuhosti,
- b) metoda založená na jmenovité křivosti.

Zatížitelnost Z_{LM71} se následně určí iteračním postupem v souladu se zásadami uvedenými v 4.7 tohoto metodického pokynu.

C.2.2.6 Průřezy z prostého a slabě vyztuženého betonu se posuzují podle kapitoly 12 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. V případě obdélníkového průřezu namáhaného excentrickým jednoosým tlakem ve směru výšky h na excentricitě e je návrhová hodnota normálové únosnosti průřezu N_{Rd} daná vztahem

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (h - 2e), \quad (C.14)$$

kde $\eta \cdot f_{cd}$ je účinná návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku podle 3.1.7 v ČSN EN 1992-1-1,
 b je šířka průřezu,

Zatížitelnost Z_{LM71} se následně stanoví iteračním postupem v souladu se zásadami uvedenými v 4.7 tohoto metodického pokynu.

Mezní stav porušení smykem

C.2.2.7 V případě prvků bez smykové výztuže se postupuje při výpočtu smykové únosnosti $V_{Rd,c}$ betonového průřezu podle 6.2.2 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 tohoto metodického pokynu. V případě prvku vyztuženého smykovou výztuží při stanovení meze porušení smykem se doporučuje postupovat metodami založenými na příhradové analogii se sklonem diagonál θ . Pro smykovou únosnost je rozhodující návrhová hodnota únosnosti smykové výztuže $V_{Rd,s}$ nebo návrhová hodnota maximální posouvající síly omezená rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$. Mezní hodnoty uvedených únosností se stanoví podle příslušných vztahů v 6.2.3 ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu. Pokud nejsou splněny podmínky požadované pro aplikaci příhradové analogie, postupuje se jako v případě prvků bez smykové výztuže.

Mezní stav porušení kroucením

C.2.2.8 Při stanovení meze porušení při namáhání jen krouticím momentem se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu.

C.2.2.9 Při stanovení meze porušení krouticím momentem T_{Ed} v kombinaci s posouvající silou V_{Ed} se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-2, přičemž maximální únosnost průřezu namáhaného kombinací kroucení a smyku je omezena buď návrhovou hodnotou maximální posouvající síly omezenou rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$ nebo návrhovou hodnotou únosností smykové a podélné výztuže. Při stanovování zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty maximální posouvající síly omezené rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$ se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-1-1 a zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví pomocí iteračního postupu splněním podmínek tam uvedené nerovnice.

C.2.2.10 Kromě ověření únosnosti tlakové diagonály při porušení krouticím momentem T_{Ed} v kombinaci s posouvající silou V_{Ed} je nutné ověřit i únosnost jak smykové výztuže, tak i podélné výztuže. Při stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty únosnosti smykové výztuže je možné aplikovat vztah (C.15) a v případě stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty únosnosti podélné výztuže vztah (C.16). Jednotlivé zatížitelnosti se opět stanoví pomocí iteračního postupu splněním podmínek uvedených nerovnic v tvaru

$$\left(\frac{T_{Ed}}{2A_k} + \frac{V_{Ed}}{n_s \cdot z} \right) \frac{s}{f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \cot \theta} \leq 1, \quad (C.15)$$

kde A_k je průřezová plocha ohraničená střednicemi spojených stěn průřezu,
 n_s je počet větví třmínek s průřezovou plochou A_{sw} podílejících se na přenosu smykové síly,
 s je podélná vzdálenost smykové výztuže betónového prvku,

z je rameno vnitřních sil,
 f_{ywd} je návrhová hodnota meze kluzu betonářské smykové výztuže,
 A_{swt} je celková průřezová plocha smykové výztuže procházející myšlenou/skutečnou stěnou průřezu s tloušťkou t_{ef} ,

$$\left(\frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot u_k + V_{Ed} \right) \frac{\cot \theta}{A_{sl} \cdot f_{yd}} \leq 1, \quad (C.16)$$

kde u_k je obvod plochy A_k ,
 f_{yd} je návrhová hodnota meze kluzu podélné výztuže,
 A_{sl} je celková průřezová plocha podélné výztuže v rámci obvodu u_k .

Výsledná zatížitelnost Z_{LM71} při porušení krouticím momentem v kombinaci s posouvající silou bude nejmenší z hodnot zatížitelnosti stanovených v C.2.2.9 a C.2.2.10.

Mezní stav porušení protlačení

C.2.2.11 Při výpočtu únosnosti ve smyku při protlačení se vychází z 6.4 v ČSN EN 1992-1-1.

C.2.2.12 Na obvodu sloupu nesmí být překročena návrhová hodnota maximální posouvající síly omezená rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu.

C.2.2.13 V případě prvků bez smykové výztuže se vychází při určování zatížitelnosti Z_{LM71} ze smykového namáhání na základním kontrolním obvodu u_1 a z návrhové únosnosti ve smyku prvku bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$ a postupuje se podle 4.7 a vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu.

C.2.2.14 U prvků se smykovou výztuží v podobě třmínků, trnů nebo svařovaných žebříčků se při určování zatížitelnosti postupuje podle 4.7 a vztahu (4.4) tohoto metodického pokynu, přičemž se vychází ze smykového namáhání na základním kontrolním obvodu u_1 , jehož přenesení je zabezpečeno návrhovou hodnotou únosnosti ve smyku při protlačení desky $V_{Rd,cs}$ uvedené smykové výztuže. Nutné je navíc kontrolovat i namáhání na obvodu u_{out} , kde se již tato výztuž nenachází. Rozhodující je pak zatížitelnost Z_{LM71} stanovená jako minimální z obou uvedených případů.

Posouzení místně zatížených oblastí

C.2.2.15 Při ověření možnosti porušení oblastí zatížených lokálně se postupuje podle 6.5 a 6.7 v ČSN EN 1992-1-1 a 6.7 v ČSN EN 1992-2. Pro oblasti, kde není lineárně rozděleno poměrné přetvoření (působíště soustředěných sil, rovinná napjatost), lze použít modely náhradní příhradoviny (modely vzpěra - táhlo). Mezi typické oblasti, které popisuje ČSN EN 1992-2 patří:

- oblasti uložení nosné konstrukce a úložných prahů (příloha J ČSN EN 1992-2),
- působení soustředěného tlaku v kotevních zónách u předpjatých konstrukcí (příloha J ČSN EN 1992-2),
- typické oblasti nespojitostí betonových mostů (např. oblasti uložení nosné konstrukce přes příčnický apod., příloha OO ČSN EN 1992-2).

Mostní objekty s nosnou konstrukcí z kamene

C.2.2.16 Nepostupuje-li se přesněji (například metodou lomové mechaniky), lze u mostních objektů, jejichž nosnou konstrukci tvoří kamenná deska (např. tesaná), postupovat při ověřování mezních stavů únosnosti podle příslušně modifikovaných pravidel pro konstrukce z

prostého betonu (viz kapitola 12 v ČSN EN 1992-1-1). Při výpočtu momentu únosnosti průřezu se uplatní redukční součinitele pro návrhové hodnoty pevnosti v tlaku $\alpha_{cc,pl}$ a v tahu $\alpha_{ct,pl}$ podle ČSN EN 1992-1-1.

C.2.2.17 V případě namáhání průřezu ohybovým momentem se jeho ohybová únosnost stanoví za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu s mezní hodnotou v krajních tahaných vláknech rovnou návrhové hodnotě pevnosti kamene v tahu f_{std} . Moment únosnosti se násobí součinitelem výšky (tloušťky) průřezu α_h , daným vztahem

$$\alpha_h = (1,6 - h / 1000) \geq 1,0, \quad (C.17)$$

kde h je výška průřezu, která se do tohoto vzorce dosazuje v mm.

Pevnostní charakteristiky kamene je možné převzít z tabulky D.1v příloze D tohoto metodického pokynu, přičemž tyto hodnoty lze považovat za charakteristické. Dílčí součinitel spolehlivosti kamene se uvažuje hodnotami podle C.1.1.11.

C.2.2.18 V odůvodněných případech, pokud je prokázána dostatečná duktilita kamene (například zkouškami), je možné aplikovat pružno-plastickou únosnost průřezu. V tomto případě se předpokládá lineární průběh napětí po tlačené části průřezu s maximální hodnotou v krajních tlačných vláknech rovnou

$$2f_{std} \left(x / (h - x) \right), \quad (C.18)$$

kde f_{std} je návrhová hodnota pevnosti kamene v tahu,
 x je výška tlačené části průřezu.

V tažené části průřezu o výšce $(h-x)$ se předpokládá konstantní rozdělení napětí s hodnotou rovnou návrhové hodnotě pevnosti kamene v tahu f_{std} .

C.2.2.19 Pokud se pro ohybovou únosnost průřezu namáhaného ohybovým momentem použila pružno-plastická únosnost, požaduje se ověření mezního stavu použitelnosti omezením napětí kamene v tahu. V tomto případě se postupuje podle C.2.2.17.

Dílčí součinitel spolehlivosti kamene se pro mezní stavy použitelnosti uvažují hodnotami $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,0$.

C.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

C.2.3.1 Požaduje se, aby nosné prvky mostního objektu namáhané významným rozkmitem napětí byly posouzeny z hlediska mezního stavu únavy na účinky zatížení stanovené pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} z mezního stavu únosnosti podle 6.8 v ČSN EN 1992-2. Obecně se nepožaduje posouzení na únavu v případě:

- obloukových, klenbových a rámových železničních mostů s minimální přesypávkou 1,50 m,
- základů, opěr a pilířů (kromě členěných podpěr), které nejsou vetknuté do nosné konstrukce.

C.2.3.2 Při ověřování nosné konstrukce s ohledem na únavu se vychází z podmínek spolehlivosti pro ověření únavové odolnosti průřezu samostatně pro beton a samostatně pro výztuž. Vychází se z ustanovení v ČSN EN 1992-2 a 4.7 tohoto metodického pokynu, přičemž je možné aplikovat zjednodušené výpočetní metody při stanovování únavové odolnosti jak pro beton, tak i výztuž, například metodu ekvivalentního rozkmitu napětí.

C.2.3.3 Alternativně lze provést ověření únavové odolnosti s přesnějším modelem únavového zatížení podle 4.7.11.

C.2.4 Mezní stavy použitelnosti

C.2.4.1 Stávající betonové mostní objekty se ověřují podle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a 4.2.2 tohoto metodického pokynu na následující mezní stavy použitelnosti:

- omezení napětí,
- omezení přetvoření (průhyb, pootočení),
- omezení trhlin.

Omezení napětí

C.2.4.2 Základní předpoklady pro omezení napětí jsou uvedeny v 7.2 v ČSN EN 1992-2. Při výpočtu normálových napětí v betonu a výztuži je nutné uvážit i případný rozvoj trhlin v betonu vzhledem k vyšetřované úrovni zatížení, resp. kombinaci zatížení. Při výpočtu napjatosti se má zohlednit skutečný stav konstrukce a historie zatížení. Omezením tlakových napětí se má zamezit nadměrným účinkům dotvarování (kvazi-stálá kombinace zatížení) a vzniku mikrotrhlin snižujícím trvanlivost nosné konstrukce (charakteristická kombinace zatížení). Omezením napětí ve výztuži se mají vyloučit nepružná přetvoření, která by vedla k trvalým plastickým deformacím. Základní podmínky výpočtu napětí jsou uvedeny v 7.2 v ČSN EN 1992-1-1.

C.2.4.3 U předpjatých betonových nosných konstrukcí by z dlouhodobého hlediska (trvanlivost) nemělo maximální tlakové napětí překročit hodnotu $0,60 f_{ck}$ při charakteristické kombinaci zatížení. V případě, kdy při kvazi-stálé kombinaci zatížení překročí tlakové napětí v betonu hodnotu $0,45 f_{ck}$, musí se uvažovat s nelineárním dotvarováním (viz ČSN EN 1992-1-1).

C.2.4.4 V případě předpjatých betonových průřezů, ve kterých nevzniká trhlinka (pro charakteristickou kombinaci zatížení platí $\sigma_c \leq f_{ctm}$), se ve vyšetřovaném vlákně průřezu s maximálním tlakovým napětím stanoví jeho zatížitelnost Z_{LM71} z normálových napětí podle vztahu (C.19). Velikost působící předpínací síly se uvažuje po odečtení příslušných ztrát předpětí v posuzovaném čase. V případě vzniku trhlin je nutné stanovit zatížitelnost Z_{LM71} iteračním postupem na základě redukce průřezových charakteristik v důsledku rozvoje trhlin.

$$Z_{LM71} = \left(0,6f_{ck} + \sigma_{c,p} - \sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i} \right) / \sigma_{c,LM71} \quad , \quad (C.19)$$

kde $\sigma_{c,p}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu od předpětí ve vyšetřovaném vlákně průřezu v posuzovaném čase,

$\sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i}$ jsou charakteristické, kombinační nebo skupinové hodnoty normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,

$\sigma_{c,LM71}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků.

POZNÁMKA: Tlaková napětí se dosazují do vzorce (C.19) se znaménkem (+).

C.2.4.5 Tahová napětí v betonářské výztuži jsou při charakteristické kombinaci zatížení omezena hodnotou $0,80f_{yk}$. Střední hodnota napětí v předpínací výztuži je omezena hodnotou $0,75f_{pk}$. Zatížitelnost Z_{LM71} se pak stanoví pro napětí ve výztuži iteračním postupem do dosažení příslušných mezních hodnot napětí ve výztuži.

Omezení přetvoření

C.2.4.6 Při ověřování mezního stavu omezení přetvoření nosné konstrukce se postupuje obecně podle 4.7 tohoto metodického pokynu.

C.2.4.7 Při stanovení deformací se uvažují vlastnosti materiálů středními hodnotami a přihlíží se k účinkům smršťování a dotvarování betonu i ke vlivu trhlin. V případě převážně ohýbaných prvků zavádí ČSN EN 1992-1-1 v 7.4.3 model, který umožňuje predikci chování prvku ve stavu s trhlínami pro hledanou deformační veličinu α (pootočení, křivost, zjednodušeně i průhyb).

C.2.4.8 V případě, že se v nosné konstrukci nepřipouští vznik trhliny, je konstrukce v pružném stavu a zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví z mezní hodnoty deformační veličiny postupem uvedeným v 4.7.16 a vztahu (4.5) tohoto metodického pokynu. Pokud zatížení na konstrukci způsobí vznik trhlin, zatížitelnost Z_{LM71} je nutné stanovit iteračním postupem s přihlédnutím k tomuto jevu a uvažovat se skutečným rozdělením ohybové tuhosti po délce nosné konstrukce.

Omezení trhlin

C.2.4.9 Při posouzení mezního stavu omezení trhlin se postupuje podle 7.3 v ČSN EN 1992-1-1 a 7.3 v ČSN EN 1992-2. Tento mezní stav může být rozhodující v případě předpjatých betonových konstrukcí se soudržnou předpínací výztuží. U železobetonových mostů se požaduje ověření šířky trhlin, zatížitelnost se však z tohoto posouzení nestanovuje.

C.2.4.10 V závislosti na stupni vlivu prostředí, v kterém se mostní objekt nachází a typu předpjeté nosné betonové konstrukce v souladu s tabulkou C.5, se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z mezních podmínek působení, a to pro stav dekomprese nebo šířky trhliny w_{max} . V souladu s tabulkou C.5 je požadován stav dekomprese jen pro nosné konstrukce se soudržnou předpínací výztuží.

Tabulka C.5 - Doporučené hodnoty w_{max}

Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjeté nesoudržnou výztuží		Prvky předpjeté soudržnou výztuží	
	Mimo kontaktní spáru	V kontaktní spáře	Mimo kontaktní spáru	V kontaktní spáře
	Kombinace zatížení		Kombinace zatížení	
	Kvazi-stála	Charakteristická	Častá	Charakteristická
X0, XC1	0,4 mm ^{a)}	Dekomprese ^{c)}	0,2 mm	Dekomprese ^{c)}
XC2, XC3, XC4	0,3 mm		0,2 mm ^{b)}	
XD1, XD2, XD3	0,3 mm		Dekomprese	

a) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a toto omezení je stanoveno pro zajištění přijatelného vzhledu.

b) Pro uvedené stupně prostředí se má navíc ověřit stav dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

c) Kritérium se využije pouze pro příčně dělené konstrukce (segmentové mosty). Kritérium zamezuje nepříznivému otevírání kontaktních spár konstrukce.

C.2.4.11 Požadavek dekomprese obecně znamená, že veškerá předpínací výztuž v průřezu včetně kanálků musí zůstat při stanovené kombinaci zatížení alespoň 100 mm hluboko v tlačené zóně. Velikost působící předpínací síly se uvažuje po odečtení příslušných ztrát předpětí v posuzovaném čase se zohledněním zjištěného nebo předpokládaného postupu

výstavby v souladu s C.2.1.5 a C.2.1.6. Zatížitelnost Z_{LM71} předpjaté konstrukce pro stav dekomprese je možné stanovit iteračním postupem splněním nerovnosti (C.20) ve tvaru

$$|\sigma_{c,p,dec}| - \sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i} - \sigma_{c,LM71} > 0, \quad (C.20)$$

kde $\sigma_{c,p,dec}$ je charakteristická hodnota normálového napětí od předpětí ve vzdálenosti 100 mm od úrovně předpínací výztuže umístěné nejbližší k taženému okraji,

$\sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i}$ jsou kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí od ostatních zatížení (kromě předpětí), které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou ve stejném vyšetřovaném vlákně průřezu jako $\sigma_{c,p,dec}$,

$\sigma_{c,LM71}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků.

C.2.4.12 Pokud je šířka trhliny v předpjaté betonové konstrukci stanovena výpočtem pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} určenou z mezních stavů únosnosti větší než její mezní hodnota w_{max} (viz tabulka C.5), je třeba určit zatížitelnost z mezní hodnoty šířky trhliny iteračním postupem v závislosti na rozdělení tuhosti v nosné konstrukci podle úrovně namáhání průřezu pro danou kombinaci zatížení.

PŘÍLOHA D - Zděné mostní objekty

D.1 Vlastnosti materiálů

D.1.1 Mechanické vlastnosti kamenného a cihlového zdiva

D.1.1.1 Mechanické vlastnosti kameniva, cihel a vlastnosti použité malty se stanoví:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

D.1.1.2 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. jsou pochybnosti o kvalitě materiálů, je třeba vlastnosti materiálů a zdiva stanovit na základě zkoušek. Charakteristické a návrhové hodnoty pevností kamenného a cihlového zdiva se stanoví na základě zkoušek vzorků zdiva podle zásad ČSN ISO 13822, ČSN EN 1996-1-1 v souladu s normami ČSN EN 1052-1 Zkušební metody pro zdivo - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku, ČSN EN 1052-2 Zkušební metody pro zdivo - Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu, ČSN EN 1052-3 Zkušební metody pro zdivo - Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku, ČSN EN 1052-4 Zkušební metody pro zdivo - Část 4: Stanovení pevnosti ve smyku zdiva s hydroizolací a ČSN EN 1052-5 Zkušební metody pro zdivo - Část 5: Stanovení přídržnosti malty v ložné spáře v tahu za ohybu nebo pomocí normalizované průměrné pevnosti v tlaku f_b zdících prvků získaných zkouškami podle ČSN EN 772-1 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku, a pevnosti malty v tlaku v ložných spárách f_m , dané pevnostní značkou malty stanovené podle ČSN EN 998-2 Specifikace malt pro zdivo - Část 2: Malty pro zdění.

D.1.1.3 Pokud je zděný mostní objekt zhotovený ze skalní horniny známého druhu, ale mechanické vlastnosti nejsou z dokumentace mostního objektu známe, je možné uvažovat minimální hodnoty mechanických vlastností skalních hornin podle tabulky D.1.

Tabulka D.1 - Mechanické vlastnosti skalních hornin

Hornina	Pevnost v tlaku [MPa]	Pevnost v tahu [MPa]	Modul pružnosti [GPa]	Poissonova konstanta
Vyvřelé horniny				
Granit	100	7	30	0,17
Diorit	100	7	30	0,10
Gabro	150	7	40	0,20
Ryolit	80	5	10	0,20
Andezit	100	5	10	0,20
Čedič	100	10	40	0,10
Usazené horniny				
Slepence	30	3	10	0,10
Pískovce	20	4	15	0,14
Dolomit	20	6	30	0,15
Vápenec	30	6	20	0,30
Přeměněné horniny				
Rula	100	7	30	0,24
Fylit	50	6	10	0,26
Břidlice	50	7	20	0,20

Mramor	50	7	30	0,15
Křemence	150	5	50	0,17

D.1.2 Deformační vlastnosti kamenného a cihlového zdiva

D.1.2.1 Závislost mezi napětím a přetvořením zdiva v tlaku je možné uvažovat jako parabolicko-obdélníkovou nebo zjednodušeně jako obdélníkovou podle ustanovení ČSN EN 1996-1-1.

D.1.2.2 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 a), je možné hodnotu krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E určit z výrazu

$$E = K_E \cdot f_k, \quad (D.1)$$

kde f_k je charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku (ČSN EN 1996-1-1),
 K_E je součinitel, který se doporučuje uvažovat hodnotou $K_E = 1000$ pro zdivo z cihlářských a vápenopískových zdicích prvků, betonových zdicích prvků s hutným kamenivem a zdicích prvků z přírodního kamene.

D.1.2.3 Hodnoty dlouhodobého modulu pružnosti zdiva $E_{\text{long term}}$ lze odvodit z krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E při zohlednění účinků dotvarování následovně

$$E_{\text{long term}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}}, \quad (D.2)$$

kde ϕ_{∞} je konečná hodnota součinitele dotvarování zdiva, který se doporučuje uvažovat hodnotami:

- pro mosty mladší než 30 let:
 $\phi_{\infty} = 1,00$ pro zdicí prvky z hutného betonu a umělého kamene,
 $\phi_{\infty} = 0,0$ pro zdicí prvky z přírodního kamene,
- mosty starší než 30 let:
 $\phi_{\infty} = 0,0$ pro všechny typy zdicích prvků.

D.1.2.4 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 b), určí se hodnota krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E zkouškami v souladu s ČSN EN 1052-1.

D.1.2.5 Modul pružnosti ve smyku G je možné uvažovat hodnotou rovnou 40 % hodnoty modulu pružnosti E .

D.1.3 Zdicí prvky

D.1.3.1 Při posouzení se rozlišují tyto druhy zdicích prvků:

- cihlářské (pálené) zdicí prvky,
- betonové zdicí prvky z hutného kameniva,
- zdicí prvky z umělého kamene,
- zdicí prvky z přírodního kamene.

D.1.3.2 Zařazení zdicích prvků je možné provést podle 3.1.1 v ČSN EN 1996-1-1. Zdicí prvky z přírodního nebo umělého kameniva patří do zdicích prvků skupiny 1 podle ČSN EN 1996-1-1.

D.1.3.3 Průměrná pevnost zdicích prvků v tlaku f_u se stanoví podle D.1.1.1 a) nebo zkouškami podle ČSN EN 772-1 případně ČSN EN 1926 Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení pevnosti v tlaku. Je možné postupovat i podle ČSN 72 2605-78 Zkoušení cihlářských výrobků. Stanovení mechanických vlastností.

D.1.3.4 V případě postupu podle D.1.1.1 b) je možné zatřídit zdicí prvky podle průměrné pevnosti zdicího prvku v tlaku f_u do tříd:

- pro plnou pálenou cihlu: P6, P7, P8, P10, P15, P20, P25,
- pro ostatní cihlářské prvky: P2, P2,5, P4, P5, P6, P7, P8, P10, P15, P20, P25, P30, P35,
- pro skalní horniny se uvažuje skutečná průměrná pevnost ověřená zkouškami.

D.1.3.5 Při posuzování zdicích prvků se vychází z jejich normalizované průměrné pevnosti v tlaku f_b zdicího prvku ve směru působícího zatížení. Normalizovaná pevnost zdicích prvků v tlaku se stanoví ze vztahu

$$f_b = \eta \cdot \delta \cdot f_u, \quad (\text{D.3})$$

kde δ je součinitel vyjadřující vliv výšky a šířky zdicího prvku podle přílohy A v ČSN EN 772-1,

η je součinitel vyjadřující vliv vlhkosti zdiva podle přílohy A v ČSN EN 772-1,

f_u je průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku stanovená zkouškami.

D.1.4 Pevnost malty

D.1.4.1 Pevnost malty v tlaku f_m se stanoví podle D.1.1.1 a) nebo se zjistí zkouškami podle ČSN EN 1015-11 Zkušební metody malt pro zdivo - Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku.

D.1.4.2 Lze předpokládat, že u stávajících zděných mostních objektů nebude známé složení malty. V tom případě se malta považuje za obyčejnou maltu se složením určeným podle návrhové pevnosti v tlaku v MPa. Jestliže je z dokumentace mostního objektu nebo provedeného diagnostického průzkumu známé složení malty, lze tento poznatek zohlednit v hodnotě dílčího součinitele spolehlivosti materiálu γ_M (viz D.1.8.1).

D.1.5 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku

D.1.5.1 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k se stanoví z výsledků pevnostních zkoušek zdiva podle ČSN EN 1052-1 nebo vyhodnocením údajů o zkouškách, které je založeno na závislosti charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku f_k , normalizované průměrné pevnosti v tlaku zdicího prvku f_b a pevnosti malty v tlaku f_m . Výsledky zkoušek charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku se doporučuje uvádět ve tvaru

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta, \quad (\text{D.4})$$

kde f_b je normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdicích prvků podle 3.1.2 v ČSN EN 1996-1-1 ve směru působícího zatížení v souladu s D.1.3 této přílohy,

f_m je pevnost malty v tlaku stanovená podle D.1.4 této přílohy,

K je konstanta podle tab. 3.3 v 3.6.1.2 v ČSN EN 1996-1-1; v příslušných případech může být určena postupem podle 3.6.1.2 v ČSN EN 1996-1-1,

α je exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, který se doporučuje v souladu s ČSN ISO 13822 uvažovat hodnotou $\alpha = 0,70$ pro zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou, resp. hodnotou $\alpha = 0,85$ pro zdivo s maltou pro tenké spáry,

β je exponent závislý na druhu malty, který se doporučuje v souladu s ČSN ISO 13822 uvažovat hodnotou $\beta = 0,30$ pro obyčejnou maltu, resp. hodnotou $\beta = 0$ pro lehké malty a malty pro tenké spáry.

D.1.5.2 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k s obyčejnou a lehkou maltou, které splňují požadavky z 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 za předpokladu, že všechny spáry zhotovené podle 8.1.5 v ČSN EN 1996-1-1 můžeme považovat za vyplněné, se stanoví ze vztahu

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (D.5)$$

D.1.5.3 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k s nevyplněnými svislými spárami se stanoví podle 3.6.1.2(5) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.4 V případě zdiva s obyčejnou maltou a maltovou spárou rovnoběžnou s lícovou plochou stěny je třeba zohlednit 3.6.1.2(6) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.5 Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku f_k u zdiva s maltou pro tenké spáry se stanoví podle 3.6.1.2(2) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.6 Pokud jsou účinky zatížení rovnoběžné s ložnými spárami, charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva v tlaku lze určit podle 3.6.1.2(2) při zohlednění 3.6.1.2(3) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.7 Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku zdiva s obvodovými pruhy malty v ložných spárách se stanoví podle 3.6.1.3 v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.8 Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách, potom se závislost charakteristické pevnosti zdiva v tlaku f_k stanoví podle 3.6.1.2 (2) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.5.9 Pokud se u stávajícího zděného mostního objektu očekává nebo je zkouškami prokázána velmi nízká nebo žádná pevnost malty ($f_m < 1,0$ MPa), je možné použít pro stanovení pevnosti zdiva v tlaku f_k alternativní vzorec

$$f_k \approx A \cdot f_b \cdot \left(1 - \frac{a}{b + \frac{1}{2} \frac{f_m}{f_b}} \right), \text{ kde } A = \frac{100 + f_b}{100 + n \cdot f_b} \cdot k \quad (D.6)$$

Součinitele a , b , n , k jsou pro zdivo z cihel s výškou vrstvy 50 až 140 mm následující: $a = 0,20$; $b = 0,30$; $n = 3,33$; $k = 1,00$.

POZNÁMKA: Uvedený alternativní vzorec vychází z práce prof. Oniščika (Oniščik, L.I.: Issledovanija po kamennym konstrukcijam. Moskva, 1957, 300 s.).

D.1.6 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk}

D.1.6.1 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} se stanoví pevnostními zkouškami podle ČSN EN nebo vyhodnocením údajů o zkouškách, které je založeno na působícím normálovém napětí a na charakteristické počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem f_{vk0} , která se stanoví podle ČSN EN 1052-3 a ČSN EN 1052-4 nebo podle 3.6.2 v ČSN EN 1996-1-1 pro zdivo s obyčejnou maltou. Charakteristická počáteční pevnost ve smyku f_{vk0} při napětí v tlaku rovném nule se určí podle tab. 3.4 v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.6.2 Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách, nebo zkoušky nebyly provedeny, je možné charakteristickou počáteční pevnost zdiva ve smyku bez zatížení tlakem uvažovat hodnotou $f_{vk0} = 0,10$ MPa.

D.1.6.3 Pokud se mohou spáry provedené podle 8.1.5 v ČSN EN 1996-1-1 považovat za plně vyplněné a nejsou k dispozici údaje o zkouškách, může se charakteristická hodnota

pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} s obyčejnou maltou podle 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 stanovit podle 3.6(3) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.6.4 Pokud nejsou svislé spáry vyplněny, avšak boční plochy zdicích prvků v těchto spárách těsně přiléhají a nejsou k dispozici údaje o zkouškách, potom je možné charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} s obyčejnou maltou podle 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 stanovit podle 3.6.2(4) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.7 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk}

D.1.7.1 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk} se určí pevnostními zkouškami podle ČSN EN 1052-2 a ČSN EN 1052-5 nebo vyhodnocením údajů o zkouškách založených na závislosti charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu na vhodných kombinacích zdicích prvků a malty.

D.1.7.2 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu se určí zkouškami těles, které se porušují v rovině rovnoběžné s ložnými spárami (pevnost f_{xk1}) a zkouškami těles, které se porušují v rovině kolmé k ložným spárám (pevnost f_{xk2}).

D.1.7.3 Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách nebo zkoušky nebyly provedeny a postupuje se podle D.1.1.1 a), stanoví se charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení zdiva rovině rovnoběžné s ložnými spárami f_{xk1} a v tahu za ohybu při porušení zdiva v rovině kolmé k ložným spárám f_{xk2} , t.j. v provázané (zalomené) spáře pro pevnosti malty f_m podle 3.6.3(3) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.7.4 Pokud byla použita neobvyklá vazba zdiva nebo neobvyklá skladba zdicích prvků nebo kombinace různých zdicích prvků, je nutné charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva stanovit zkouškami podle D.1.1.1b).

D.1.8 Návrhové hodnoty pevnosti zdiva

D.1.8.1 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 a), stanoví se návrhové hodnoty vlastností materiálů podle 2.4.1 v ČSN EN 1996-1-1 tak, že se charakteristické hodnoty vlastností materiálu dělí dílčím součinitelem spolehlivosti materiálu γ_M . Návrhové hodnoty pevností zdiva se stanoví následovně

$$\text{- v tlaku} \quad f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (D.7)$$

$$\text{- v smyku} \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}, \quad (D.8)$$

$$\text{- v tahu za ohybu} \quad f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M}, \quad (D.9)$$

kde γ_M je příslušná hodnota dílčího součinitele spolehlivosti materiálu podle 2.4.3 v ČSN EN 1996-1-1, která platí pro zděné mostní objekty mladší než 30 let; pro stávající zděné mostní objekty starší než 30 let se uvažují hodnoty podle D.1.8.2,

f_k, f_{vk}, f_{xk} jsou charakteristické hodnoty pevností zdiva v tlaku, ve smyku a v tahu za ohybu.

D.1.8.2 Dílčí součinitel spolehlivosti materiálu γ_M se pro stávající zděné mostní objekty uvažuje hodnotou:

- $\gamma_M = 1,80$ pro neporušené zdivo bez trhlin stávajících zděných mostních objektů z malty navrhnutého složení (návrhové pevnosti v MPa),

- $\gamma_M = 2,00$ pro neporušené zdivo bez trhlin stávajících zděných mostních objektů z malty předepsaného složení (předepsaný poměr objemových dílů cement : vápno : písek).

Je-li zdivo porušené, stanoví se dílčí součinitel spolehlivosti materiálu γ_M pro stávající zděné mostní objekty podle ČSN ISO 13822.

D.1.8.3 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 b), stanoví se návrhové hodnoty vlastností materiálů rovněž podle 2.4.1 v ČSN EN 1996-1-1 tak, že se charakteristické hodnoty vlastností materiálu dělí dílčím součinitelem spolehlivosti materiálu γ_M . Platí rovnice (D.7), (D.8) a (D.9), avšak dílčí součinitel se stanoví podle ČSN ISO 13822.

D.2 Přepočet stávajících zděných mostních objektů

D.2.1 Globální analýza

D.2.1.1 Pro globální analýzu stávajících zděných mostních objektů se doporučuje přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení jejich skutečného působení při interakci se zeminou a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku imperfekcí a poruch prvků a částí mostních objektů. Použití zjednodušených rovinných výpočtových modelů lze uvažovat zejména v souvislosti s kontrolními a ověřovacími výpočty nebo pro posouzení některých specifických případů, které nelze vystihnout pomocí primárních prostorových modelů. Pokud se zděný mostní objekt modeluje pomocí jednodušších submodelů, má se jeho prostorové působení vždy zohlednit jiným způsobem.

D.2.1.2 Při globální analýze stávajícího zděného mostního objektu se požaduje zohlednit vliv podstatných imperfekcí a poruch. Tvar a velikost imperfekcí, které mohou evidentně ovlivnit zatížitelnost, se má získat přímým zaměřením na mostním objektu. Hlavními představiteli těchto imperfekcí jsou zejména:

- výrazné globální nebo lokální deformace nosných prvků nebo jejich částí (například od nárazů dopravních prostředků),
- chybějící prvky nebo části prvků (např. zdicí prvky, malta, apod.),
- trhliny.

Při výskytu trhlin na mostním objektu se před zavedením předpokladů do globální analýzy doporučuje provedení diagnostického průzkumu trhlin se zaměřením na jejich polohu, množství, tvar, délky a šířky. Na základě získaných informací je potřebné rozhodnout, zda mají nebo nemají vliv na statické působení mostního objektu a homogenitu zdiva.

D.2.1.3 V přepočtu stávajícího zděného mostního objektu se požaduje vždy uvést, které zjištěné poruchy a imperfekce jsou ve výpočtovém modelu stávajícího mostního objektu při jeho globální analýze zohledněny a které se odstraní údržbou nebo opravami a nemají tak na zatížitelnost vliv. V odůvodněných případech je třeba zohlednit postup podle 4.1.5 tohoto metodického pokynu.

D.2.1.4 Účinky teplotních změn a dotvarování zdiva lze podle ČSN P 73 6213 Navrhování zděných mostních konstrukcí zanedbat u zděných mostních objektů se světlostí do 12,0 m a vzepětím větším než jedna čtvrtina světlosti mostního objektu.

D.2.1.5 Dynamické účinky zatížení železniční dopravou se u zděných mostních objektů zohledňují podle 4.3.14 tohoto metodického pokynu a u přesypaných konstrukcí podle 6.4.5.4 ČSN EN 1991-2 a ČSN P 73 6213.

D.2.1.6 Spodní stavby zděných mostních objektů se ověřují na účinky zatížení železniční dopravou bez dynamických vlivů.

Globální analýza zděných kleneb

D.2.1.7 Globální analýza stávající zděné klenby se má provést pomocí:

- trojrozměrné (3D) analýzy metodou konečných prvků,
- dvojrozměrné (2D) analýzy metodou konečných prvků.

V odůvodněných případech lze použít i zjednodušené metody uvedené v UIC 778-3. Při globální analýze kleneb se doporučuje zohlednit nelineární materiálové chování zdiva vyplývající z redukce tuhosti průřezu vlivem rozevírání trhlin. To nastává tehdy, pokud je voleno jiné posouzení než pružné s podmínkou zachování výslednice zatížení v jádře průřezu.

D.2.1.8 Náhradní délka zděné klenby L_{Φ} pro výpočet dynamického součinitele se uvažuje hodnotou rovnou dvojnásobku světlosti klenby mostního objektu.

D.2.1.9 Globální analýza s použitím teorie 2. řádu se pro stávající zděné klenby vyžaduje jen v odůvodněných případech (stabilitní analýza, zohlednění relevantních imperfekcí apod.).

D.2.1.10 Nepočítá-li se přesněji (viz D.2.1.1), lze interakci zděné přesypané klenby s materiálem zásypu zanedbat a zásyp nahradit statickým zatížením odpovídajícím silovému účinku zásypu na klenbu (vodorovné a svislé síly).

D.2.1.11 Při zjednodušené globální analýze je možné vyšetřovat pás zděné klenby jednotkové šířky jako rovinnou konstrukci. Účinná šířka klenby pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se odvozuje z roznášecí šířky s přihlédnutím k vlivu případných podélných trhlin, a to hlavně v patách čelních zídek. V tomto případě se účinná šířka uvažuje vždy souměrná k ose koleje takto:

- u více kolejných mostů je rovna maximálně osově vzdálenosti kolejí,
- u krajní koleje na mostě je rovna maximálně dvojnásobné vzdálenosti osy koleje od líce klenby.

D.2.1.12 Do tloušťky roznášecí vrstvy se tloušťka klenby uvažuje poloviční hodnotou. Roznos v přesypávce se doporučuje uvažovat v sklonu 4:1. Pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou se roznášecí šířka klenby omezí takto:

- pokud přesahuje roznášecí šířka krajní koleje líc klenby, tak se uvažuje maximálně k tomuto líci,
- pokud se překrývají roznášecí šířky jednotlivých kolejí u více kolejných mostů, tak se uvažují v prostoru mezi kolejemi do poloviny jejich osově vzdálenosti.

D.2.1.13 Pokud má zděná klenba po šířce mostu proměnnou tloušťku, může se při použití rovinného modelu uvažovat s její průměrnou hodnotou.

D.2.1.14 Nepostupuje-li se přesněji, je možné při přepočtu stávající zděné klenby a určení její zatížitelnosti uvažovat pouze dvě zatěžovací polohy:

- proměnné zatížení železniční dopravou po celé délce klenby,
- proměnné zatížení železniční dopravou pouze na polovině délky klenby (od vrcholu k patě klenby).

D.2.1.15 U zděných kleneb s výraznými poruchami lze připustit změnu statického schématu postupným vytvářením plastických kloubů, dokud se nedosáhne tvarové neurčitosti. Tento postup vede na nelineární výpočet.

Spolupůsobení čelních zdí a nadezdívky lze obvykle zanedbat. Jeho případný příznivý vliv může být zohledněn pouze tehdy, pokud se jejich spolupůsobení s klenbou spolehlivě prokáže nebo se během opravy zajistí.

D.2.2 Mezní stavy únosnosti

D.2.2.1 Posouzení stávajících zděných mostních objektů se provádí metodou dílčích součinitelů podle ČSN EN 1990, ČSN EN 1996-1-1 a ČSN P 73 6213.

D.2.2.2 Ověření spolehlivosti stávajících zděných mostních objektů a určení jejich zatížitelností musí respektovat kritéria příslušných mezních stavů únosnosti podle 2.4.3 a kapitoly 6 v ČSN EN 1996-1-1, kap. 8 v ČSN P 73 6213 a podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu. Mezní stavy únosnosti stávajících zděných mostních objektů zahrnují:

- porušení průřezu nebo prvku zděného mostního objektu překročením návrhové pevnosti materiálu (porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou, porušení smykem, porušení místně zatížených oblastí),

- ztrátu stability tvaru prvku mostního objektu nebo jeho části,
- únavové porušení při opakovaném namáhání,
- ztrátu stability polohy.

D.2.2.3 Zděné klenby se nemusí posuzovat na:

- únavové porušení při opakovaném namáhání,
- porušení místním namáháním,
- ztrátu stability polohy s výjimkou čelních zdí a křídel.

D.2.2.4 Čelní zdi a křídla kleneb se posuzují na ztrátu stability polohy posunutím a překlopením. Zemní tlak zasypávky na rub zdí a křídel se považuje za aktivní podle ČSN EN 1997-1.

D.2.2.5 Únosnost rozhodujících průřezů zděných mostních objektů se stanoví podle kapitoly 6 v ČSN EN 1996-1-1.

D.2.2.6 Zdivo zatížené převážně normálovými silami se doporučuje vyšetřovat za vyloučení tahu ve zdivu a za předpokladu rovnoměrně rozděleného napětí v tlačené oblasti. Plocha tlačené oblasti nemá být u obdélníkových průřezů menší než 20 % celkové plochy průřezu (viz ČSN P 73 6213). V opačném případě se požaduje přesnější postup s využitím materiálově nelineární analýzy (MNA).

D.2.2.7 Posouzení průřezu zděné klenby a určení její zatížitelnosti se provádí za vyloučení tahu.

D.2.2.8 Zatížitelnost Z_{LM71} zděné klenby z mezních stavů únosnosti je třeba stanovit pomocí iteračního postupu s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu.

D.2.2.9 Zjednodušené výpočtové metody pro zděné mostní objekty podle zásad ČSN EN 1996-3 Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí se nedoporučuje používat.

D.2.3 Mezní stavy použitelnosti

D.2.3.1 Zděné mostní objekty se posuzují na mezní stav použitelnosti podle 2.4.4 a kapitoly 7 v ČSN EN 1996-1-1, kap. 9 v ČSN P 73 6213 a podle 4.2.2 tohoto metodického pokynu. Mezní stavy použitelnosti zděných mostních objektů zahrnují:

- omezení napětí v tahu (dekomprese) u vícevrstvých kleneb,
- omezení přetvoření,
- omezení trhlin.

D.2.3.2 V mezním stavu omezení napětí nemá tlakové napětí v charakteristické kombinaci zatížení překročit hodnotu $0,45 f_k$ a současně má být otevření spáry menší než polovina tloušťky posuzovaného průřezu (viz ČSN P 73 6213). Pokud tak není splněno, je třeba určit zatížitelnost Z_{LM71} iteračním postupem z podmínky omezení napětí i otevření spáry postupem podle 4.7 tohoto metodického pokynu.

D.2.3.3 Průřez se má v mezním stavu použitelnosti vyšetřovat za vyloučení tahu a za předpokladu lineárně rozděleného napětí v tlačené části průřezu.

D.2.3.4 Zděné mostní objekty musí být dostatečně tuhé, aby jejich přetvoření nepřekročilo dané provozní požadavky. Průhyb zděných mostních objektů se stanovuje samostatně pro zatížení stále a pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ včetně dynamických účinků.

D.2.3.5 U zděných mostních objektů nemá svislá složka průhybu od charakteristické hodnoty proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 se

součinitelem $\alpha = 1,00$ včetně dynamických účinků překročit hodnoty mezních průhybů uvedené v tabulce D.2. Pokud je v tabulce D.2 rozpětí L konstrukce menší než 20 m, stačí vyšetřit průhyb jen ve středu rozpětí mostního objektu. V ostatních případech se musí průhyb stanovit i ve čtvrtině rozpětí. Zatížitelnost Z_{LM71} stávajícího zděného mostního objektu z mezní hodnoty průhybu se určí postupem podle vztahu (4.5) v 4.7 tohoto metodického pokynu.

Tabulka D.2 - Mezní hodnoty průhybu zděných mostních konstrukcí

Druh mostu	Poloha vyšetřovaného průřezu	
	polovina rozpětí	čtvrtina rozpětí
Jednokolejné železniční mosty	$L/500$	$L/1000$
POZNÁMKA: U dvoukolejných železničních mostních objektů se uvedené mezní hodnoty průhybů určených při zatížení obou kolejí zvětšují o 20%.		

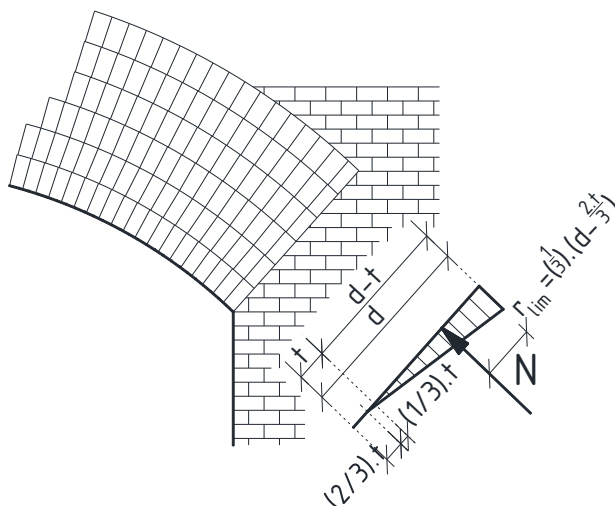
D.2.3.6 Zatížitelnost Z_{LM71} zděné klenby z mezních stavů použitelnosti se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto metodického pokynu.

D.2.3.7 Pro klenby z více vrstev zdiva má být maximální výška tažené oblasti průřezu při charakteristická kombinaci zatížení menší než $2/3$ tloušťky lícové vrstvy zdiva (viz obrázek D.1 - jedná se o požadavek dekomprese - omezení tahového napětí). Tato podmínka je splněná, pokud vzdálenost působíště tlakové síly od horního okraje klenby r je větší než mezní vzdálenost r_{\min} podle vztahu

$$r > r_{\lim} = \frac{1}{3} \cdot (d - 2t/3), \quad (\text{D.1})$$

kde t je tloušťka lícové vrstvy zdiva (viz obrázek D.1),
 d je celková tloušťka klenby.

Zatížitelnost Z_{LM71} lze stanovit iteračním postupem z podmínky $r = r_{\min}$ postupem podle 4.7 tohoto metodického pokynu.



Obrázek D.1 – Rozměry klenby pro posouzení

D.2.3.8 Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, požaduje se z hlediska mezních stavů použitelnosti zděné klenby jen ověření mezního stavu omezení přetvoření (průhybů). Mezní hodnoty průhybů zděných klenob se uvažují podle tabulky D.2.

PŘÍLOHA E - Přehled zatížitelnosti částí mostu

A. Identifikace mostu

TÚ (číslo, název): DÚ: km:

--	--	--	--	--	--

B. Identifikace části mostu

Část mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo, pod kolejí č.
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: Výpočtový model:

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m] [m] [m]
převýšení koleje [mm] [mm] [mm]
excentricita osy koleje [m] [m] [m]

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

.....

.....

.....

.....

Datum zjištění technického stavu mostu: SŽDC, s.o.:
zpracovatelem přepočtu:

Poznámka k části mostu:

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Dne:/...../....., zatížitelnost určil:

Příklad vyplnění přehledu zatížitelnosti

Most v km 327.632, TÚ Česká Třebová - Brno, nosná konstrukce pod kolejí č. 1

Poř. číslo	Prvek	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz číslo strany. přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Vnitřní hlavní nosník uprostřed rozpětí	horní pásnice	normálové napětí	1	M	24,0	1,19	24,0	1,30		71	2,06		
24	Vnější hlavní nosník uprostřed rozpětí	dolní pásnice	normálové napětí, únava	1	M	24,0	1,16	24,0	1,00		75	1,16		NE
25	Vnitřní podélník nad příčnickem	krční nýty Ø 21	lokální napětí	0,30	S	0,33	1,75	5,4	1,30		30	1,38		
			smyk	0,70	V	2,40	1,75	5,4	1,30		30			
35	Příčník v místě připojení vnitřního podélníku	dolní pásnice	normálové napětí od svislých účinků	0,63	A	4,8	1,47	9,8	1,30	1,10	57	1,27	1,50	
			normálové napětí od vodorovných účinků	0,34	M	24,0	1,19	24,0	1,30	1,10	57			
			smykové napětí	0,03	A	4,8	1,47	9,8	1,30	1,10	57			

¹⁾ U prvku rozhodujícího pro přechodnost těžké zásilky se uvede i hodnota dílčího součinitele proměnného zatížení železniční dopravou použitá při určení výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$.

²⁾ U prvku rozhodujícího pro přechodnost těžké zásilky se uvede i hodnota výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$.

³⁾ Do poznámky se uvádí doplňující údaje a též zkratka "NE" v případě, že se jedná o zatížitelnost prvku, z které se nevyhodnocuje přechodnost provozního zatížení (mezní stav únavového porušení při namáhání provozním zatížením s nízkou frekvencí jeho opakování, některé mezní stav použitelnosti apod. v souladu s ustanoveními tohoto metodického pokynu).

Typ (M, Q, A, S) určuje příčinkovou čaru, která vystihuje způsob namáhání prvků, přičemž

M je příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,

Q je příčinková čára reakce prostého nosníku o rozpětí L_p ,

A je příčinková čára reakce pásu podélníků o rozpětí L_p ,

S je speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,

L_p je délka příčinkové čáry prostého nosníku (pro příčinkovou čáru typu S není potřebné uvádět),

k_i je podíl účinku pro příslušnou příčinkovou čáru „i“, přičemž vždy platí

$$\sum k_i = 1,0.$$

Pro namáhání popsané jednou příčinkovou čarou platí $k_1 = 1,0$. Pokud je namáhání prvku složené z jednoho nebo více účinků, které je možné od sebe oddělit a popsat různými příčinkovými čarami, zadají se pro jednu zatížitelnost údaje pro více příčinkových čar (viz příklad pod poř. číslem 25). V takovém případě se hodnoty k_i stanoví jako podíly příslušných účinků na celkovém namáhání prvku.

ϕ_i je dynamický součinitel podle 4.3.14 tohoto metodického pokynu,

L_ϕ je náhradní délka [m] podle 4.3.16 tohoto metodického pokynu.

PŘÍLOHA F - Výpočet dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů stávajících mostních objektů

F.1 Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů

F.1.1 Mostní objekty železniční dopravní cesty jsou kontrolovány v rámci pravidelné dohlédací činnosti poskytující informace o jejich aktuálním technickém stavu, které nebyly k dispozici při jejich návrhu. Údaje tak doplňují základní informace získané z dokumentace mostního objektu. Spolu s dalšími údaji získanými v průběhu životnosti mostního objektu vytváří zdroj informací redukcujících nejistoty vstupních parametrů procesu ověřování jejich spolehlivosti. Současně je třeba zohlednit, že spolehlivost stávajících mostních objektů se v rámci přepočtů ověřuje pro zbytkovou životnost a ne pro návrhovou životnost, která u nových mostů činí 100 roků, zatím co u stávajících je prokazatelně nižší. Tyto úvahy lze s využitím matematické teorie pravděpodobnosti zpracovat a pro posuzování stávajících mostních objektů lze připustit nižší hladinu spolehlivosti, než jaká platí pro posuzování novostaveb.

POZNÁMKA: S uvedeným teoretickým přístupem je možné se blíže seznámit v publikaci: Koteš, P.-Vičan, J.: Reliability levels for existing bridges evaluation according to Eurocodes. Procedia Engineering, Volume 40, 2012, Pages 211-216.

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187770581202468X>

F.1.2 Pomocí aparátu matematické teorie spolehlivosti byly na základě úvah z F.1.1 zpracovány úrovně spolehlivosti pro nosné prvky stávajících mostních objektů v závislosti na jejich stáří a plánované zbytkové životnosti. Úrovně spolehlivosti jsou definovány hodnotami indexu spolehlivosti β_t , které jsou pro tyto časové parametry uvedeny v tabulce F.1.

Tabulka F.1 - Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů

Zbytková životnost (roky)	Úroveň hladiny spolehlivosti daná indexem spolehlivosti β_t podle stáří nosného prvku v letech								
	10 a méně	20	30	40	50	60	70	80	90 a více
5	3,358	3,212	3,112	3,035	2,972	2,918	2,871	2,829	2,791
10	3,468	3,356	3,274	3,209	3,155	3,108	3,066	3,029	2,996
20	3,545	3,467	3,405	3,354	3,310	3,271	3,236	3,205	
30	3,576	3,516	3,466	3,424	3,386	3,352	3,322		
40	3,593	3,544	3,502	3,465	3,433	3,403			
50	3,604	3,563	3,526	3,494	3,465				
60	3,611	3,575	3,543	3,515					
70	3,617	3,585	3,557						
80	3,621	3,592							
90	3,624								

F.1.3 Hodnoty indexů spolehlivosti z tabulky F.1 se použijí pro stanovení návrhových hodnot účinků zatížení a únosnosti prvků a prvků stávajících mostních objektů pomocí jejich charakteristických hodnot a příslušných dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů, jejichž výpočet je uvedený v F.1.4 až F.1.10.

F.1.4 Hodnoty dílčího součinitele účinků stálého zatížení γ_G se stanoví za předpokladu normálního rozdělení podle vztahu

$$\gamma_G = \gamma_{Sd} \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta_t \cdot v_G), \text{ ale } \gamma_G \geq 1,20, \quad (\text{F.1})$$

kde α_E je součinitel citlivosti metody FORM pro zatížení, $\alpha_E = -0,7$
 β_t je index spolehlivosti uvažovaný podle tabulky F.1 podle stáří nosného prvku mostního objektu a jeho plánované zbytkové životnosti,
 γ_{Sd} je dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu odezvy stálého zatížení, příp. i modelu zatížení, $\gamma_{Sd} = 1,05$,
 v_G je variační koeficient stálého zatížení,
 $v_G = 0,10$ – pro nosné a nenosné prvky mostních objektů s parametry nekontrolovanými měřením,
 $v_G = 0,05$ – pro nosné a nenosné prvky mostních objektů, jejichž minimálně geometrické parametry byly kontrolovány měřením.

Vypočítané hodnoty dílčího součinitele účinků stálého zatížení se mohou zaokrouhlit na 0,05. V případě stanovení hodnot stálých zatížení pomocí odebraných vzorků a šetřením na stávajícím mostním objektu lze zohlednit statistické hodnoty získané vyhodnocením experimentálně zjištěných údajů. V tomto případě se postupuje podle ČSN EN 1990, přílohy D, ČSN ISO 13822 a částečně i TP 224.

F.1.5 Hodnoty dílčího součinitele účinků proměnného zatížení železniční dopravou $\gamma_{Q,LM71}$ se stanoví za předpokladu aplikace Gumbelova rozdělení podle vztahu

$$\gamma_{Q,LM71} = \gamma_{Sd} \cdot \frac{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln \Phi(-\alpha_E \cdot \beta_t))]}{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln(0,95))]}, \quad (\text{F.2})$$

kde Φ je distribuční funkce normovaného normálního rozdělení,
 v_Q je variační koeficient proměnného zatížení železniční dopravou,
 $v_Q = 0,29$,
 $\gamma_{Sd} = 1,05$.

Ostatní veličiny jsou vysvětleny při vztahu (F.1). Vypočítané hodnoty dílčího součinitele účinků zatížení železniční dopravou se mohou zaokrouhlit na 0,05. Hodnoty dílčího součinitele $\gamma_{Q,LM71}$ platí pro všechny složky proměnného zatížení železniční dopravou, tj. model zatížení 71, odstředivou sílu, boční ráz a rozjezdové a brzdné síly.

F.1.6 Hodnoty dílčího součinitele účinků proměnných klimatických zatížení (zatížení větrem, teplotou) γ_Q se určují za předpokladu Gumbelova rozdělení pravděpodobnosti výskytu jednorozhodných extrémů ze vztahu

$$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \cdot \frac{1 - v_Q [0,449 - 0,778 \cdot \ln N + 0,778 \cdot \ln(-\ln \Phi(-\alpha_E \cdot \beta_t))]}{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln(0,98))]}, \quad (\text{F.3})$$

kde N je poměr plánované zbytkové životnosti v letech a základního referenčního intervalu, který se uvažuje 1 rok,
 v_Q je variační koeficient proměnného klimatického zatížení, $v_Q = 0,12 - 0,13$,
 $\gamma_{Sd} = 1,05$.

Ostatní veličiny byly vysvětleny při vztahu (F.1).

Variační koeficienty v_Q proměnného klimatického zatížení větrem resp. teplotou je možné stanovit pro konkrétní polohu mostu na základě údajů ČHMÚ.

Vypočítané hodnoty dílčího součinitele účinků zatížení větrem resp. teplotou se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.7 Dílčí součinitele spolehlivosti $\gamma_{M,i}$ konstrukčních ocelí vyrobených do roku 1968 se stanoví za předpokladu gama rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností konstrukčních ocelí podle vztahu

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \frac{1 - k_{\alpha x} \cdot (1 - \kappa_k \cdot a_R) \cdot v_R}{m_a \left[1 + \alpha_R \cdot \beta_t \cdot (1 - \kappa_d \cdot a_R) \cdot \sqrt{v_R^2 + v_a^2} \right]}, \quad (F.4)$$

kde γ_{Rd} je dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu únosnosti,

$\gamma_{Rd} = 1,00$ pro stanovení γ_{M0} ,

$\gamma_{Rd} = 1,10$ pro stanovení γ_{M1} ,

α_R je součinitel citlivosti metody FORM pro odolnost, $\alpha_R = -0,80$,

$k_{\alpha x}$ je statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty meze kluzu oceli (5% kvantil), $k_{\alpha x} = 1,645$,

m_a je poměrná střední hodnota průřezové charakteristiky,

v_a je variační koeficient průřezové charakteristiky,

a_R je koeficient nesymetrie rozdělení meze kluzu oceli,

v_R je variační koeficient meze kluzu oceli,

κ_k, κ_d jsou konstanty související s úpravou hodnoty indexu spolehlivosti v souvislosti se zavedením gama rozdělení.

Hodnoty m_a a v_a představují poměr skutečné hodnoty průřezové charakteristiky k její jmenovité hodnotě, přičemž se uplatňuje vliv plochy příčného řezu. Tyto hodnoty vyjadřující vliv průřezové charakteristiky na výslednou pevnost oceli se na základě statistického vyhodnocení udávají hodnotami:

$m_a = 1,0$	$v_a = 0,03$	$a_a = 0$	- pro plechy a širokou ocel,
$m_a = 1,05$	$v_a = 0,065$	$a_a = 0$	- pro tvarové tyče I, U, L, T apod.,
$m_a = 1,03$	$v_a = 0,067$	$a_a = 0$	- pro nýťované a svařované průřezy.

Variační koeficienty a koeficienty šikmosti meze kluzu konstrukčních ocelí je možné uvažovat hodnotami:

$v_R = 0,084$	$a_R = 0,509$	- pro ocel S 235,
$v_R = 0,070$	$a_R = 0,116$	- pro ocel S 355.

Konstanta κ_k má hodnoty:

$\kappa_k = 0,20$	pokud $0 \leq a_R < 1$,
$\kappa_k = 0,16$	pokud $-1 < a_R \leq 0$.

Konstanta κ_d se stanovuje pro pravděpodobnosti $P_f = \Phi(\alpha_R \cdot \beta_t) = \Phi(-0,8 \cdot \beta_t)$, což znamená, že každé zvolené hladině spolehlivosti definované indexem spolehlivosti β_t odpovídá jiná hodnota součinitele κ_d . Pro výpočet lze uvažovat hodnoty κ_d dle tabulky F.2. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti konstrukční oceli se mohou zaokrouhlit na 0,05.

Hodnota dílčího součinitele γ_{M2} se stanoví podle tabulky A.1.

Pro konstrukční oceli vyrobené po roku 1968 se doporučuje uvažovat hodnoty dílčích součinitelů podle tabulky A.1.

Tabulka F.2 - Hodnoty konstanty κ_d

Zbytková životnost (roky)	Stáří nosného prvku v letech								
	10 a méně	20	30	40	50	60	70	80	90 a více
	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$
5	0,381	0,364	0,353	0,344	0,337	0,331	0,324	0,317	0,312
10	0,393	0,381	0,371	0,364	0,358	0,352	0,348	0,343	0,340
20	0,400	0,393	0,386	0,380	0,375	0,371	0,367	0,363	
30	0,403	0,397	0,393	0,388	0,384	0,380	0,377		
40	0,405	0,400	0,396	0,393	0,389	0,386			
50	0,406	0,402	0,398	0,395	0,393				
60	0,406	0,403	0,400	0,397					
70	0,407	0,404	0,401						
80	0,407	0,405							
90	0,408								

F.1.8 Hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti betonu γ_C se stanovují za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností betonu podle vztahu

$$\gamma_C = \gamma_{\text{conv}} \cdot e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_x - \alpha_R \cdot \beta_t \cdot v_R)}, \quad (\text{F.5})$$

kde v_R je variační koeficient pevnosti betonu, $v_R = 0,166$,
 v_x je variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti, $v_x = 0,15$,
 γ_{conv} je součinitel konverze pro beton, $\gamma_{\text{conv}} = 1,15$,
 $k_{\alpha x}$ je statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty (5% kvantit), $k_{\alpha x} = 1,645$.

Vypočítané hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti betonu se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.9 Hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti betonářské a předpínací výztuže γ_S se stanoví za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností betonářské oceli podle vztahu

$$\gamma_S = e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_x - \alpha_R \cdot \beta_t \cdot v_R)} \quad (\text{F.6})$$

kde v_R je variační koeficient meze kluzu betonářské výztuže, $v_R = 0,069$,
 v_x je variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti, $v_x = 0,04$.

Ostatní veličiny byly vysvětleny u předchozích vztahů. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti betonářské a předpínací výztuže se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.10 Dílčí součinitel spolehlivosti zdiva γ_M se stanoví za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností zdiva podle vztahu

$$\gamma_M = e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_R - \alpha_R \cdot \beta_t \cdot v_R)}, \quad (\text{F.7})$$

kde v_R je variační koeficient pevnosti zdiva.

Variační koeficient pevnosti zdiva má hodnoty:

$v_R = 0,543$ - pro zděné konstrukce mostních objektů z malty navrhnutého složení,

$v_R = 0,618$ - pro zděné konstrukce mostních objektů z malty předepsaného složení
(předepsaný poměr objemových dílů cement : vápno : písek).

Ostatní veličiny byly vysvětleny u předchozích vztahů. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele spolehlivosti zdiva se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.11 V případě provedení zkoušek materiálů (konstrukční ocel, beton, betonářská a přepínací ocel, zdivo) je možné zohlednit skutečné statistické parametry získané jejich vyhodnocením. V tom případě se postupuje podle ČSN EN 1990 přílohy D, ČSN ISO 13822 a částečně i TP 224 Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací.