

TP 73

MINISTERSTVO DOPRAVY ČR  
ODBOR POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ

ŘEDITELSTVÍ SILNIC ČESKÉ REPUBLIKY

# **ZESILOVÁNÍ BETONOVÝCH MOSTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ**

## **EXTERNÍ LEPENOU VÝZTUŽÍ**

a / nebo

## **SPŘAŽENOU ŽELEZOBETONOVOU DESKOU**



**Pokyn pro výpočet**

Schváleno Ministerstvem dopravy ČR č.j.16747/96-230  
ze dne 5.2.1996 s účinností od 1.března 1996

1996

## Obsah

Předmluva .....	4
Závaznost a platnost "Pokynu" .....	4
Citované a související technické normy .....	4
Použité a doporučené prameny a literatura .....	5
1 Předmět "Pokynu" .....	7
2 Návaznost "Pokynu" na normy pro navrhování nosných konstrukcí .....	9
3 Termíny a definice .....	14
4 Obecné zásady navrhování stavebních konstrukcí .....	16
5 Rozsah a metodika výpočtů pojednaných v "Pokynu" .....	23
6 Stanovení účinků zatížení v zesilované konstrukci .....	27
6.1 Účel výpočtového modelu .....	27
6.2 Fyzikální linearita a nelinearita .....	28
6.3 Statická určitost a neurčitost .....	30
6.4 Zatížení .....	32
6.5 Vlastnosti materiálů .....	36
6.6 Vedení výpočtu .....	43
6.7 Vhodnost uplatnění nosníkového modelu .....	49
6.8 Popis výpočtového modelu "spřažený nosník"; metoda řešení .....	56
6.9 Oprávněnost předpokladu plného spřažení .....	60
7 Mezní stavy zesilovaných konstrukcí a sestavení podmínek spolehlivosti proti jejich překročení .....	69
7.1 Zjišťování stavu průřezu .....	69
7.2 Ověřování spolehlivosti konstrukce srovnáváním dosažených normálových napětí a dovolených namáhání ..	74
7.3 Mezní stav porušení průřezu ohybovým momentem a normálovou silou .....	78
7.4 Stav dosažení mezních normálových napětí v průřezu ..	83
7.5 Stav dosažení mezní šířky kolmých trhlin .....	85
7.6 Mezní stav "křehký lom" průřezu .....	87
7.7 Mezní stav porušení styku smykem .....	90
Příloha A Přenos normálové síly do zesilujícího prvku v oblasti ukončení zesílení .....	97
A.1 Účel a obsah přílohy A .....	97
A.2 Průběh napětí $\sigma(x)$ v konzole zatížené smršťováním nadbetonované desky .....	99
A.3 Průběh napětí $\sigma(x)$ v ohýbaném nosníku v místě ukončení neprůběžného zesílení externí výztuží .....	100
A.4 Poznámka k napjatosti a dimenzování okolí míst ukončení zesílení .....	101



<b>Příloha B</b>	<b>Příklad výpočtového modelu spřažené konstrukce sloužícího ke stanovení účinků zatížení; výsledek řešení</b>	<b>103</b>
B.1	Účel a obsah přílohy B	103
B.2	Zadání spřaženého nosníku (tj. zadání geometrie, materiálů a zatížení)	104
B.3	Vypočtené vnitřní síly a normálová napětí	106
B.4	Vypočtené posuvy a reakce	108
<b>Příloha C</b>	<b>Zatížení spřaženého nosníku dotvarováním betonu</b>	<b>110</b>
C.1	Účel a obsah přílohy C	110
C.2	Stanovení deformačního zatížení nahazujícího dotvarování betonu	110
C.3	Výpočet součinitele dotvarování	111
C.4	Změna náhradní tloušťky průřezu	115
<b>Příloha D</b>	<b>Vliv konečné tuhosti spřažení na vnitřní síly a posuvy částečně spřaženého nosníku</b>	<b>117</b>
D.1	Účel a obsah přílohy D	117
D.2	Zadání částečně spřaženého nosníku (tj. zadání geometrie, materiálů, tuhosti spřažení a zatížení)	118
D.3	Výběr z výsledků řešení řady částečně spřažených nosníků lišících se tuhostí spřažení	119
D.4	Tisky (vstupní údaje, deformace, vnitřní síly) odpovídající případu, kdy je tuhost spřažení 1,2	121
<b>Příloha E</b>	<b>Tuhost a únosnost prvků, zajišťujících spřažení, vyvinutých a vyzkoušených v rámci "VÚ". Popis a vyhodnocení zkoušek</b>	<b>124</b>
E.1	Účel a obsah přílohy E	124
E.2	Pripevnění externí výztuže k betonové konstrukci epoxydovým lepidlem	127
E.3	Pripevnění externí výztuže k betonové konstrukci šroubem vlepeným do předvrtaného otvoru	131
E.4	Pripevnění nadbetonované železobetonové desky k betonové konstrukci soudržností v pracovní spáře	133
<b>Příloha F</b>	<b>Příklad zadání a řešení spřaženého průřezu</b>	<b>137</b>
F.1	Účel a obsah přílohy F	137
F.2	Zadání průřezu (tj. zadání geometrie, materiálů a počátečního stavu deformace)	138
F.3	Ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezního normálového napětí	139
F.4	Ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezního poměrného přetvoření	141
<b>Příloha G</b>	<b>Výpočet normálových napětí ve spřaženém průřezu a stanovení jeho zatížitelnosti</b>	<b>144</b>
G.1	Účel a obsah přílohy G	144
G.2	Zadání příkladu	144
G.3	Výsledky výpočtů	147

## Předmluva

Tato práce s názvem "Zesilování betonových mostů pozemních komunikací externí lepenou výztuží a/nebo spřaženou železobetonovou deskou. Pokyn pro výpočet" (dále jen "Pokyn") je nehmotným realizačním výstupem E03 úkolu R 11 311 070 - "Záchrana silničních mostů v ČR" (dále jen "VÚ"). Řešitelem "VÚ" byl IMOS holding, s.r.o., divize silniční stavby, středisko silniční vývoj, Olomoucká 174, 627 00 Brno; zadavateli úkolu bylo Ředitelství silnic ČR, Odbor pozemních komunikací MD ČR a MH ČR.

### Závaznost a platnost "Pokynu"

Tento "Pokyn" neobsahuje obecně závazný text.

Užívání "Pokynu" je doporučené v rozsahu působnosti Odboru pozemních komunikací ministerstva dopravy České republiky. Míra účinnosti jednotlivých ustanovení (tj. doporučení nebo dovolení; případně též povinnost vázaná na uplatnění doporučení, nebo dovolení) je dána formulacemi jejich textu, které odpovídají lit.[24].

Při navrhování zesílení mostu a případně i při stanovení zatížitelností zesilovaného mostu se projektant může nebo nemusí o "Pokyn" opírat, a to podle svého uvážení, obdobně jako o jiné doporučené či uznávané, avšak nezávazné a nepovinné prameny, jako jsou např. schválené celostátní učebnice, lektorované odborné publikace a články, apod.

### Citované a související technické normy

- [ 1 ] ČSN 73 0020/89 Názvosloví spolehlivosti stavebních konstrukcí a základových půd
- [ 2 ] ČSN 73 0031/88 Spolehlivost stavebních konstrukcí a základových půd. Základní ustanovení pro výpočet
- [ 3 ] ČSN 73 0038/86 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách
- [ 4 ] ČSN 73 1200abc4/75 Názvoslovie v odbore betónu a betonárských prác
- [ 5 ] ČSN 73 1201a/86 Navrhování betonových konstrukcí
- [ 6 ] ČSN 73 1205/80 Betonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování
- [ 7 ] ČSN 73 1206/86 Spřažené ocelobetonové konstrukce. Základní ustanovení pro navrhování (návrh)



- [ 8] ČSN 73 2089ab/61 Směrnice pro navrhování spřažených ocelobetonových nosníků
- [ 9] ČSN 73 6200ab/75 Mostní názvosloví
- [10] ČSN 73 6203ab/86 Zatížení mostů
- [11] ČSN 73 6206a2/71 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí
- [12] ČSN 73 6206/90 Navrhování betonových mostních konstrukcí (nepřipomínkové 3. znění revize)
- [13] ČSN 73 6207/93 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu
- [14] ČSN 73 6220/95 Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací (konečný návrh)
- [15] ENV 1991 - EUROCODE 1 Basis of Design and Actions on Structures. Part 3: Traffic Loads on Bridges (návrh)
- [16] ČSN P ENV 1992-1-1 (73 1201) /94 Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [17] ENV 1992 - EUROCODE 2 Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete Bridges (návrh)
- [18] ČSN P ENV 1994-1-1 (73 2089) /94 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [19] DIN 1045/88 Beton und Stahlbeton. Bemessung und Ausführung

#### **Použité a doporučené prameny a literatura**

- [20] Bustín, J. - Šubr, J.: Spřažené ocelobetonové konstrukce. Praha, SNTL 1964
- [21] Feda, R. - Studnička, J.: Analýza poddajně spřaženého nosníku metodou konečných prvků. In: Inženýrské stavby 1991/2, str.33-38
- [22] Kalný, M.: Ověření spolehlivosti mostů z prefabrikátů KA. Praha, Pontex 1994 (studie)
- [23] Kolář, V.: Přednášky, konzultace, diskuse. Brno, 1968-1994
- [24] Metodické pokyny pro normalizaci. MPN 1:1995. Stavba, členění a úprava českých technických norem. Český normalizační institut, 1995
- [25] Němec, I.: Konzultace, diskuse, spory. Brno, 1969-1994
- [26] Pechar, J. - Bureš, J. - Schindler, A.: Kovové mosty. Praha, SNTL 1990



- [27] Schindler, A.-Rotter, T.: Kovové mosty - pomůcka pro navrhování. Skriptum ČVUT 1990
- [28] Studnička, J.-Rotter, T.: Teoretické podklady pro navrhování ocelobetonových mostů. In: Sborník z kolokvia "Ocelové a ocelobetonové spřažené mosty", str. 59. Praha, duben 1994
- [29] Technické podmínky "Navrhování spřažených ocelobetonových nosných konstrukcí mostů na pozemních komunikacích". TP 79 MD ČR. ČVUT+PONTEX, Praha.
- [30] Technické podmínky "Zesilování betonových mostů pozemních komunikací externí lepenou výztuží a/nebo spřaženou železobetonovou deskou" (technologická část). TP 74 MD ČR. IMOS holding, s.r.o., Brno 1995
- [31] Typizační směrnice "Spřažené ocelobetonové konstrukce železničních mostů". SÚDOP, Praha 1994
- [32] Vitek, J.L.-Šrůma, V.: Zesílení mostů z předpjatých komorových nosníků spřaženou deskou. In: Sborník ze semináře "Spřažené konstrukce beton-beton", str.129. Praha, říjen 1995
- [33] Voves, B.: Klasické pojetí navrhování spřažených konstrukcí. In: Sborník ze semináře "Spřažené konstrukce beton-beton", str.7. Praha, říjen 1995



## 1 Předmět "Pokynu"

1.1 Předmětem "Pokynu" je výpočet betonových hlavních nosných konstrukcí mostů pozemních komunikací zesilovaných:

- přilepenou a přikotvenou externí výztuží;
- a/nebo přikotvenou nadbetonovanou železobetonovou deskou,

prováděný obvykle buď za účelem ověřování mechanické spolehlivosti (tj. "mechanické pevnosti a stability" dle požadavků stavebního zákona) návrhů zesilovaných konstrukcí nebo pro stanovení jejich zatížitelností. Některé zásady uvedené v "Pokynu" mají však obecnější platnost a lze je přiměřeně uplatnit např. při výpočtech a přepočtech betonobetonových i jiných spřažených konstrukcí.

"Pokyn" obsahuje doporučení, komentáře, odůvodnění a vysvětlení jak k metodice vedení statického výpočtu, tak i k detailům provádění výpočtu. Popisuje výpočtové modely i metody jejich řešení, přičemž vychází z předpokladu, že užívání počítače a dostatečně obecné programové vybavení je běžně dostupné. Proto nejsou uváděny metody aplikovatelné bez použití výpočetní techniky.

*Poznámka 1 - Pochopení mechanické funkce spřažených konstrukcí (zejména jde o projevy objemových změn a o důsledky poddajnosti či tuhosti prvků zajišťujících spřažení) je základním předpokladem i k provedení výstižného výpočtu zesilovaných konstrukcí. Proto je část "Pokynu" věnována obecnější orientaci po problematice statických výpočtů spřažených konstrukcí a proto mají některé části "Pokynu" charakter učebnice, přičemž je věnována velká pozornost přesnosti výkladu (někdy i na úkor jednoduchosti).*

*Poznámka 2 - Zesilování železobetonovou deskou, u kterého jde o obdobný výpočet, o jaký se opírá např. navrhování mostů z nosníků VST, I-90, KU-M, MK-T, apod., a částečně i navrhování ocelobetonových mostů, je běžně známé a bylo rutinně prováděno již před zpracováním "VÚ" i "Pokynu". Proto je v "Pokynu" věnováno relativně více místa výpočtu konstrukcí zesilovaných přilepenou a přikotvenou externí výztuží.*

1.2 "Pokyn" navazuje na platné a připravované technické normy (stav listopad 1995) i na jiné předpisy pro navrhování betonových a spřažených konstrukcí, a to zejména konstrukcí mostních. Zabývá se aplikací norem při navrhování (výpočtu) zesílení a doplňuje je o vybrané podrobnosti zajišťování a ověřování spolehlivosti uvedených konstrukcí. Protože však při navrhování zesílení mostních konstrukcí i při výpočtech zatížitelností, které obvykle navrhování zesílení předchází i následují, projektant mnohdy nenachází v normách tak spolehlivou oporu, jako při navrhování novostaveb, připomíná "Pokyn" v kap.4 i obecné metodické zásady



navrhování stavebních konstrukcí, obecnou funkci statického výpočtu, a některé právní aspekty problematiky.

*Poznámka - Takové zaměření "Pokynu" je v souladu se stanoviskem TNK č.36 "Betonové konstrukce", v níž byla problematika navrhování (a stanovení zatížitelnosti) zesilovaných betonových a spřažených betonobetonových konstrukcí diskutována s tím závěrem, že zásady, požadavky a kritéria, uvedené v platných i připravovaných normách pro navrhování, se vztahují i na návrhy konstrukcí zesilovaných a spřažených a na jejich přepočty, avšak že tyto normy se nezabývají návrhy ani výpočty uvedených konstrukcí tak podrobně, jako se zabývají návrhy a výpočty ostatních betonových konstrukcí.*

1.3 Předmětem "Pokynu" není vypracování kompletních výpočtů konkrétních zesilovaných konstrukcí ani vypracování programů pro počítače.

"Pokyn" se také nezabývá návrhem ani navrhováním zesilovaných konstrukcí z hlediska:

- volby způsobu zesílení;
- prostorového uspořádání;
- volby materiálů a výrobků (tím se zabývá lit.[30]);
- dodržování a (až na několik doporučení týkajících se zajištění funkce spřažení) ani stanovení konstrukčních zásad;
- případného zajištění aktivace zesilujících prvků (např. provizorním podepřením po dobu, než bude nadbetonovaná železobetonová deska schopna snášet namáhání);
- technologie (provádění) zesilování (tím se zabývá lit.[30]);
- zkoušení materiálů nebo částí konstrukce;
- osazování či provádění mostního vybavení (závěrů, kotvení říms, izolace, apod.);
- ochrany proti negativním vlivům prostředí;
- vypracování dokumentace;
- udržitelnosti, opravitelnosti a možnosti provádět kontroly a prohlídky mostu;
- zásad provádění kontrol, prohlídek, oprav a údržby mostu.

1.4 Výpočet kombinovaného zesílení současně externí výztuží a železobetonovou deskou je principiálně stejný jako výpočet zesílení jednoduchého a je založen na aplikaci těchto zásad. Proto není výpočtu kombinovaného zesílení věnována zvláštní pozornost.



## 2 Návaznost "Pokynu" na normy pro navrhování nosných konstrukcí

2.1 V ČR neexistuje jedna konkrétní technická norma upravující všechny podrobnosti návrhů (ani navrhování nebo výpočtů) zesílení betonových mostních konstrukcí nadbetonovanou přikotvenou železobetonovou deskou ani přilepenou a přikotvenou externí výztuží (ba ani podrobnosti návrhů nebo výpočtů spřažených betonobetonových mostních konstrukcí), avšak, jak je z následujících citací zřejmé, několik norem se této problematiky dotýká. A to:

- ČSN 73 0031/88, preambule: "Tato norma se vztahuje na nosné stavební konstrukce .. a to pro všechny druhy stavebních technických objektů. .. Pro navrhování konstrukcí z různých materiálů .. a pro navrhování a posuzování konstrukcí při přestavbách a opravách platí samostatné technické normy zpracované v návaznosti na tuto kmenovou normu."

- ČSN 73 1205/80, preambule: "Tato norma .. se vztahuje na betonové konstrukce .. inženýrských staveb ..".

- návrh ČSN 73 1206/86, preambule: "Tento návrh normy stanoví zásady pro navrhování spřažených ocelobetonových prvků a konstrukcí .. inženýrských staveb ..".

- ČSN 73 0038/86, preambule: "Tato norma platí pro navrhování a posuzování nosných stavebních konstrukcí při změnách a opravách .. objektů bytových, občanských a objektů pro průmyslovou, rostlinnou a živočišnou výrobu."

- ČSN 73 6203/86, preambule: "Tato norma platí pro určení zatížení trvalých i zatímních mostů pozemních komunikací .. Tato norma platí pro objekty, s jejichž vypracováním bylo započato po dni její účinnosti."

- ČSN 73 6206/71, preambule: "Tato norma platí pro navrhování .. mostních i inženýrských staveb (dále jen mosty) .. Norma platí pro navrhování .. podle teorie dovolených namáhání. .. Tato norma neplatí pro přepočty stávajících konstrukcí."

- ČSN 73 6207/93, kap. 1: "Tato norma platí pro navrhování konstrukcí mostů z předpjatého betonu, jejichž zatížení je určeno v ČSN 73 6203."

- ČSN 73 2089/61, preambule: "Tato norma platí pro navrhování spřažených ocelobetonových nosníků .. pozemního a mostního stavitelství, sestávajících z ocelových nosníků a železobetonové desky ..".

- ČSN 73 6220 (konečný návrh 1995):

- kap.1: "Tato norma platí pro určení zatížitelnosti trvalých a zatímních mostů pozemních komunikací ..";

- čl.4.4.1 "Podrobný statický výpočet při stanovení zatížitelnosti se provádí podle současně platných norem pro zatížení a navrhování mostních konstrukcí, doplněných o ustanovení této normy." (Jde zejména o doplnění uvedené v 4.4.3 týkající se zkušebních přejezdů u malých mostů, o doplnění uvedené v 4.4.4, a o doplnění uvedené v 4.7 týkající se zohlednění skutečného stavu prvků.);
- čl.4.4.4: "Při výpočtu zatížitelnosti je možno v přiměřené míře použít zásady ČSN 73 0038.".
- ČSN P ENV 1992-1-1 (73 1201) /94:
  - čl.1.1.1.1 (P1): "Eurokód 2 se používá pro navrhování pozemních a inženýrských objektů ..";
  - čl.1.1.1.2 (P1): "Část 1 Eurokódu 2 stanoví obecné zásady pro navrhování konstrukcí .. a inženýrských objektů ..";
  - čl.1.1.1.2 (P5): "Část 1 nezahrnuje zvláštnosti některých druhů inženýrských objektů (např. viaduktů, mostů ..)".
- ČSN P ENV 1994-1-1 (73 2089) /94:
  - čl.1.1.1.1 (1): "Eurokód 4 je určen pro návrh spřažených konstrukcí .. inženýrského stavitelství. Spřažené konstrukce .. jsou vyrobeny z konstrukční oceli a .. betonu ..";
  - čl.1.1.1.2 (1): "Část 1.1 Eurokódu 4 stanoví obecné zásady pro navrhování spřažených konstrukcí .. inženýrského stavitelství.";
  - čl.1.1.1.2 (6): "Tato část 1.1 nezahrnuje: .. zvláštnosti některých typů inženýrských konstrukcí (např. mosty, ..)".

2.2 Uvedené citace také ukazují, že není jednoznačně předepsáno, která ustanovení kterých norem mají být při navrhování zesílení nebo přepočtu starších betonových mostů uplatněna a že vše není zcela jednoznačné ani pokud jde o nově navrhované spřažené betonobetonové konstrukce, ale že v těchto případech není přiměřené využití většiny z citovaných norem zcela vyloučeno.

Doslovnému výkladu zákona č.142/91 Sb. "o čsl. technických normách", podle kterého zůstávají ČSN platnými i po 1.1.1995 (a při snaze aplikovat platné normy pouze na předmět uvedený v jejich preambuli) snad nejlépe odpovídá aplikace ČSN 73 2089 (pro navrhování vlastního spřažení) a buď ČSN 73 6206 (jde-li o navrhování či posuzování železobetonových částí konstrukce) nebo ČSN 73 6207 (jde-li o navrhování či posuzování částí konstrukce z předpjatého betonu), přičemž lze externí výztuž považovat za speciální druh betonářské výztuže a nikoliv za ocelovou konstrukci. Protože však ČSN 73 6206, ČSN 73 6207 a zvláště pak ČSN 73 2089 (v části týkající se navrhování mostních konstrukcí) jsou považovány za zastaralé a bezperspektivní (a navíc žádná z těchto norem neuvádí pevnostní charakteristiky betonové spáry a ani pevnostní a tuhostní



charakteristiky ostatních v "Pokynu" zmiňovaných prvků zajišťujících spřažení), není návaznost "Pokynu" na tyto normy stoprocentní.

*Poznámka - Při zpracovávání "Pokynu" se přihlédlo k současnému stavu normalizace poznamenanému tím, že přes metodický nesoulad platných norem pro navrhování betonových mostních konstrukcí s normami pro navrhování ostatních stavebních konstrukcí byly zastaveny velké revize ČSN 73 6206 a ČSN 73 1251 (nyní ČSN 73 6207), které měly zavést navrhování "podle mezních stavů" i pro mosty. Přechodné období do zavedení Eurokódů jako povinných norem i pro navrhování mostních konstrukcí všeho druhu (cca do roku 2000 až 2005) proto je a bude charakterizováno souběhem platnosti ČSN a návrhů Eurokódů a vydáváním různých směrnic, pokynů a návodů (jako je např. i tento "Pokyn") uvádějících, doporučujících či nařizujících dílčí změny nebo doplnění oproti platným normám. Tak např. části ČSN 73 2089 týkající se navrhování ocelobetonových mostních konstrukcí jsou nahrazeny lit.[31] (platnou pro mosty drážních komunikací) a lit.[29] (platnou pro mosty pozemních komunikací), které zavádějí metodiku "mezních stavů". Ocelobetonové konstrukce pozemních staveb smí být navrhovány jak podle ČSN, tak i podle Eurokódu 4.*

2.3 Dodržování platných českých technických norem pro stavební suroviny, materiály a výrobky pro stavby, dodržování norem pro navrhování a provádění staveb, i dodržování norem pro části staveb, je povinné. Povinnost dodržovat normy, pokud nevyplývá ze zákona o československých technických normách přímo, je druhotně odvoditelná z jiných zákonných opatření. U uvedených tříd norem tato povinnost vyplývá z toho, že:

- stavební zákon, obchodní zákoník a zákon o ochraně spotřebitele (a možná i další zákony) obsahují požadavky na stavby, objekty, konstrukce, dodávky a výrobky pro stavby (např. na jejich mechanickou pevnost a stabilitu, na bezpečnost při užívání, na požární bezpečnost, na trvanlivost, atd.), ale podrobněji tyto požadavky nespecifikují,

- a že navazující zákon o československých technických normách uvádí jako funkci a smysl těchto norem určovat technické požadavky na výrobky a činnosti (tj. věcně tyto požadavky definovat, kvantitativně je vymezovat a uvádět kritéria rozpoznání jejich splnění) v souladu s těmito zákony. Tato návaznost se týká technické normalizace kompletně, nejen těch ustanovení, která byla neopomenutelným účastníkem (tj. příslušným ústředním orgánem státní správy) vybrána jako závazná ze zákona č.142/91 Sb..

*Poznámka 1 - Tedy přestože české technické normy pro navrhování stavebních konstrukcí většinou nejsou závazné přímo ze zákona o čsl. technických normách (tj. jsou "obecně dobrovolné"), nelze bez jejich dodržení splnit požadavky zákonů na stavby a části staveb (konkrétně jde o požadavek stavebního zákona na "mechanickou spolehlivost a stabilitu"). Věcná a odborná náplň českých technických norem, definice v nich uvedené (co je např. "mechanická spolehlivost") a informace a kritéria v nich obsažené dávají obecným požadavkům zákonů konkrétní podobu a náplň, takže*



přiměřeně, po věcné stránce, respektovat. Totéž se vztahuje i na ustanovení platných norem, která jsou formulovaná jako nepovinná.

Poznámka 1 - Že mnohdy nelze zcela opominout již zrušené předpisy, nepovinné části platných předpisů, učebnice, atd., vyplývá jak z "Obchodního zákoníku" č.513/91 Sb., tak i ze zákona "O ochraně spotřebitele" č.634/92 Sb. Podle Obchodního zákoníku, § 420, odst.(2), musí být předmět smlouvy (zboží) dodán v jakosti a provedení vhodném pro účel, k jakému se zpravidla užívá (pokud HS neurčuje jinak), a podle § 429, odst.(1), si musí zboží po určitou dobu zachovat vlastnosti obvyklé (pokud HS neurčuje jinak). Podle zákona O ochraně spotřebitele, § 3, odst.b), musí mít výrobky a služby kvalitu předepsanou či uvedenou, a pokud není předpis či uvedení, tak kvalitu obvyklou. V obou případech jde o zakomponování zvykového práva do psaných zákonů, a v obou případech je účelem tohoto opatření ochránit objednatele či spotřebitele (v případě mostních konstrukcí širší veřejnost), před nepoctivostí či neschopností zhotovitele (dodavatele, výrobce, projektanta) v záležitostech, které nejsou a někdy ani nemohou být přesně specifikovány v předpisech nebo ve smlouvě (naopak ochranou zhotovitele před nadbytečnými a protiprávními požadavky se strany objednatele na provedení průkazu správnosti díla je § 562, odst.(2) Obchodního zákoníku vyjadřující "presumpci správnosti díla"). "Obvyklost" výrobku, dodávky, služby, konání, kvality, vlastností (včetně ceny) tedy mohou někdy (i u soudu) vymezovat nejen doporučení platných norem, ale i neplatné předpisy nebo prameny, které nikdy nebyly předpisem (příručky, rukověti, názor experta, obvyklá "odborná výbava" příslušného oboru včleněná např. do učebních plánů nebo uvedená v základní literatuře, atd.). Nezávažnost nebo neplatnost nemusí proto v každém případě znamenat věcnou dobrovolnost dodržování, a to jak před příslušnými správními orgány, tak i před zákonem.

Poznámka 2 - Respektování nejen povinných, ale i dobrovolných (povolujících, doporučujících) ustanovení platných nebo schválených pramenů (např. technických norem, předpisů MD ČR, tohoto "Pokynu", apod.) by mělo projektanta vyvinut v každém případě, ve kterém byla příslušna ustanovení aplikována přiměřeně a věcně správně. Ale i respektování neplatných a neschválených pramenů (včetně učebnic, článků v odborných časopisech, informací uvedených ve sbornících, atd.), pokud nebyl dán oficiální zákaz (nebo alespoň oficiální nedoporučení či varování) jejich užívání, může být účinným deštníkem před prokurátorem. Tyto prameny (např. již neplatné oborové normy) však (na rozdíl od platných předpisů) nemívají svého správce; takže nebývají udržovány a zastarávají. Jejich význam (a případně i nutnost jejich respektování) proto časem slábne.



dodržení zákonů je bez dodržení norem už z principu vyloučeno (z toho je např. zřejmé, že jakákoliv dohoda investora s projektantem o uplatnění řešení nesplňujícího požadavky českých technických norem pro navrhování, byť uvedená v HS, je protiprávní a tedy neplatná). Lze říci, že respektování norem pro navrhování je vlastně "dobrovolností volby jediné známé (či alespoň jediné schůdné) cesty k dosažení zákonem předepsaného cíle". Pouze v případech, kdy je odchýlné řešení (např. řešení dle DIN) plnohodnotné v tom smyslu, že beze zbytku naplňuje požadavky českých zákonů, nemusí být postupováno podle ČSN. O věcné správnosti navrženého nenormového řešení je však třeba zástupce příslušných orgánů (např. orgánů státní správy, investorských organizací, apod.) přesvědčit a získat výjimku z normy, případně souhlas s odchýlným řešením.

Poznámka 2 - Čl. 2.3 vyvrací často uváděný názor, že je běžné přípustné postupovat např. podle norem německých, tureckých, nebo jiných (i když nejsou převzaty do systému ČSN), učiní-li se v HS taková dohoda. Takový postup může být protiprávní, neboť (bez podrobného ověření srovnáním s ČSN) není obecně zaručeno, že použité zahraniční normy jsou v souladu s českými zákony a naplňují jejich požadavky. Tedy např. konstrukce považovaná za spolehlivou v Turecku nemusí (ale může) být spolehlivá i ve smyslu českých zákonů, požadavků a zvyklostí.

Poznámka 3 - Mnohdy se uvádí, že české technické normy jsou vydávány jako obecně dobrovolné. Toto označení je matoucí; proklamovaná "obecná dobrovolnost" (jako opak k "obecné závaznosti") neimplikuje dobrovolnost věcného dodržování platného předpisu při jeho užívání, ale je to právnícký termín označující (přibližně) to, že při právníckých úkonech není povinné vykládat příslušné texty gramaticky (tj. s dáním přednosti "slovu" před "duchem"), jak je zvykem u obecně závazných právních norem. Rozdíl mezi "platností" a "závazností ze zákona" je tedy v tom, že u platných ustanovení lze dát přednost věcnému a profesnímu výkladu (uvedenému např. v posudku experta) před výkladem gramatickým, kdežto u závazných ustanovení ze zákona tomu bývá (a má být) naopak, zvláště pak při procesních záležitostech. Při sporech o dodržení platných, avšak obecně nezávazných ustanovení se připouští např. argumenty typu "ale toto ustanovení bylo myšleno jinak a jeho účelem je dosahovat jiného věcného efektu", apod., které při výkladu obecně závazných ustanovení teoreticky nepřipadají v úvahu. Protože svět techniky užívá přece jen poněkud jiný jazyk a jinou logiku než svět práva (a technické normy jsou psány techniky a pro techniky a je zvykem s nimi pracovat jinak než s texty právních norem), ukázala se být obecná závaznost technických norem a jejich výklad provedený právníky příčinou potíží. Proto jsou ve většině zemí technické normativní dokumenty schvalovány jako platné (povinné), ale nikoliv jako obecně závazné.

2.4 Kromě závazných a/nebo platných technických norem a kromě schválených předpisů mohou být pro navrhování či přepočty stavebních konstrukcí směrodatné i předpisy nebo jejich části, které přestaly být platnými, případně i další běžně dostupné a všeobecně uznávané prameny (např. učebnice), pokud nebyly nahrazeny prepisy nebo prameny novějšími, a projektant je má



### 3 Termíny a definice

3.1 V "Pokynu" se zavádějí a užívají tyto termíny a definice:

3.1.1 Nosná konstrukce (nosný prvek), dále jen konstrukce, je část objektu za těch okolností a v těch souvislostech, v nichž je její nosná funkce významná (např. omítka je nosnou konstrukcí, zkoumá-li se její schopnost vzdorovat teplotnímu spádu, ale pilíř není nosnou konstrukcí, zkoumá-li se jeho estetické působení).

3.1.2 Nosná funkce spočívá v přenášení (vzdorování, odporování) mechanického (tj. silového a/nebo deformačního) zatížení.

3.1.3 Navrhování konstrukce je činnost, jejímž cílem je vytvoření návrhu konstrukce splňujícího konstrukční požadavky a vybrané podmínky spolehlivosti. Obvykle jde o zhotovování výkresů, písemností a výpočtu.

3.1.4 Návrh konstrukce je strukturní model konstrukce spočívající v popisu (definici) její geometrie a materiálů. Je to výstup (výsledek) navrhování, obvykle nehmotný, ve formě informací (výkresů, textů) uložených na nosiči (papíře, disketě).

3.1.5 Výpočet konstrukce je jak sama činnost spočívající v početním sestavování a vyhodnocování podmínek spolehlivosti či v takovém početním postupu dimenzování, který má ke splnění těchto podmínek vztah, tak i záznam o této činnosti. Záznam o provádění výpočtu není součástí návrhu konstrukce.

3.1.6 Dimenzování je součást navrhování, jejímž výsledkem (cílem) je určení (výběrem, výpočtem, zkouškou, odhadem) dimenzí (rozměrů, profilů, uspořádání, apod.) konstrukce či prvku.

3.1.7 Výpočtový model je vztah (úloha, rovnice) matematické fyziky popisující určité mechanické chování (funkci nebo stav) idealizované nosné konstrukce nebo její části. Řešení modelu, které se získá aplikací metody řešení, je předpovědí tohoto chování (funkce, odezvy, stavu) a bývá podkladem pro sestavování podmínek spolehlivosti.

3.1.8 Navierův průřez, dále jen průřez, je výpočtový model vyjadřující chování řezu konstrukčním prvkem nebo jeho částí, u kterého je velikost změny poměrných prodloužení (obvykle označovaných  $\epsilon(x)$ ), vyvozená mechanickým zatížením, ve všech bodech průřezu lineární funkcí jejich souřadnic. Jde o vyjádření předpokladu, že řez konstrukcí se při zatěžování konstrukce jen posouvá a natáčí, ale zůstává vcelku a nedeplanuje.

3.1.9 Ideální průřez je průřez, v němž při nulových výsledných vnitřních silách  $M_Y$ ,  $M_Z$ ,  $N$  (označení dle běžné konvence) jsou i mechanická poměrná přetvoření a normálová napětí kolmá k rovině průřezu (obvykle označovaná  $\epsilon(x)$  a  $\sigma(x)$ ) všude nulová. Materiál v nezatíženém průřezu je tedy nedeformovaný a nenapjatý.

3.1.10 Průřez plně (též dokonale) spřažený, dále mnohdy jen spřažený průřez, je průřez, u něhož při nulových výsledných



vnitřních silách MY, MZ, N nemusí být poměrná přetvoření ani normálová napětí kolmá k rovině průřezu všude nulová. Lze přijmout názornou představu, že spřažený průřez je výpočtovým modelem řezu, který vznikl dokonalým spřažením (tj. dokonalým spojením neumožňujícím rozdělení bodů styku) několika zatížených řezů modelovaných ideálními průřezy.

**3.1.11 Konstrukce plně (též dokonale) spřažená (plně spřažený prvek),** dále jen **spřažená konstrukce,** nebo též **spřažený nosník** - podle toho, zda se mluví o realitě či výpočtovém modelu, je konstrukce za těch okolností, v nichž je modelována jako linie (prut, nosník) vytvořená dokonale spřaženými průřezy.

**3.1.12 Konstrukce částečně (nedokonale, poddajně, přerušovaně) spřažená (částečně spřažený prvek)** je konstrukce za těch okolností, v nichž je modelována několika plně spřaženými konstrukcemi spojenými podélnými vazbami průběžnými nebo přerušovanými. Částečně spřažené konstrukce se od konstrukcí plně spřažených liší tím, že průběh poměrných přetvoření  $\epsilon_s(x)$  po řezu není funkcí, neb se připouští a předpokládá víceznačnost na hranicích (rozdvojení bodů styku, kterým pak mohou příslušet dvě různé hodnoty  $\epsilon_s(x)$ ). Vhodným modelem částečně spřažené konstrukce proto není jeden nosník odpovídající definici 3.1.11 a vhodným modelem řezu takovouto konstrukcí proto není jeden průřez odpovídající definici 3.1.9 nebo 3.1.10, ale několik takových nosníků, resp. průřezů svázaných společnými vazbami (obvykle je společný průhyb, naklonění a křivost, nikoliv však posuv ve směru osy prvku), jejichž spolehlivost se posuzuje samostatně nebo téměř samostatně (dané geometrické vazby je nutno respektovat i při stanovení mezních hodnot).

**3.2** V "Pokynu" nejsou používány jinak běžné pojmy:

- "řešení konstrukce", který je z hlediska zavedených definic nesmyslný;
- "vyšetřování konstrukce", který nemá vypovídací hodnotu;
- "částečně spřažený průřez", který je matoucí (dle 3.1.8 není průřez modelem řezu částečně spřaženou konstrukcí).

Ostatní termíny uvedené v "Pokynu" jsou užívány ve smyslu definic ČSN 73 0020, ČSN 73 1200 a ČSN 73 6200.

*Poznámka 1 - Z uvedených definic je zřejmé, že v "Pokynu" se předpokládá, že zesilované (i ostatní spřažené) konstrukce jsou při posuzování a mnohdy i při celém výpočtu modelovány jako jednorozměrné pruty. To není v rozporu s normami pro navrhování ani s projekční praxí; v literatuře i v normách jsou uváděny pokyny, jak např. u desek uvažovat vzdorující šířku, jak uvažovat u deskových trámů spolupůsobící šířku, jak deskové vnitřní síly transformovat na tzv. dimenzační nosníkové vnitřní síly, atd.*

*Poznámka 2 - "Pokyn" se nezabývá pruty, u nichž nastává výrazná spojitá deplanace (tj. spojitý, ale nelineární průběh poměrného přetvoření  $\epsilon_s(x)$  po řezu), jako jsou např. pruty namáhané převážně kroucením, tenkostěnné pruty, u nichž se výrazně projeví tzv. smykové ochabnutí, vysoké stěnové nosníky, aj.*



## 4 Obecné zásady navrhování stavebních konstrukcí

4.1 Cílem navrhování konstrukce je vytvoření takového návrhu, aby podle něho zhotovená reálná konstrukce byla spolehlivá co do mechanického chování. Za "spolehlivost co do mechanického chování" se považuje hodnota logické funkce, která je součinem všech předepsaných "podmínek spolehlivosti" a splnění všech konstrukčních požadavků. Podmínky spolehlivosti vyjadřují vztahy mezi očekávanými účinky zatížení konstrukce a odpovídajícími hodnotami maximálně (extrémně) přípustnými, tj. hodnotami vymezujícími únosnost a použitelnost konstrukce po dobu její předpokládané životnosti; též lze mluvit o odporech konstrukce, resp. průřezu, nebo o hodnotách, jejichž nepřekročení zajišťuje přiměřenou "mechanickou pevnost a stabilitu" (citováno z § 47 Stavebního zákona). Konstrukční požadavky jsou uvedeny v normách pro navrhování.

Sestavování a vyhodnocování podmínek spolehlivosti (čili "výpočet konstrukce", definice 3.1.5), je tedy základním a při navrhování konstrukce obvykle neopomenutelným pracovním prostředkem zpracovatele návrhu. Tvar a obsah podmínek spolehlivosti bývá předepsán normami pro navrhování stavebních konstrukcí takový, aby jejich splnění zajišťovalo požadovanou mechanickou funkci navrhované konstrukce se společensky přiměřenou zárukou (též lze říci: s přiměřeným rizikem či s přípustnou, resp. s dohodnutou pravděpodobností), přičemž se požaduje, aby (pokud to má smysl) všechny předepsané podmínky spolehlivosti byly splněny ve všech místech konstrukce, ve všech časových stádiích a pro všechny kombinace zatížení, které reálně připadají v úvahu. Výběr konkrétních podmínek co do posuzovaných míst na konstrukci, časových stádií, účinků zatížení a sestav zatížení, které jsou skutečně vyhodnocovány, volí zpracovatel návrhu konstrukce (včetně výpočtových modelů, metod řešení a přesnosti výsledků řešení) tak, aby vyvrátil pochybnosti (především své, neb může být volán k právní odpovědnosti v případě, že vady návrhu konstrukce jsou součástí řetězce příčin vedoucích ke vzniku škody nebo újmy na zdraví) o mechanické spolehlivosti nebo o hospodárnosti konstrukce.

*Poznámka - "Spolehlivost" konstrukce může být a také bývá chápána daleko širěji než jen z hlediska její nosné funkce; mnohdy se jí rozumí i požární bezpečnost, splnění hygienických požadavků, ochrana zdraví a životního prostředí, bezpečnost při užívání, ochrana proti hluku, úspora energie (tj. minimalizace odpadního tepla), odolnost proti korozi, dostatečná životnost při běžné údržbě a v neposlední řadě i funkčnost čili schopnost sloužit danému účelu. Zajištěním přiměřené míry těchto vlastností konstrukcí se však "výpočet konstrukce" ani "navrhování" nezabývá; to je předmětem "projektování".*

4.2 Jasně vytčený cíl navrhování (tj. dosažení mechanické spolehlivosti konstrukce) a jednoznačně definovaný prostředek

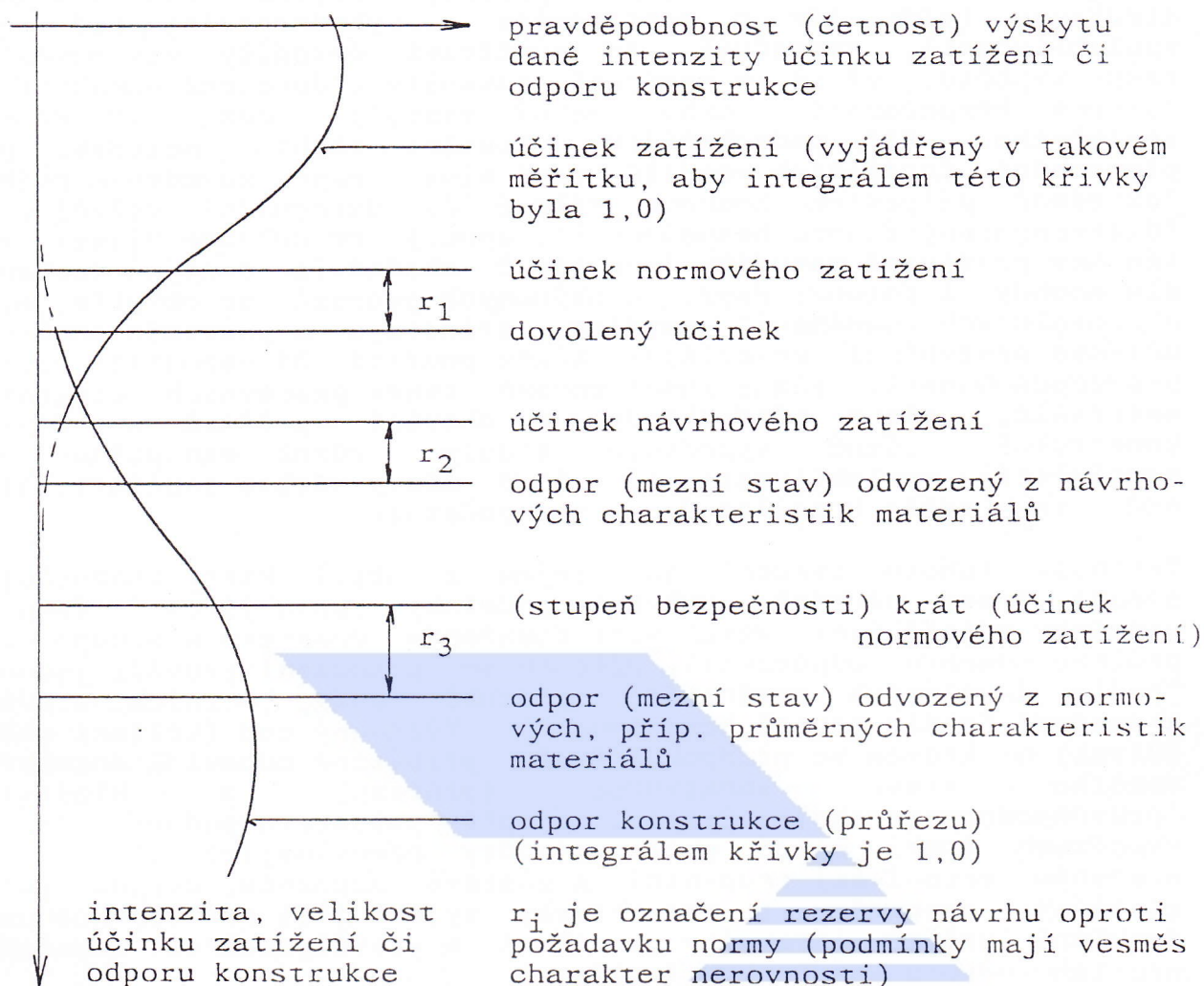


ověřování dosažení cíle (tj. výpočet), mající vždy stejnou strukturu (vždy jde o sestavování a vyhodnocování podmínek spolehlivosti), naznačují, že používané metodiky navrhování, resp. výpočtu, ať už se nazývají jakkoliv ("dovolená namáhání", "stupně bezpečnosti" nebo "mezní stavy"), musí mít mnoho společného. Při podrobnějším zkoumání těchto metodik, po přemostění formálních rozdílů mezi nimi (např. zavedením pojmů "extrémně přípustná hodnota silové či deformační veličiny", "diferencovaný stupeň bezpečnosti", apod.) se dokonce zjistí, že všechny používané metodiky jsou téměř shodné (a to nejen duchem, ale mnohdy i formou; např. u ohýbaných průřezů se obvykle, byť u "dovolených namáhání" nepřímou, stanovuje a posuzuje poměrné délkové přetvoření materiálů). Různé použití či nepoužití počtu pravděpodobnosti, různé idealizované tvary pracovních diagramů materiálů, různé předpoklady o chování průřezů a částí konstrukcí, různé výpočtové modely, různá manipulace se součiniteli spolehlivosti (a různé názvy těchto součinitelů), atd., jsou spíše rozdílem formy než podstaty.

Platnost tohoto tvrzení je zřejmá z obr.1, který znázorňuje plnění jedné náhodně vybrané podmínky spolehlivosti (např. podmínky vyjadřující vztah mezi dosaženým momentem a schopností průřezu momentu odporovat), přičemž se posouzení provádí jednou "podle dovolených namáhání", podruhé "podle mezních stavů" a potřetí "podle stupně bezpečnosti". Významný bod (křížení obou křivek) o kterém se předpokládá, že přibližně odpovídá dosažení mezního stavu konstrukce (průřezu) z hlediska "pravděpodobnostního" výpočtu, se při "polopravděpodobnostních" výpočtech (mezi které patří výpočty odpovídající všem třem uvedeným metodikám) neuplatní a zůstává nepoznan, stejně jako zůstávají nepoznány i obě křivky vyjadřující pravděpodobnost dosažení určité intenzity zatížení a pravděpodobnost dosažení určitého odporu konstrukce (průřezu).

*Poznámka - Křivky vyjadřující pravděpodobnostní rozdělení intenzit zatížení (resp. velikosti účinků zatížení), bývají primární, pro zpracovatele návrhu mnohdy i pevně dané (i když obvykle jím nepoznané). Významnými (v obr.1 neuvedenými) funkcemi jsou integrály pravděpodobnostních rozdělení, které znamenají "kvantily" (prakticky často používanými hodnotami jsou např. 5% kvantil křivky vyjadřující potencionální odpor konstrukce). Při navrhování je projektant veden normami k takovému nadimenzování konstrukce, aby odpovídající křivky vyjadřující pravděpodobnostní rozdělení potencionálních odporů konstrukce byly posunuty oproti křivkám zatížení (resp. oproti křivkám účinků zatížení) "přiměřeně" (tj. aby "kvantily" byly "přiměřené") požadavkům společnosti na spolehlivost (či "přiměřeně" představám společnosti o přijatelném riziku). Konkrétně si lze např. představit, že přidání výztužné vložky odsunuje v obr.1 křivku vyjadřující pravděpodobný odpor konstrukce (průřezu) směrem dolů a vyloučení vložky z funkce (např. zrezivěním) posunuje tuto křivku směrem nahoru. Jednotlivé metodiky navrhování se liší zejména způsobem, jak (vzhledem k oběma křivkám) definují vztah "významných" hodnot, které mají být v relaci.*





Obr.1 Porovnání různých metodických postupů navrhování

4.3 Teoreticky tedy nic nebrání tomu, aby při navrhování kterékoliv konstrukce byla použita jakákoliv metodika výpočtu, ba dokonce jakákoliv kombinace zásad, ustanovení a informací z různých norem a podkladů. Stačí vytypovat soustavu podmínek, jejichž splnění zajišťuje v daném případě požadované vlastnosti konstrukce s přiměřenou zárukou a předepsat nebo alespoň doporučit výpočtové modely. Na první pohled se to může zdát snadné. Těžko překonatelná úskalí jsou však ukryta v požadavku zajištění "přiměřenosti" záruk, neboť jde spíše o záležitost politickou než technickou; rozhodování o přiměřené úrovni spolehlivosti konstrukcí používaných veřejností přísluší státním orgánům (či odborným institucím, jako jsou např. technické normalizační komise, pověřeným v uvedeném smyslu státními orgány) a nikoliv projektantovi nebo investorovi. Někdy je problematický i výběr vhodného systému podmínek spolehlivosti (jde např. o překrývání jejich účinnosti a o variantní pokrytí některých podmínek konstrukčními pokyny). Zásadní význam má i způsob získání a aplikace experimentálně zjištěných charakteristik materiálů (zejména jde o statistické záruky pevnostních charakteristik, u nichž bývají uváděny hodnoty průměrné, normové,



návrhové pro extrémní zatížení v základní kombinaci, dovolené při zatížení celkovém, dovolené při zatížení hlavním, atd.) a případně i konstrukčních detailů, např. styků.

4.4 Doslovně vzato, termín "výpočet konstrukce" (3.1.5) je zavádějící; přesnější by bylo mluvit o "výpočtu přiřazeném návrhu konstrukce". Konstrukci samu, jako realitu vzpírající se našemu poznání, nelze totiž podrobit výpočtu, nelze navrhnout a nelze si ani představit. I když ji můžeme postavit, měřit, zkoušet, používat, opravit, zbořit, atd., není v možnostech našeho myšlení nic víc než se zabývat jejími modely, které lze obecně rozdělit do dvou skupin, a to na:

- Modely strukturní, které se mají k realitě jako třeba obraz nebo socha k živému člověku. Tyto modely nelze nijak spočítat nebo vyřešit. Příkladem strukturního modelu konstrukce je návrh konstrukce (tj. definice geometrie a materiálů provedená dohodnutou formou, obvykle pomocí výkresů a textů).

- Modely funkční, které se mají k realitě jako třeba program pro řízení světelné signalizace k živému policistovi. Příkladem funkčních modelů konstrukce jsou výpočtové modely mechaniky (tj. algebraické, diferenciální nebo i jiné rovnice, variační úlohy, aj.). Charakteristickou vlastností těchto modelů je, že mohou být řešeny a obvykle i vyřešeny v tom smyslu, že ke každému přiměřenému vstupu poskytují výstup.

Významnou částí výpočtu konstrukce (běžně též zvaného "statický výpočet") je tedy přiřazování funkčních modelů konstrukce jejím strukturním modelům a řešení těchto funkčních modelů. Lze říci, že nalezení vhodných vztahů matematické fyziky s prakticky dostupným řešením, které dostatečně věrně (vzhledem ke zkoumané veličině a k nárokům praxe) předpoví nebo popíše příslušné aspekty chování nebo stavu navrhované či posuzované konstrukce nebo její části (např. řezu), prezentované nějakým strukturním modelem, a to buď při působení zatížení (jde-li o získání údajů tvořících "levé strany" podmínek spolehlivosti) nebo při dosažení nějaké vytčené meze nebo stavu (jde-li o získání údajů tvořících "pravé strany" podmínek spolehlivosti) - to je, o čem tu běží.

4.5 Častým tvarem podmínek spolehlivosti je relace mezi reálnými čísly; obecně může jít o vztah bodu a plochy v  $n$ -rozměrném prostoru. Pro možnost vyhodnocení podmínky spolehlivosti (kterékoliv) je proto nutné, aby výpočtový model pro stanovení zkoumaného účinku zatížení (tzv. "levé strany") i model pro stanovení příslušného extrémně přípustného účinku čili odporu konstrukce (tzv. "pravé strany") poskytl vzájemně porovnatelná řešení (tj., aby existovala společná metrika).

*Poznámka - Jde o homogenitu srovnávaných veličin. Obecně nelze přímo (a někdy ani zprostředkovaně) srovnávat např. napětí s vnitřními silami, deskové vnitřní síly s nosníkovými vnitřními silami, atd.. Nerespektování této triviální zásady je velmi časté, přestože odhalení takového "faux pas", upozorňujícího, že výpočet nemůže být v pořádku, není obtížné. Podobné upozornění*



poskytne též zjištění, že při navrhování či posuzování (nebo i při provádění zatěžovacích zkoušek) konkrétní konstrukce bylo věnováno úsilí stanovení a vyhodnocování takových účinků zatížení, jejichž omezení není v daných souvislostech předepsáno nebo se evidentně neuplatní, takže pravá strana příslušné podmínky spolehlivosti buď neexistuje nebo je neúčinná.

4.6 Výpočtové modely stavební mechaniky (definice viz 3.1.7) v sobě obsahují, resp. zohledňují:

- působení zatížení (silových i deformačních; spojitých i bodových; primárních i sekundárních);
- rozměry a tvar konstrukce nebo části (detailu) konstrukce;
- geometrické vazby a vztahy (např. uložení, předpoklad zachování normál);
- fyzikální vazby a vztahy charakterizující chování materiálů a detailů (např. závislosti mezi silovými a deformačními veličinami),

a vyjadřují nějaké předpokládané mechanické chování (např. řízené některým z variačních principů nebo přímo podmínkami rovnováhy, dosažení nějaké meze, apod.). Volí se takové výpočtové modely, aby byly za daných okolností prakticky řešitelné, aby řešení poskytovalo požadované veličiny s potřebnou přesností a aby výsledky byly prakticky zpracovatelné a použitelné. Danými okolnostmi se rozumí zejména programové vybavení, znalosti zpracovatele, čas, který je k dispozici, a účel, k jakému mají výsledky sloužit.

Poznámka 1 - Účel výpočtového modelu je pro jeho volbu rozhodující. Je zcela běžné a odpovídá realitě, že se u výpočtových modelů majících předpovědět globální chování konstrukce (např. posuvy, vnitřní síly, reakce) zavádějí zcela jiné vlastnosti materiálů, než u modelů, jejichž řešením má být detailní napjatost či přetvoření vybraných významných průřezů, styků, míst kontaktu, apod. V prvním případě se obvykle definuje náhradní kontinuum, alespoň po částech homogenní, respektující průměrné materiálové charakteristiky (např. s uvažováním průměrného vlivu trhlin); v druhém se obvykle považuje zkoumaný detail za "přiměřeně" nejslabší místo (např. s trhlinou a horším materiálem).

Poznámka 2 - Některé vlastnosti výpočtového modelu, i lineárního (např. sečné nebo tečné moduly pružnosti, stav jednostranných vazeb, apod.) mohou záviset na intenzitě (hladině) zatížení. Např. u konstrukcí zesílených externí lepenou a kotvenou výztuží se ve výpočtovém modelu zohledňuje předpoklad (viz požadavky uvedené v kap.5, tab.1), že při nižších intenzitách zatížení (např. při zatížení mnohokrát opakovaném, provozním, hlavním, celkovém) zůstává slep ve funkci (výpočtovým modelem konstrukce může být dokonale spřažený nosník), a že k jeho "stržení" dojde teprve, až se intenzita skutečného zatížení přiblíží návrhovému zatížení extrémnímu (v této situaci, kdy spřažení zajišťují jen kotvy, může být výpočtovým modelem např. poddajně nebo přerušovaně spřažený nosník nebo nosník s táhlem či vzpínadlem).



*Poznámka 3 - Účinky daných zatížení, které se projevují jako zatížení konstrukce (tj. jako vnější síly, objemové změny, apod.) se někdy nazývají "sekundárním zatížením". Mezi tato sekundární zatížení patří např. reakce, tření v ložiskách, některé poklesy podpor, dotvarování materiálů (pokud se na dotvarování pohlíží jako na zatížení, viz 6.4.5), dotvarování (konzolidace) podzákladí, aj. Primární zatížení musí být dána předem, sekundární se určí řešením výpočtového modelu a vždy jsou účinkem (tj. důsledkem působení) určitých primárních zatížení. Primární zatížení se opatřují součiniteli spolehlivosti zatížení, sekundární zatížení své součinitele spolehlivosti nemají, neboť automaticky přebírají součinitele zatížení i součinitele kombinace těch primárních zatížení, která jsou příčinami jejich vzniku. Mj. i proto není vhodné vydávat smršťování a dotvarování betonu za siamská dvojčata; smršťování je zatížením primárním (podobně jako např. teplotní změny) a může vyvozovat své dotvarování, kdežto dotvarování (pokud se považuje za zatížení), je vždy zatížením sekundárním (může však být považováno i za vliv, vždy závislý na zatížení, projevující se snížením modulu pružnosti materiálu). Navíc obvykle bývá dotvarování betonu jevem příznivým, kdežto smršťování nepříznivým.*

4.7 Protože vztah reality a funkčních modelů je z principu nepoznatelný, nemůže ani velmi podrobný výpočet poskytnout exaktní důkaz spolehlivosti konstrukce. Dokonce i možnost dokázat výpočtem spolehlivost návrhu konstrukce je jen hypotetická (nejen že by muselo být předloženo ověření splnění všech předepsaných podmínek spolehlivosti ve všech místech návrhu konstrukce ve všech časových stadiích a pro všechna předepsaná zatížení, ale musely by být "úředně" verifikovány uplatněné výpočtové modely a musela by být matematicky dokázána korektnost aplikovaných metod řešení). V praxi se výpočty koncipované jako důkazy správnosti neprovádí a případný pokus je vyžadovat je protiprávní, na čemž nic nemění ani použití synonym "průkaz" a "prokázat".

Při sporu (a nemusí jít jen o procesní záležitosti) se v případě pochybností o kvalitě návrhu obecně vychází (resp. má se vycházet) z presumpce "správnosti díla", což znamená, že se dokazuje vada (nesprávnost) návrhu a nikoliv jeho správnost a že důkazní břemeno, spočívající v nalezení nesplněných podmínek spolehlivosti, leží na straně žalující, resp. pochybující o správnosti návrhu. Ověřená existence jedné jediné nesplněné podmínky spolehlivosti nebo ověřená existence nesplnění jednoho jediného konstrukčního požadavku bývá považována (i když mnohdy věcně zcela neopodstatněně) za dostatečný důkaz nesprávnosti (nespolehlivosti) návrhu konstrukce, a někdy i konstrukce samé.

*Poznámka - V praxi je zvykem považovat za spolehlivou takovou konstrukci, která splňuje všechny konstrukční požadavky, pro kterou je předepsaným nebo obecně uznávaným způsobem (tj. při použití běžných nebo předepsaných výpočtových modelů a metod řešení) ověřeno splnění několika vybraných významných podmínek spolehlivosti, a pro kterou nebyla nalezena žádná podmínka nesplněná. Jak provést výběr těchto významných podmínek, a ani s jakým usilím a jakým způsobem má být hledána podmínka nesplněná, nebývá normami ani jinými předpisy jednoznačně*



vymezeno. Při navrhování konstrukce provádí tento výběr zpracovatel návrhu, který je povinen v rámci své působnosti zajistit, aby byla zaručena "mechanická pevnost a stabilita" konstrukce požadovaná stavebním zákonem a definovaná normami pro navrhování. Při pochybnostech, zda tohoto cíle bylo dosaženo, provádí výběr podmínek naopak odpůrce, který usiluje o provedení důkazu nespolehlivosti konstrukce. Je třeba přijmout a smířit se se skutečností, že i když spolehlivost návrhu konstrukce je objektivní vlastností, podléhají prostředky ověřování této vlastnosti subjektivní volbě a subjektivní je i hodnocení.

4.8 Při zkoumání kauzality vad výpočtu konstrukce a vad návrhu konstrukce je třeba mít na zřeteli, že:

- lze doložit řadu případů, kdy vadnému výpočtu odpovídal bezvadný návrh konstrukce i řadu případů opačných;
- obsah, rozsah ani způsob zpracování výpočtů nebývají detailně předepsány ani dohodnuty;
- výpočet není součástí návrhu (záznam či zpráva o jeho provedení však může být dohodnutou nebo i povinnou součástí dokumentace stavby);
- všechny požadavky na spolehlivost jsou (resp. mají být) směřovány na návrh konstrukce a nikoliv na proces navrhování (tedy ani na statický výpočet, který je součástí navrhování);
- normy pro navrhování nejsou normy činností (jak mylně uvádí např. příručka "Autorizace ve výstavbě") předepisující jak navrhovat nebo jak hodnotit navrhování, nýbrž normy předmětové, jejichž předmětem (byť nehmotným) jsou návrhy konstrukcí a formulace podmínek jejich spolehlivosti, nikoliv však "technologie" ověřování splnění předepsaných kritérií (projevující se zejména ve statickém výpočtu).

Z těchto důvodů nemá být poukaz na vadu výpočtu (chybu, použití postupu neodpovídajícího normě, reklamovaná neúplnost nebo i nedoložení výpočtu) uznán jako důkaz nespolehlivosti či nesprávnosti a tím i vady návrhu. Vada výpočtu může být jen vadou dokumentace; vzhledem k návrhu konstrukce jde jen o indicii.

*Poznámka 1 - Hledání chyb ve výpočtu a vyvozování důsledků z nalezených nedostatků výpočtu je tedy záměnou cíle a prostředku a svědčí o tom, že si kontrolor počínal účelově nebo neodborně. Jako důkaz nesprávnosti návrhu může posloužit pouze kontrolní výpočet vycházející z návrhu samého (tj. z výkresů a písemností), nezávislý na původním statickém výpočtu zpracovatele návrhu, a nikoliv odhalení chyby v tomto výpočtu.*

*Poznámka 2 - Protože statický výpočet je pracovním prostředkem zpracovatele návrhu, má být na něj pohlíženo jako na duševní vlastnictví, které je třeba chránit stejně jako např. duševní vlastnictví producentů software. Ty nikdo nečiní povinnými zveřejňovat své technologie a veškerá kontrola i hodnocení jejich díla se vztahuje výhradně k finálnímu produktu. Tak tomu má být i u statického výpočtu a návrhu, z nichž je návrh "konečný produkt" a statický výpočet jen "technologie".*



## 5 Rozsah a metodika výpočtů pojednaných v "Pokynu"

5.1 "Základní ustanovení pro výpočet" (přesnější by bylo hovořit o "základních požadavcích na mechanickou spolehlivost") nosných stavebních konstrukcí, obecně formulovaná v kmenové normě ČSN 73 0031, se vztahují na všechny stavební konstrukce a tedy i na zesilované hlavní nosné konstrukce betonových mostů pozemních komunikací, které proto musí být navrženy jako spolehlivé proti překročení všech mezních stavů, které jsou uvedeny v ČSN 73 0031, pokud je jejich vznik reálně možný.

"Pokyn" se podrobněji zabývá sestavováním a ověřováním splnění pouze těch podmínek spolehlivosti, ve kterých se výrazně projeví specifika zapříčiněná vlastním zesílením (resp. spřažením), a které mohou nalézt časté praktické uplatnění. Uvážíme-li, že:

- zesilování hlavní nosné konstrukce mostu některým (nebo oběma současně) z uvedených způsobů se obvykle užívá tehdy, rozhoduje-li o zatížitelnosti mostu ohybový moment;
- konstrukce zesílená některým (nebo oběma současně) z uvedených způsobů je vždy konstrukcí spřaženou (beton-ext.výztuž, beton-beton, beton-beton-ext.výztuž), pro jejíž chování bývají významné vlastnosti styků a prvků zajišťujících vnitřní soudržnost (jde o tuhost a pevnost spřahujících prvků),

jsou to podmínky, jejichž splnění zajišťuje spolehlivost zesilovaných (i spřažených betonobetonových) konstrukcí mostů pozemních komunikací proti porušení ohybovým momentem (a příp. i normálovou silou), proti porušení styku zesilované konstrukce se zesílením smykem, proti překročení přípustného normálového napětí  $\sigma(x)$  v průřezu, proti překročení mezní šířky trhlin a proti vzniku křehkého lomu. Schematický přehled těchto podmínek uvádí tab.1.

Články v kap.7, zabývající se sestavováním a vyhodnocováním jednotlivých podmínek spolehlivosti proti překročení těchto vybraných mezních stavů zesilovaných betonových (resp. spřažených betonobetonových) konstrukcí, obsahují ke každé uvedené podmínce:

- slovně vyjádřený požadavek na chování či stav konstrukce nebo části konstrukce;
- slovně vyjádřené kritérium splnění požadavku;
- určení návrhového zatížení;
- určení návrhových vlastností materiálů (jde o "extrémně přípustné" hodnoty, tj. mezní či dovolené);
- popis výpočtového modelu, jehož řešením se zjišťují účinky zatížení;

- příp. popis výpočtového modelu, jehož řešením se zjišťuje přípustný (mezní, dovolený) stav.

Tab.1 Schematický přehled podmínek spolehlivosti specifických pro zesilované konstrukce, jejichž výpočet je předmětem "Pokynu"

č	čl.	pozn	stav (průřezu, konstrukce)	zatížení
1 a	7.3	1) 2)	Dosažení mezních normálových přetvoření v případech, kdy lze předpokládat plné spřažení až do porušení (jde o mez porušení průřezu ohybovým momentem)	extrémní
1 b	7.3	1) 2)	Dosažení mezních normálových přetvoření v případech, kdy nelze předpokládat plné spřažení až do porušení (jde o mez porušení dvou nebo i více průřezů namáhaných ohybovým momentem a normálovou silou, svázaných geometrickou vazbou, které tvoří "řez" částečně spřaženou konstrukcí)	extrémní
2	7.3	3)	Dosažení meze porušení únavou	
3	7.4	2)	Dosažení mezních normálových napětí	viz 7.4
4	7.5	2)	Dosažení mezní šířky kolmých trhlin	tab.2
5	7.6		Vznik křehkého lomu	—
6	7.7	2)	Dosažení mezní pevnosti styku namáhaného smykem	extrémní
<p>1) Lze předpokládat, že plné spřažení může být zajištěno např.:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- kotvami, jsou-li dostatečně (viz 6.9) tuhé a současně "průběžné" (tj. nepřekračuje-li jejich vzájemná vzdálenost cca 1/2 až 2/3 výšky průřezu);</li> <li>- slepem, je-li přilehlý beton ve všech směrech tlačěn;</li> <li>- vzájemnou soudržností betonů při splnění podmínek 7.7.4;</li> <li>- apod. (výše uvedené tři odrážky nejsou úplným výčtem).</li> </ul>				
<p>2) Nepřekročení "dovolených namáhání" (resp. u předpjatých konstrukcí i zajištění předepsaných stupňů bezpečnosti, pokud je ČSN 73 6207 požadováno) může nahradit splnění podmínek č. 1a, 1b, 2, 3, 4 a 6 (nikoliv podmínky č. 5). V případě podmínek 1a a 1b však použití "dovolených namáhání" (či jiný postup ověřování spolehlivosti nezohledňující možnost zplastizování materiálu a souvisící redistribuci napětí po průřezích) může vést k ne hospodárným návrhům.</p>				
<p>3) Stanovením mnohokrát opakovaného zatížení, ani stanovením meze porušení únavou, ani ověřováním spolehlivosti proti tomuto porušení, se "Pokyn" nezabývá, neb nejde o specifikum zesilovaných konstrukcí. V 7.3 je uvedeno jen upozornění "na existenci".</p>				



5.2 Pro sestavování uvedených podmínek spolehlivosti je v "Pokynu" užita a doporučuje se metodika mezních stavů. Toto doporučení je reakcí na nikoliv výjimečné selhávání "dovolených namáhání" při vyhodnocování zatížitelností a při navrhování zesílení stávajících mostů, kdy mnohdy správně podle norem vedené výpočty (technik "ve službě" je povinen dbát platných technických norem podobně jako právník "ve službě" je povinen dbát právních norem, i když o jejich vhodnosti pro daný případ ví své) vedou k nesmyslným závěrům a k následným nehospodárnostem (např. ke sнесení nebo k zesilování dostatečně únosného mostu).

"Dovolená namáhání" ani "stupně bezpečnosti" není nutné považovat za protiklady "mezních stavů", ale lze na ně pohlížet jako na jejich podmnožiny. Metodika mezních stavů je totiž natolik univerzální, obecná a otevřená, že je schopna subsumovat postupy výpočtu svou formou i obsahem vycházející i z jiných metodických přístupů ověřování spolehlivosti konstrukcí. Např. podmínky spolehlivosti předepsané ve tvaru:

$$\text{dosažené napětí} < \text{přípustné napětí}$$

mohou být nejen podmínkami "dovolených" namáhání" ale i podmínkami "mezních stavů" (je-li normové zatížení uplatněno jako návrhové zatížení a je-li na "dovolené napětí" pohlíženo jako na "návrhovou pevnost").

5.3 Metodika mezních stavů se liší od metodiky dovolených namáhání důslednější separací parametrů spolehlivosti a dimenzování. To, co "mezní stavy" v normách odděleně a přehledně uvádí, vysvětlují a odůvodňují, systém předepsaných hodnot dovolených namáhání, které jsou vlastně mezními (návrhovými, výpočtovými) hodnotami napětí, v sobě naopak kumuluje a skrývá. Např. použití součinitelů:

- zatížení;
- kombinace zatížení;
- významu prvku pro funkci konstrukce;
- významu konstrukce pro společnost;
- stejnoměrnosti materiálu;
- podmínek působení materiálu, atd.,

je v "dovolených namáháních" včleněno do jedné nebo několika "dovolených" hodnot mnohdy nepřiliš jasného účelu.

V "dovolených namáháních" mají pevně dané dovolené hodnoty (spolu s předepsanými konstrukčními opatřeními) zaručit spolehlivost nosných konstrukcí proti dosažení, resp. proti překročení, jakéhosi speciálního, ale blíže neurčeného provozního mezního stavu, který u železobetonových konstrukcí (a poněkud v menším rozsahu i u předpjatých konstrukcí) v sobě zahrnuje jak některé stavy související s únosností (např. stavy porušení, nestability tvaru prvků či jejich částí, nestability podzákladí), tak i stavy související s použitelností (např. stavy šířek trhlin



a příp. i vzniku trhlin, havarijního dotvarování či plastického přetváření, trvalého rozevírání trhlin) splněním jedné univerzální podmínky založené na porovnání dvou napětí, kdežto metodika "mezních stavů" zajišťuje plnění různých požadavků pomocí různých (a na míru šitých) podmínek spolehlivosti.

Z toho nutně plyne, že pro splnění uvedeného požadavku na univerzálnost musely být v "dovolených namáháních", pokrývajících jednou podmínkou přiměřenou "globální" spolehlivost konstrukce ve všech běžně se vyskytujících případech, stanoveny dovolené hodnoty poměrně konzervativně. Protože však někdy není lehké zjistit, co vlastně při dosažení napětí překračujícího dovolené namáhání konstrukci hrozí nebo nehrozí, je přípustnost individuálních úprav dovolených hodnot problematická, i když by mohla být např. u rekonstrukcí či provizorií vhodná; navíc uplatňování úlev tohoto druhu není podepřeno žádným předpisem. V takových případech umožňují přízpusobivější a především průhlednější "mezní stavy" citlivěji reagovat a upravit parametry dimenzování (např. dle ČSN 73 0038) a tak současně dostatečně zabezpečit nosnou funkci konstrukce a přitom si počínat hospodárně, i když za cenu větší pracnosti výpočtu.

*Poznámka - Do předpokládaných chyb výpočtů, které jsou v "dovolených namáháních" zohledněny v předepsaných hodnotách dovolených namáhání, se zahrnují chyby výpočtových modelů, chyby metod řešení, chyby aproximace a chyby numeriky, přičemž ty poslední bývají nejméně významné (předpokládají se i dosahují pod 2%). V metodice mezních stavů se předpokládané chyby výpočtů někdy zohledňují zvláštním součinitelem, obvykle jsou zahrnuty do součinitelů zatížení.*

5.4 Při sestavování a vyhodnocování ostatních (tj. v "Pokynu" nepojednaných) podmínek spolehlivosti se vesměs postupuje (buď podle ČSN nebo podle Eurokódů) tak, jakoby šlo o konstrukci nespřaženou realizovanou přímo v definitivním stádiu. Vliv nehomogenit souvisejících s existencí styku a vliv skutečností, že zesilující části konstrukce jsou novější, sice pravděpodobně ovlivňuje schopnost konstrukce přenášet posouvající síly a kroutící momenty, ovlivňuje její tuhost, atd., ale obvykle se s tímto vlivem nepočítá (zčásti proto, že se tento vliv nepovažuje za rozhodující pro návrh, a zčásti proto, že nejsou vypracovány výstižné a přitom jednoduché a pro projekční praxi přijatelné modely a metody).

*Poznámka - U některých podmínek lze očekávat, že prakticky zcela (a teoreticky jen velmi málo) nezávisí na tom, zda jde o konstrukce zesilované nebo nezesilované či spřažené nebo nespřažené (např. u podmínek vyjadřujících spolehlivost konstrukcí proti vzniku fyziologicky či provozně nepřijatelného kmitání); u jiných podmínek se sice dají očekávat komplikované závislosti, ale jen malé ovlivnění výsledků oproti běžným výpočtům provedeným za předpokladu, že jde o novou konstrukci postavenou přímo v celku (tak je tomu pravděpodobně např. u podmínek vyjadřujících spolehlivost proti porušení posouvající silou nebo kroutícím momentem, případně proti porušení při interakčním působení několika různých silových účinků zatížení). Výraznější ovlivnění chování konstrukce však nelze vyloučit např. u šířek smykových trhlin a u hodnot smykových napětí.*



## 6 Stanovení účinků zatížení v zesilované konstrukci

### 6.1 Účel výpočtového modelu

Řešením modelů, jimiž se zabývá tato kap.6 "Pokynu", mají být silové a deformační účinky zatížení působícího na zesilovanou (resp. spřaženou betonobetonovou) konstrukci, zjišťované za účelem porovnání s odpovídajícími mezními (resp. extrémně přípustnými, dovolenými, návrhovými, výpočtovými, atd.) hodnotami. Obvykle jde o stanovení:

- prutových vnitřních sil (zejména ohybových momentů a normálových sil) a to v takové formě, aby z nich bylo možné odvodit poměrná prodloužení  $\epsilon_s(x)$  a normálová napětí  $\sigma_s(x)$  v průřezích zesilované (spřažené) konstrukce;
- smykových vnitřních sil přenášených prvky zajišťujícími spřažení (spárou beton-beton, lepidlem, kotvami, trny, atd.);
- a případně i reakcí a posuvů (průhybů, pohybů v místech dilatací a uložení).

*Poznámka 1 - Není nutné a někdy ani prakticky výhodné, aby všechny hledané silové i deformační účinky zatížení byly řešením téhož modelu. I když se v textu používá jednotné číslo, míní se tím takový výběr výpočtových modelů, který poskytne všechny požadované údaje. Např. je běžné, že se účinky dlouhodobě působících a klimatických zatížení stanovují pomocí prutového modelu, kdežto pro stanovení účinků zatížení silniční dopravou se použije deskový nebo stěnodeskový výpočtový model a vnitřní síly zjištěné jeho řešením se převedou na "dimenzovací" vnitřní síly v náhradním prutu.*

*Poznámka 2 - O nadbetonované železobetonové desce se předpokládá, že je v celé ploše podepřena původní betonovou konstrukcí, která je v příčném směru ve srovnání s nadbetonovanou deskou relativně tuhá. "Pokyn" se nezabývá případnými lokálními příčnými vnitřními silami, které mohou být rozhodující pro dimenzování desky spřažené s ocelovými (případně i jinými) nosníky a v příčném směru podepřené jen v liniích (případně plochách), jako je tomu např. u nosníků VST či DS-PP, nebo podepřené T-průřezy s relativně tenkými přírubami, jak je tomu např. u nosníků typu MK-T nebo T-93, apod.. V takových případech bývá prakticky vyhovující dimenzovat oba směry nadbetonované desky odděleně jako prvky namáhané ohybem, normálovou silou a posouvající silou, avšak vnitřní síly v těchto prutech bývá vhodné stanovit pomocí plošného (roštu, desky), lépe však prostorového (deskostěny) výpočtového modelu. Při dimenzování příčného směru desky lze postupovat nejen podle ČSN 73 6206, ale např. i podle lit.[29], aj.. Vybraná užitečná upozornění,*



týkající se jak stanovení účinků zatížení u konstrukcí tohoto typu, tak i dimenzování (včetně dimenzování kotevních prvků zajišťujících spolehlivost proti porušení smykem v příčném směru ve spáře beton-beton mezi dvěma deskami, z nichž spodní je tvořena přírubou T nosníku), lze nalézt v lit.[32].

## 6.2 Fyzikální linearita a nelinearita

6.2.1 Obecně platí, že výpočtový model by měl alespoň přibližně vystihnout chování reálné konstrukce při dosažení příslušného mezního stavu (tj. při působení zatížení s intenzitou, při které je příslušná ověřovaná podmínka spolehlivosti právě ekvivalencí). Tuto vlastnost modelu lze pracovním nazývat "věrností modelu" a ověřování splnění této vlastnosti "verifikací modelu".

Při určování účinků zatížení je u zesilovaných betonových (resp. u spřažených betonobetonových) konstrukcí téměř vždy dovoleno předpokládat, že chování materiálů i konstrukčních detailů a prvků je lineární vzhledem k zatížení (výjimkou by mohly být např. zesilované štíhlé stojky s geometricky nelineárním chováním; jejich výpočet však není předmětem "Pokynu"). Jde-li o stanovení účinků návrhového zatížení s provozní intenzitou (a tím spíše, jde-li o stanovení účinků mnohokrát opakovaného zatížení) prakticky ani jiný než fyzikálně lineární výpočtový model nepřipadá v úvahu. Správně navržená konstrukce se totiž při působení provozních zatížení (s výjimkou několika málo prvních zatěžovacích cyklů, v nichž se vytvoří trhliny a zruší nadbytečné vnější i vnitřní vazby) skutečně přibližně lineárně pružně, resp. lineárně vazkopružně (dotvarování betonu, pokud jeho napětí nepřekročí určitou mez, bývá definováno jako lineární vzhledem k napětí) chová, a má se tak chovat, a navíc se s takovým modelem dobře pracuje (lze uplatnit principy izolace a superpozice zatížení i účinků zatížení).

6.2.2 Otazné však je, do jaké míry a zda vůbec je na místě uvažovat alespoň při zjišťování účinků návrhového zatížení s extrémní intenzitou s poklesem až ztrátou tuhosti okolí nejvíce namáhaných míst konstrukce a s tím souvisící redistribucí vnitřních sil "horizontálně po konstrukci"; jinými slovy, jde o to, v jakém případě lze při sestavování podmínek vyjadřujících spolehlivost konstrukce proti porušení jednorázovým zatížením uplatnit účinky zatížení získané řešením pružnoplastického nebo plastického výpočtového modelu.

Zpracování této problematiky přesahuje rozsah "Pokynu"; odkázat lze např. na lit. [17], podle níž změna momentů oproti hodnotám získaným lineárním výpočtem, k níž může dojít v důsledku zplastizování materiálů a se kterou je dovoleno uvažovat při ověřování spolehlivosti konstrukce, má být podložena výpočtem respektujícím "tekutost" (duktilitu, rotační kapacitu) okolí kritických průřezů (tj. obvykle průřezů nadpodporových a středů polí) a nesmí v žádném případě překročit 15%.



Poznámka 1 - Při třídění konstrukcí podle Eurokódu 4 z hlediska možnosti vytváření plastických kloubů a z hlediska možnosti využití návrhové pevnosti materiálů by byla většina betonových mostních konstrukcí (včetně zesilovaných i spřažených) zařazena do třídy 2. Tato třída konstrukcí je charakterizovaná tím, že je přípustné předpokládat dosažení plastického momentu únosnosti v průřezích (tzn., že je přípustné využít nejen návrhových pevností, ale i mezních poměrných přetvoření a tím i redistribuce napětí "vertikálně" po průřezích), avšak omezená kapacita pootočení neumožňuje výraznější (případně neumožňuje žádnou) redistribuci momentů podél konstrukce. Podrobněji (a přesněji) je tato problematika pojednána v lit.[18] a v pramenech navazujících, např. v lit.[29] a [31].

Poznámka 2 - Pod vlivem sci-fi literatury popisující pružnoplastické materiály s Prandtlovými pracovními diagramy (tj. diagramy s nekonečně dlouhými plastickými větvemi), dokonalé plastické klouby a lomové čáry, cestování nadsvětelnou rychlostí, atd., a pod vlivem rádobyoudrých průpovědek typu "síla si k železu vždycky cestu najde" nebo "železobeton snese všechno kromě statického výpočtu", došlo k popularizaci představ o účinné redistribuci vnitřních sil při přitěžování, která předchází porušování konstrukce vždy, když podepření konstrukce připouští její vznik. Skutečnost je bohužel střízlivější. Betonové (i spřažené betonobetonové) konstrukce (zvláště starší) mohou být poměrně křehké a počínající porušování nebývá vždy provázeno dostatečným zplastizováním současně jak okolí samotného porušovaného místa, tak i dalších kritických míst, takže nedochází k rotacím souvisejícím s rozvojem plastických kloubů či lomových čar a redistribuce "podél konstrukce" odpovídající teorii plasticity není iniciována. Resumé tedy zní: Uvažovat s omezenou redistribucí "podél konstrukce" je dovoleno. Doporučuje se zohlednit ji ve výpočtu a využít při dimenzování zejména tehdy, když vychází nadpodporové průřezy nadměrně vyztužené. Je třeba však postupovat velice opatrně, po prostudování problematiky, a každé přerozdělení uplatněné při dimenzování ověřit porovnáním nutných a dosažitelných rotací. Kdo nemá dost času a sil se tím odpovědně zabývat, ať se raději drží fyzikální linearitu, tím nemůže moc pokazit (přínejhorším bude návrh poněkud na straně nehospodárné a armování bude komplikovanější).

Poznámka 3 - Mezní stav porušení vyztužené betonové konstrukce, který bývá definován jako stav prvního (co do času i co do místa na konstrukci) dosažení "návrhového mezního poměrného přetvoření" některého materiálu či některého styku, nebývá stavem kolapsu nejen konstrukce, ale ani příslušného konstrukčního prvku; mezní stavy porušení jsou mnohdy záměrně definovány jako stavy "předkolapsové", tj. takové, aby v případě jejich dosažení byla konstrukce ještě opravitelná a nebylo nutné ji likvidovat. Např. příznakem porušení betonové konstrukce ohybovým momentem bývá již trvalé rozevření první široké kolmé trhliny. Vzhledem k relativní křehkosti betonu může být vznik této trhliny (a tím spíše okamžik těsně předcházející jejímu vzniku) provázen rozvojem plastických kloubů spíše výjimečně než obvykle. Plná redistribuce odpovídající teorii plasticity, podmíněná dostatečným natáčením v plastických kloubech nebo v lomových čarách, pokud vůbec k ní dojde, charakterizuje obvykle až stav konstrukce předcházející jejímu zřícení, a nikoliv stav předcházející jejímu porušení.



Poznámka 4 - Z toho, co bylo o metodice dovolených namáhání řečeno v 5.3 (že zavedený systém daných hodnot dovolených namáhání má zaručovat spolehlivost konstrukcí proti překročení jakéhosi přesně nedefinovaného, ale svým charakterem převážně "provozního" mezního stavu) a z 6.2.1 vyplývá, že při uplatnění této metodiky navrhování nepřipadá přípustnost redistribuce vnitřních sil při zatížení hlavním ani celkovém v úvahu. To koresponduje s tím, že normy pro navrhování betonových mostních konstrukcí podle "dovolených namáhání" definují beton i výztuž jako látky s konstantními moduly pružnosti (tj. bez plastických větví pracovních diagramů, takže neposkytují žádné podklady pro stanovení rotační kapacity průřezů).

### 6.3 Statická určitost a neurčitost

6.3.1 V "Pokynu" se konstrukce ani výpočtové modely podle statické určitosti nebo neurčitosti (vnější ani vnitřní) netřídí a tato charakteristika konstrukcí se nepovažuje za rozhodující pro vedení výpočtu.

6.3.2 Výraz "staticky určitá konstrukce" je hovorové (názvoslovnými normami nezavedené a ani jinak přesně nevymezené) označení nosné konstrukce za těch speciálních okolností, kdy jejím výpočtovým modelem může být nekonečně tuhé těleso nebo soustava nekonečně tuhých těles uložených a spojených tak, že ke stanovení všech hledaných silových účinků zatížení postačují podmínky rovnováhy.

Je jistě významnou (někdy vítanou, a někdy naopak nepříjemnou) vlastností některých výpočtových modelů stavební mechaniky, když např.:

- rovnovážná soustava sil (např. předpětí) vyvodí nulové reakce;
- deformační zatížení (např. pokles podpor, oteplení, smršťování betonu, dotvarování betonu) vyvodí nulové silové účinky;
- nezávisle na pracovních diagramech nedochází při zvyšování intenzity zatížení k redistribuci vnitřních sil podél po konstrukci;
- zrušení jedné vazby má za následek ztrátu stability polohy (vznik mechanismu),

a je také prakticky účelné příslušné konstrukce pracovníě označovat nějakým názvem, který toto všechno vyjadřuje a kterému všichni rozumějí přibližně stejně. Takto je třeba na tuto problematiku pohlížet; "staticky určitými konstrukcemi" se nazývají konstrukce za těch okolností a při působení takových



zatížení, kdy je vzhledem k účelu výpočtu dostatečně výstižné volit výpočtové modely s uvedenými vlastnostmi, a "staticky neurčitými konstrukcemi" se nazývají konstrukce tehdy, když naopak volit výpočtové modely s těmito vlastnostmi dostatečně není; a nikoliv naopak, že by nějaké konstrukce byly apriorně staticky určitými nebo neurčitými.

Pro konstrukce (modely), v kterých deformační zatížení i zatížení rovnovážnou soustavou sil vyvoluje nulové reakce, ale někdy nikoliv nulové vnitřní síly, se ujal hovorový název "staticky určité uložené", který naznačuje, že může jít o tzv. "vnitřně staticky neurčité konstrukce", což je při některých zatíženích právě případ mnohých zesilovaných i jiných sprážených konstrukcí.

*Poznámka 1 - "Statická určitost nebo neurčitost", "stupeň statické neurčitosti", "základní staticky určitá soustava", atd., jsou osiřelé děti silových metod řešení prutových modelů. "Pokyn" předpokládá, že budou užívány výhradně deformační metody řešení, u kterých statická určitost a neurčitost nehrají žádnou roli. Deformačním metodám je vlastní spíše dělení konstrukcí (resp. příslušných výpočtových modelů) na mechanismy (čili modely tvarově, výstižnější termín by byl "polohově", neurčité), jejichž charakteristickou vlastností je singularita soustavy rovnic rovnováhy, a na ostatní (tj. tvarově určité nebo přeuročité), mezi které patří všechny běžné stavební konstrukce, ať jsou "staticky určité nebo neurčité".*

*Poznámka 2 - Podobnou poplatnost silovým výpočtovým metodám lze vysledovat i v požadavcích na rozdělování vnitřních sil od některých zatížení (např. od předpětí nebo od objemových změn) na tzv. "primární" (též základní, hlavní) a "sekundární" (též druhotné, zbytné, zbytkové, vedlejší, vnější, doplňkové, ba dokonce i parazitní nebo podružné), které jsou uváděny v literatuře i v normách. Přitom se primární vnitřní síly definují jako průřezové záležitosti nezávislé na uložení konstrukce (jejich určení vychází z tzv. "základní staticky určité soustavy"; např. za primární moment od předpětí se považuje součin síly v předpínací výztuži a skutečné excentricity) a sekundární vnitřní síly se považují za upřesnění nebo opravy primárních vnitřních sil a dopočítávají se "řešením staticky neurčité soustavy". Protože však za požadavkem na rozdělování vnitřních sil od jednoho zatížení na primární a sekundární není a nikdy nebyl žádný věcný důvod, resp. protože důvodem pro toto rozdělování nikdy nebylo nic jiného než potíže (častěji subjektivní než objektivní) při definování a řešení výpočtových modelů schopných poskytnout vnitřní síly jedním krokem vcelku, lze v "Pokynu", který popisuje model a řešení poskytující účinky zatížení jedním krokem a vcelku, na tyto požadavky nereflektovat a lze předpokládat, že účinky všech zatížení (i předpětí a objemových změn) jsou vždy stanoveny řešením výpočtového modelu najednou, přímo ve výsledné velikosti, a bez rozdělování na primární a sekundární.*



## 6.4 Zatížení

6.4.1 Při určování primárních zatížení mostních konstrukcí i jejich normových intenzit se vychází z ČSN 73 6203/86.

Normové intenzity jednotlivých druhů zatížení byly stanoveny s tím záměrem, aby šlo o intenzity skutečně dosahované, existující či působící (tj. o intenzity s pravděpodobností výskytu mající "lidský" rozměr); přibližně platí, že normové intenzity odpovídají:

- u zatížení působících dlouhodobě střední (průměrné) intenzitě;
- u zatížení působících krátkodobě (kromě zatížení mimořádných a kromě některých zatížení klimatických) intenzitě s četností výskytu cca jedenkrát ročně.

Obdobné normové intenzity jsou uvedeny i v Eurokódech, kde je pro ně užíván termín "charakteristické".

*Poznámka - Tzv. "sekundární" zatížení, tj. např. dotvarování (pokud se na ně pohlíží jako na zatížení), některé poklesy podpor, reakce, vratné síly, tření v ložiskách, aj., se nepřebírají ze zatěžovacích norem, ale stanoví se řešením výpočtového modelu. Podrobněji viz poznámka 3 k 4.6.*

6.4.2 Při odvozování návrhových intenzit jednotlivých druhů primárních zatížení (tj. intenzit, které se použijí ve výpočtovém modelu a jeho řešením se "transformují" na "návrhové účinky zatížení") se užívá součinitelů spolehlivosti zatížení (značených "gama") a součinitelů kombinace (značených "psi") uvedených v ČSN 73 6203/86; je však přípustné alternativně užít i součinitele podle Eurokódů (lit. [15] a [17]).

Oba zmíněné systémy norem (tj. ČSN a Eurokódy) definují celkem shodně (i když užívají jinou terminologii) čtyři "úrovně" návrhových intenzit jednotlivých druhů zatížení působících jak jednotlivě, tak v kombinacích, které si co do střední doby návratu přibližně odpovídají a které se stanoví pomocí soustavy součinitelů zatížení (vyjadřujících pravděpodobnost odchylky nebo variabilitu v čase intenzity jednoho každého druhu zatížení) a soustavy součinitelů kombinace (vyjadřujících pravděpodobnost současnosti výskytu různých druhů zatížení) aplikovaných na normové (resp. charakteristické) intenzity. Jde o návrhové intenzity se střední dobou návratu (u velkých mostů obvykle větší, u malých mostů obvykle menší):

1. převyšující životnost mostu (v ČSN se mluví o intenzitách zatížení extrémních, v Eurokódech o výjimečných);
2. cca jeden rok (v ČSN se mluví o intenzitách zatížení provozních, v Eurokódech o občasných; příslušné součinitele zatížení (nikoliv však součinitele kombinace) jsou vesměs rovny nebo blízké jedné;



3. vyjadřitelnou řádově ve dnech či hodinách (v ČSN se mluví o intenzitách únavového zatížení, resp. mnohokrát opakovaného zatížení, a v Eurokódech o zatížení častém);
4. nula (v ČSN se mluví o intenzitách zatížení působících dlouhodobě a v Eurokódech o zatížení kvazistálém), které působí trvale a vyvozuje dotvarování betonu.

Obě normy také shodně definují návrhové situace; tj. situaci trvalou, dočasnou a nehodovou a obsahují celkem shodné údaje o tom, jaké druhy zatížení a jaké návrhové intenzity zatížení v těchto návrhových situacích působí.

*Poznámka 1 - Vztah návrhových situací (trvalých, dočasných, nehodových) zavedených v ČSN 73 0031/90 (i v Eurokódech) a kombinací zatížení (základních, mimořádných) zavedených v čl.8 ČSN 73 6203/86 je jednoznačný a vždy stejný: v trvalých i dočasných návrhových situacích se uvažuje vždy působení návrhových zatížení v základních kombinacích a v nehodových návrhových situacích se uvažuje vždy působení návrhových zatížení v mimořádných kombinacích. Toto jednoznačné přiřazení činí třídění kombinací zatížení na základní a mimořádné zbytečným; stačí rozlišovat návrhové situace.*

*Poznámka 2 - Nápadný, avšak jen formální rozdíl mezi stanovením návrhových intenzit zatížení podle Eurokódů a podle ČSN spočívá v tom, že Eurokódy nejprve odvozují z charakteristických hodnot zatížení vynásobením těchto hodnot součiniteli kombinace tzv. reprezentativní hodnoty (vyjímecné, občasně, časté, kvazistálé) a teprve podle toho, proti překročení kterého mezního stavu se ověřuje spolehlivost, se provede vynásobení reprezentativních hodnot příslušnými dílčími součiniteli zatížení, zatímco ČSN uvažují praxi spíše opačnou (nejprve se normové intenzity vynásobují součiniteli zatížení a teprve pak se aplikují součinitele kombinace).*

*Poznámka 3 - Při navrhování "podle dovolených namáhání a stupně bezpečnosti" (viz příloha II ČSN 73 6203) se v předepsaných kombinacích zatížení, definovaných v čl.II.3 ČSN, uplatňují většinou (výjimkami jsou některá zatížení klimatická, např. zatížení teplotní, dále mnohokrát opakovaná složka únavového zatížení, aj., u kterých se aplikují součinitele mající funkci součinitelů kombinace) přímo normové intenzity zatížení. V tomto případě se součinitele zatížení (ani součinitele kombinace podle čl.8 normy) nepoužívají.*

*Poznámka 4 - Hodnoty součinitelů zatížení a součinitelů kombinace uvedené v normách nemusí být pro navrhování rekonstrukcí (např. při zesilování) ty nejprůhodnější a může být na místě uplatnit znalost konkrétní reality a např. přihlédnout k vhodnosti uvažovat jinak střední doby návratu, k možnosti stanovit "skutečné" hodnoty zatížení s malou odchylkou a respektovat skutečnou možnost (či nemožnost) kombinace různých druhů zatížení, atd. (podrobněji viz ČSN 73 0038).*



#### 6.4.3 Při stanovení účinků zatížení v zesilované (spřažené) konstrukci je třeba zohlednit, že:

- některá zatížení působila už na nezesílenou konstrukci, a to obvykle její vlastní tíha, původní předpětí nezesílené konstrukce, tíha zesilující konstrukce (zejména nadbetonované železobetonové desky), někdy tíha vozovky a dalšího vybavení mostu a někdy i "aktivační zatížení", vnesené např. pomocí vzpěr, závěsů nebo předpínací výztuže, které má zabezpečit lepší využití zesilujících prvků, někdy objemové změny proběhnuvší před zesilováním či spřažením; účinky těchto zatížení (jde zejména o vnitřní síly a napětí, případně i o průhyby) zůstaly v původních částech konstrukce "zakonzervovány";

- některá zatížení působí až na konstrukci zesílenou či spřaženou, a to obvykle tíha vozovky a dalšího vybavení mostu, zatížení dopravou a zatížení klimatická, někdy tíha dalších zesilujících konstrukcí, někdy další předpětí, někdy i zatížení vznikající při odstranění zařízení vyvolujících aktivační zatížení a případné objemové změny probíhající po uvedení zesílení či spřažení do funkce; účinky těchto zatížení se přičítají k účinkům, které byly zakonzervovány v původní nezesílené konstrukci.

6.4.4 Specifikem všech konstrukcí s nadbetonovanou spřaženou železobetonovou deskou je významnost účinků zatížení konstrukce smršťováním betonu spřažené desky a významnost účinků zatížení (resp. významnost ovlivnění tuhostních charakteristik) konstrukce dotvarováním betonu spřažené desky vyvozeným jak smršťováním této desky, tak i jiným dlouhodobě působícím zatížením, které začalo působit až na zesílenou (resp. spřaženou) konstrukci. Tato "významnost" souvisí s obecným jevem, že deformační zatížení vyvoluje silové účinky tehdy, setkává-li se jeho působení s odporem. A právě k tomu v uvedeném případě dochází; volné deformaci nadbetonované spřažené desky odporuje zesilovaná část konstrukce prostřednictvím prvků zajišťujících spřažení.

Dané deformační zatížení buď vyvodí (u tzv. staticky neurčitě uložených konstrukcí) nebo nevyvodí (u tzv. staticky určitě uložených konstrukcí) systém reakcí (vždy samorovnovážený) a jemu odpovídající globální vnitřní síly (obvykle momenty a posouvající síly); kromě toho (a navíc k tomu) toto zatížení vyvoluje samorovnovážený (obecně nenulový) stav normálové napjatosti v průřezích. S takto vzniklými účinky deformačních zatížení se zachází zcela běžným způsobem (tj. tvoří součást levých stran podmínek spolehlivosti, případně součást "vstupního stavu průřezu" při stanovení mezních účinků). Významné úlevy týkající se provádění výpočtu lze uplatnit v případech, kdy dochází u:

- globálních vnitřních sil k jejich výrazné redistribuci "podél" po konstrukci vlivem dostatečného rozvoje plastických kloubů (v takovém případě vnitřní síly vyvozené deformačním zatížením při "pružnoplastickém řešení" konstrukce vymizí a "plastické řešení je nezná", a proto je dovoleno tyto síly zanedbat už předem; s touto situací však běžně nelze u zesilovaných betonových ani spřažených betonobetonových konstrukcí třídy 2, viz poznámka 1 k 6.2.2, uvažovat);



- samorovnovážného stavu napjatosti průřezů při jejich přitěžování k redistribuci napětí po průřezech vlivem aktivizace plastických větví pracovních diagramů materiálů průřezů (v takovém případě tato napětí při "pružnoplastické analýze průřezu" vymizí a "plastická analýza průřezu je nezná", a proto je dovoleno tento stav napjatosti zanedbat už předem, což lze s výhodou uplatnit při ověřování spolehlivosti průřezů proti porušení ohybovým momentem a případně i normálovou silou; není-li však za daných podmínek, např. při ověřování spolehlivosti proti porušení únavou, zplastizování materiálů přípustné, nelze tuto úlevu využít).

Obdobným způsobem lze přistupovat ke všem deformačním zatížením konstrukce a k jejich účinkům; např. k zatížení rozdílným oteplením s nelineárním průběhem teplotního spádu po výšce konstrukce (průřezu).

*Poznámka 1 - Vnitřní síly (napětí) vyvozené smršťováním nadbetonované desky obvykle stlačují beton horní části zesilované konstrukce a natahují dolní výztuž (jinak tomu může být v okolí vnitřních podpor a ve vnitřních polích spojitých konstrukcí), což může snížit, nebo dokonce, je-li pro návrh konstrukce rozhodující stav dosažení dovolených či mezních hodnot napětí (provozní stav), i eliminovat účinnost zesílení. Na rozdíl od tohoto působení se většinou příznivě projevuje dobíhající smršťování zesilované konstrukce, které působí proti účinkům vyvozeným smršťováním nadbetonované desky, bývá však málo výrazné.*

*Poznámka 2 - Přípustnost uplatnění nějakých úlev týkajících se kritérií pro posuzování účinků deformačních zatížení (zejména při zajišťování spolehlivosti konstrukce proti překročení mezních stavů únosnosti, méně pak v provozních stádiích) je zapracována do většiny metodik či systémů norem pro navrhování. Tyto úlevy spočívají např. ve snížení stupně bezpečnosti (běžně na 1,0, jak zavádí např. DIN; případně i pod 1,0), ve zvýšení přípustných hodnot návrhových napětí (např. u "dovolených namáhání" podle ČSN); dále by připadalo v úvahu např. redukovat hodnoty těchto zatížení (a uvažovat např. pokles podpor, nebo změnu teploty, zejména probíhá-li pomalu, polovinou až třetinou předpokládané hodnoty), nebo zavádět snížené náhradní tuhosti materiálů (opět na polovinu až třetinu normové hodnoty).*

6.4.5 Dotvarování betonu patří mezi reologické jevy, jejichž funkční model se obvykle volí jako soustava pružin a tlumičů. Řešení (řešením se rozumí závislost výchylky na čase) takového reologického modelu (obvykle lineárního vzhledem k zatížení) může být stejné (nebo skoro stejné) jako řešení náhradní pružiny s:

- 1) konstantní tuhostí, jejíž zatížení je deformační a je proměnné v čase;
- 2) tuhostí proměnnou v čase, jejíž zatížení je konstantní.

Tento dvojí možný přístup k řešení výpočtových modelů s dotvarováním se promítá i do norem pro zatížení a pro navrhování konstrukcí, které na dotvarování nazírají se vzácným



nesouladem projevujícím se i v terminologii. Některé z norem vychází z představy ad 1), že konstrukce nemění vlivem dotvarování své tuhostní charakteristiky, ale je kromě ostatních zatížení "zatížena i dotvarováním", které působí jako objemové změny; jiné normy vychází z představy ad 2), že tuhostní charakteristiky konstrukce jsou "ovlivněny dotvarováním", ale samo dotvarování že se jako zatížení neprojevuje.

V návaznosti na uvedené dva přístupy k dotvarování se pro modelování složitějších konstrukčních systémů vyvinuly dvě skupiny metod, a to skupina metod založených na přístupu ad 1), které se zabývají určováním zatížení nahrazujícího dotvarování (příklad jedné z prakticky prověřených metod tohoto typu se všemi podrobnostmi potřebnými k praktické aplikaci uvádí příloha C), a skupina metod založených na přístupu ad 2), které se zabývají určováním náhradních modulů pružnosti tak, aby byl respektován vliv dotvarování. Několik zjednodušujících doporučení týkajících se stanovení náhradních modulů pružnosti betonu je uvedeno v 6.5.5 a v 6.5.6 (podrobněji a přesněji viz např. lit.[33], která se mj. zabývá rozdělením účinků dlouhodobě působících zatížení mezi starší (původní) část spřažené konstrukce, obvykle prefabrikovanou a předpjatou, a mezi konstrukci po zesílení (spřaženou), na kterou se pohlíží jako na ideální.

V příloze C je uveden stručný popis stanovení účinků dotvarování ve spřažené konstrukci pomocí jedné varianty metody tzv. časové diskretizace využívající tzv. efektivních časů, přičemž tato varianta je přizpůsobena modelování spřažené prutové konstrukce pomocí prvků rovinného rámu na excentricitě (odpovídajících např. prvku schematicky znázorněnému na obr.7, ale i jiným). Metoda umožňuje velmi průhledně, názorně a relativně jednoduše (avšak velmi pracně, pokud není k dispozici vhodné programové vybavení) stanovit účinky dlouhodobě působících zatížení současně s účinky dotvarování těmito zatíženími vyvozeného, přičemž respektuje typ a uložení rovinné konstrukce, historii jejího zatěžování a změny konstrukce během její montáže i provozu. Metoda vychází z definice dotvarování jako sekundárního deformačního zatížení. Je použitelná i v případech, kdy jsou výsledky získané pomocí náhradního "změkčování" popsaného v 6.5.5 považovány za málo spolehlivé.

## 6.5 Vlastnosti materiálů

6.5.1 Ve výpočtových modelech sloužících k určení účinků zatížení jde obvykle o vystižení chování konstrukce jako celku a proto mají být materiálové vlastnosti uvažovány střední (průměrnou) hodnotou.

6.5.2 Pro popis lineárních modelů konstrukcí nebo částí konstrukcí bez trhlin lze tedy převzít všechny potřebné hodnoty (např. moduly pružnosti, teplotní součinitele délkové



roztažnosti, funkce dotvarování, funkce smršťování betonu, příp. součinitele příčné roztažnosti) přímo z norem pro navrhování.

6.5.3 Problematictější je stanovení vlastností kontinua nahrazujícího částí konstrukce s trhlinami, které evidentně mají jiné (menší) průměrné tuhosti a jejichž zatížení objemovými změnami (vesměs závislými na nějakých materiálových vlastnostech) je také jiné než u částí konstrukce bez trhlin.

Empirické vztahy mezi vnitřními silami a náhradními tuhostními charakteristikami průřezů, uvedené v některých normách pro navrhování (např. v ČSN 73 1201, v návrhu ČSN 73 6206/90, a v Eurokódu 2), se týkají spíše celého průřezu než jen jeho částí obsahujících trhliny (jsou tedy schopny postihnout globální chování konstrukce, např. průhyby a globální vnitřní síly, ale nikoliv rozdělení namáhání v jednotlivých částech spážených průřezů, které je závislé na poměru tuhostí těchto částí). Většina těchto vztahů byla odvozena ze zkoušek při monotonním nepohyblivém zatížení (jsou tedy schopny lépe postihnout chování konstrukcí pozemních staveb než konstrukcí mostních) a navíc je jejich aplikace poměrně komplikovaná.

Sice snadno použitelné, ale ze stejného důvodu (neposkytuje podklad pro provedení "vertikální" redistribuce normálových napětí po průřezích, resp. pro provedení redistribuce "dílčích vnitřních sil" mezi jednotlivými částmi spáženého průřezu) pro spážené konstrukce rovněž málo vhodné je i doporučení ČSN 73 6206 zmenšit u železobetonových konstrukcí (čímž se evidentně myslí u konstrukcí s vyvinutými trhlinami, jaké jsou v železobetonu běžné, neb na konstrukce z předpjatého betonu se toto doporučení nevztahuje a navíc je v ČSN 73 6207 předepsáno uvažovat moduly pružnosti jinak těchto betonů o cca pět i více procent větší, než jaké udává ČSN 73 6206 pro konstrukce železobetonové) modul pružnosti betonu o 20%

Eurokód 4 (a lit.[29]) zavádí "antináběhy" nad vnitřními podporami ocelobetonových spojitých nosníků, kde vylučuje všechen tažený beton z funkce, ale výztuž v něm vloženou ponechává jako součást průřezu. Toto snadno aplikovatelné doporučení (přihlízející k redistribuci napětí i dílčích vnitřních sil po spáženém průřezu) však zcela zanedbává vliv betonu mezi trhlinami a tím je vhodné jen pro ocelobetonové nosníky (pro jejichž dimenzování je "mírně na straně bezpečné") a není na místě u betonových konstrukcí, u kterých tažená oblast běžně přesahuje polovinu celkové výšky průřezu a existence taženého betonu mezi trhlinami nezanedbatelně ovlivňuje chování konstrukce.

Na základě srovnávacích výpočtů vycházejících ze vztahů uvedených v ČSN 73 6206 a v návrhu ČSN 73 6206/90 lze doporučit zmenšit modul pružnosti železobetonu v oblastech, v nichž lze očekávat trhliny, cca na 0,67 násobek hodnoty uváděné normami pro beton bez trhlin. Předpokládaný rozsah oblastí s trhlinami je dostatečné stanovit odborným odhadem (viz např. obr.2); i tak půjde o zkvalitnění výpočtového modelu oproti uplatnění doporučení Eurokódu 4 (tažený beton zcela vyloučit z funkce) nebo uplatnění doporučení ČSN 73 6206 (zmenšit  $E_b$  železobetonu v celé konstrukci jednotně na 0,8 násobek).



V příloze G je uveden příklad vlivu volby různých hodnot náhradních modulů pružnosti taženého a tlačeného železobetonu (při "vrstvení" i hodnotách modulu pružnosti přibližně odpovídajících vnitřní části prvního pole nosníku schematicky naznačeného na obr.2) na průběh normálových napětí po průřezu.

Tento doporučený způsob zavedení vlivu trhlin do lineárního výpočtového modelu může kromě přerozdělení napětí (resp. dílčích vnitřních sil  $M$  a  $N$ ) po výšce průřezů a kromě ovlivnění průhybů přinést u staticky neurčitě uložených konstrukcí i nepřiliš výrazné, ale někdy přece jen patrné přerozdělení vnitřních sil podél konstrukce (resp. u desek i po šířce) oproti stavu, kdyby byla celá konstrukce bez trhlin. Efekt této redistribuce je přibližně takový, jako efekt postupu uvedeného v Eurokódu 2, dodatku 2, čl.A2.2. Popsaný výpočtový model, přihlížející k vlivu trhlin, je lineární a nemá nic společného s plasticitou a plastickými klouby. Je dovoleno jej uplatnit při výpočtu účinků zatížení sloužících k ověřování spolehlivosti konstrukce nejen proti porušení jednorázovým zatížením, ale i proti porušení únavovým namáháním, proti překročení dovolených namáhání, proti překročení mezní šířky trhlin, proti překročení mezního (návrhového) napětí, atd., a to i bez zkoumání a zajišťování "rotační kapacity průřezů", resp. bez splnění jakýchkoliv dalších podmínek.

*Poznámka 1 - Ve fyzikálně nelineárních modelech (např. v plastických nebo pružnoplastických modelech sloužících k určení redistribuce vnitřních sil při působení extrémního návrhového zatížení) se uplatňují i pevnostní charakteristiky materiálů. V těchto případech se s normovými hodnotami (vyjadřujícími "návrhovou pevnost") nevystačí; je třeba uvažovat střední pevnosti materiálů a nikoliv 5 % kvantily uváděné jako normové hodnoty, a je třeba vycházet z tzv. "skutečných" (nebo alespoň z průměrných, ale nikoliv z normových) pracovních diagramů materiálů.*

*Poznámka 2 - Doporučené používání sníženého modulu pružnosti pro beton s trhlinami (např.  $E_b$ , snížené  $= 2/3 \cdot E_b$ ), a používání dalších náhradních materiálových charakteristik doporučených v 6.5.4, lze právem označit jako problematické. Jde však o zaležitosti, pro které neproblematická, přitom však prakticky a obecně použitelná doporučení prostě "nejsou k mání" (podrobněji viz 6.5.6 a poznámka 1 k 6.5.4).*

V obr.2 označuje:

- **D** nadbetonovanou železobetonovou desku, která bývá v polích nosníků tlačena, nad krajními podpěrami sice tažena, ale obvykle nepotrhaná a nad vnitřními podpěrami železobetonových a někdy i předpjatých (v závislosti na rozdílu stárí obou betonů a na dalších okolnostech) i předpjatých nosníků výrazněji tažena;
- **H** horní část základního nosníku, která bývá v polích nosníků tlačena, nad vnitřními podpěrami železobetonových nosníků výrazněji tažena a nad vnitřními podpěrami



předpjatých nosníků obvykle buď tlačena nebo alespoň nepotrhaná;

- S dolní část základního nosníku, která bývá ve vnitřních částech polí železobetonových nosníků výrazněji tažena, v polích předpjatých nosníků buď tlačena nebo alespoň nepotrhaná a nad podpěrami železobetonových i předpjatých nosníků buď tlačena nebo alespoň nepotrhaná tlačena.

D:	Eb (Eb)		2/3 Eb (2/3 Eb nebo Eb)
H:	Eb (Eb)		2/3 Eb (Eb)
S:	Eb (Eb)	2/3 Eb (Eb)	Eb (Eb)

Obr.2 Příklad zohlednění existence trhlin v betonovém nosníku s nadbetonovanou spřaženou železobetonovou deskou náhradní hodnotou modulu pružnosti, je-li původní (spodní, základní) betonový nosník buď železobetonový (hodnoty před závorkou) nebo předpjatý (hodnoty v závorce)

6.5.4 Z pracovní představy detailu tažené oblasti nosníku jako soustavy místy oddělených a naopak místy spojených bloků betonu provázaných výztuží evidentně vyplývá, že část objemových změn betonu se "ztratí uvnitř bloků" a projeví se jen změnou šířek trhlin; a teprve zbývající část objemových změn, která způsobí změnu objemu (resp. délky) celé oblasti, je deformačním zatížením konstrukce jako celku. V modelu nahrazujícím oblast železobetonu s trhlínami kontinuem lze při stanovení deformačního zatížení zohlednit toto chování materiálu:

- zmenšením teplotního součinitele délkové roztažnosti (doporučuje se na polovinu);
- zmenšením smršťování (doporučuje se na polovinu);
- zvětšením dotvarování, neboť následkem zmenšení ploch kontaktů dojde k zvětšení napětí na nich (doporučuje se na dvojnásobek),

náhradního kontinua oproti odpovídajícím charakteristikám betonu (resp. železobetonu) bez trhlin uvedeným v normě.

*Poznámka 1 - Železobeton s trhlínami je jiný materiál než nepotrhaný beton, a proto jako podklad pro modelování konstrukcí obsahujících tento materiál by měly být experimentálně stanoveny a oficiálně zveřejněny tytéž vlastnosti potrhaného betonu, které norma uvádí pro beton bez trhlin. Bohužel experimentální základna (a zřejmě nejen naše) poskytuje v této věci jen kusá doporučení*



(např. se uvádí, že náhradní součinitel příčné roztažnosti železobetonu s trhlinami je cca 0,02 až 0,03, a dovoluje se uplatňovat ve výpočtech nulu, ale jinak téměř nic). Jednou z příčin tohoto stavu je zachovávání tradice spočívající v teoretických manipulacích s ideálními průřezy (nikoliv se spráženými průřezy); další příčinou je, že pravděpodobně jde o složité závislosti požadovaných náhradních vlastností potrhaného betonu na míře potrhání, na rozměrech konstrukce, na vyztužení, na namáhání, na stáří betonu, apod.. Projektant však nemůže odložit navrhování sprážené konstrukce o padesát let a počkat, až budou všechny hodnoty potřebné pro výpočty experimentálně stanoveny a zahrnuty do norem; v podstatě mu nezbyvá nic jiného, než spáchat odborný odhad vlastností náhradního kontinua. Protože je obecně známo, že oba extrémy (ad 1: potrhaný beton rovná se nepotrhaný beton; ad 2: potrhaný beton jen zajišťuje soudržnost výztuže a garantuje, že nedojde k deplanaci, ale jinak mechanické chování konstrukce neovlivňuje) neodpovídají realitě a že modely z nich vycházející dávají někdy nepoužitelné výsledky (např. že na účinky zatížení teplotou dle ČSN 73 6203 někdy prakticky nelze podle ČSN 73 6206 nebo podle ČSN 73 6207 vydimenzovat), je snad zlatá střední cesta doporučená v "Pokynu" přijatelná jako dočasné provizorium.

Poznámka 2 - V místech, kde dlouhodobě působící zatížení a zatížení dopravou vyvolávají tlak nebo jen malý tah, nelze s jistotou předpokládat, že objemové změny, vyvolující v betonu tah, způsobí potrhání betonu. Není nic výjimečného, když dobře ošetřovaný beton běžné třídy časem dosáhne pevnosti v tahu i přes 6 MPa. K výraznějšímu potrhání nadbetonované železobetonové desky dochází obvykle jen u vnitřních podpor spojitých nosníků, a to na délce rovné přibližně dvakrát 0,15 násobku délky většího z přilehlých polí.

6.5.5 Dotvarování betonu vyvozené dlouhodobě působícím zatížením (přesněji: vyvozené napětím, které je účinkem dlouhodobě působícího zatížení) se mnohdy do výpočtového modelu nezavádí jako zvláštní sekundární deformační zatížení s velikostí přímo rovnou velikosti dotvarování chápanému jako poměrné přetvoření (jak je předvedeno např. v příloze C), ale nahrazuje se v něm "změkčením" betonu. Provádí se to tak, že se uvažuje "jakoby" jen s působením vlastního zatížení bez jím vyvozeného dotvarování a při stanovení účinků zatížení se zavádějí místo normových hodnot modulů pružnosti  $E_b$  dotvarujících se betonů (případně místo modulů pružnosti již upravených v oblastech s trhlinami dle doporučení 6.5.3 na hodnotu  $0,67 \cdot E_b$ ) náhradní hodnoty:

$$E_{b, \text{náhradní}} = \frac{E_b \text{ (případně } 0,67 \cdot E_b)}{(1,0 + k \times \varnothing)}$$

Ve vztahu je:

$k$  součinitel závislý na průběhu vnášení zatížení během sledovaného intervalu; doporučuje se uvažovat:

$k = 1,0$ ; je-li většina zatížení vnesena najednou na začátku časového intervalu a nedochází ke změně statického působení konstrukce (jde o většinu



předpjatých, sprážených i zesilovaných konstrukcí při působení silových zatížení včetně předpětí, při náhlém poklesu podpor, apod.);

$k = 0,5$ ; je-li většina zatížení vnášena postupně, přičemž průběh zatěžování přibližně odpovídá funkci dotvarování (jde zejména o zatížení smršťováním betonu nebo pomalou konzolidací podzákladí);

$\phi$  součinitel dotvarování betonu za daný časový interval; je dán vztahy uvedenými např. v ČSN 73 1201, v ČSN 73 6207 nebo v Eurokódu 2; příp. je přípustné uplatnit odhad:

$\phi = 2$  začne-li zatížení působit při stáří betonu cca jeden měsíc a mají-li být stanoveny jeho účinky v betonu starším než cca tři roky;

$\phi = 1$  začne-li zatížení působit při stáří betonu několik více měsíců nebo několik málo let a mají-li být stanoveny jeho účinky v betonu starším než cca 10 let;

$\phi = 0$  začne-li zatížení působit při stáří betonu blízkém nebo větším než cca 10 let.

Mnohé prameny uvádějí paušální doporučení uvažovat při stanovení účinků dlouhodobě působících zatížení v provozních stádiích náhradní modul pružnosti betonu hodnotou  $E_b/3$  všude kromě případů, kdy stáří betonu při vnesení příslušného dlouhodobě působícího zatížení bylo větší než cca jeden rok.

$E_b$ , náhradní se v literatuře nazývá např.:

- "zmenšený modul pružnosti" ([5], [8], [12], [28]);
- "modul přetvárnosti" ([13], [33]);
- "efektivní modul pružnosti" ([16], [26], [31]);
- "účinný modul pružnosti" ([16], [18]);
- "redukovaný modul pružnosti" ([20]);
- "ideální modul pružnosti" ([26]).

*Poznámka 1 - Při navrhování zesílení starší konstrukce (i předpjaté) pouze externí výztuží lze obvykle účinky dotvarování a smršťování betonu zanedbat.*

*Poznámka 2 - Dotvarování betonu nemá za následek jeho změkčování, které by se projevilo při působení krátkodobých zatížení (spíše naopak); používání  $E_b$ , náhradního je jen součástí metody řešení simulující proces postupného přetváření betonu při působení dlouhodobých zatížení jeho zdánlivým změkčením (viz též 6.4.5). Dotvarování je ve skutečnosti viskoelastická (creep, polzučest', s Kriechen = plazivost, šplhounství, podlézavost) betonu, která může být definována i pomocí náhradního poměrného přetvoření, tj. pomocí náhradního zatížení objemovými změnami, což je za určitých okolností (např. v komplikovanějších případech, kdy dochází k postupné montáži konstrukce a k jejímu postupnému zatěžování) nejen názorné, ale i praktické, neb to*



umožňuje zavádět dotvarování do pravých stran příslušných rovnic rovnováhy, tj. jako zatížení narůstající v čase. Nahrazení vazkopružnosti betonu zavedením  $E_{b,náhradního}$  je za určitých okolností (např. v případech, kdy se konstrukce ani dlouhodobě působící zatížení v čase příliš nemění) také názorné i praktická, pokud nevadí, že pro každý druh zatížení a pro každý časový interval (či každé stádium montáže i provozu) musí být výpočtový model definován jinak co do tuhostních charakteristik, což je zásah do levých stran rovnic.

Poznámka 3 - Zavedením  $E_{b,náhradního}$ , stanoveného dle uvedeného vztahu (tj. obvykle hodnotou cca 10 až 15 GPa), a ponecháním normového modulu pružnosti výztuže (cca 200 GPa), se pro rozdělení napětí po železobetonovém průřezu dosáhne v běžných případech obdobného efektu, jako klasickým užitím pracovního součinitele výztuže  $n = 15$ .

6.5.6 Při úvahách o dotvarování příslušném k určitému dlouhodobě působícímu zatížení je třeba si všimnout zvláštního postavení klimatických teplotních změn (a příp. i rozdílného oteplení), které jsou zatěžovací normou definovány jako letní a zimní extrémy a přitom jsou zařazeny jako zatížení působící krátkodobě. Uvážíme-li, že:

- mezi dobou, kdy konstrukce má pomyslnou střední teplotu, a dobou působení "návrhové" teploty, bývá časový interval měřitelný nejméně v týdnech;
- starý beton je co do dotvarování živější než předpokládá teorie stárnutí, což zohledňuje např. funkce dotvarování uvedená v Eurokódu 2;
- účinky zatížení konstrukce teplotními změnami a rozdílným oteplením bývají mnohdy pro dimenzování rozhodující, takže zpřesnění výpočtů má praktický význam,

ukazuje se účelným přihlídnout k dotvarování betonu vyvozenému napětím od ochlazování nebo od oteplování konstrukce. Na základě měření prováděných na betonových letištních a dálničních vozovkách lze doporučit uvažovat pro stanovení účinků zatížení teplotními změnami a rozdílným oteplením paušálně (nezávisle na stáří betonu) místo normových hodnot modulů pružnosti betonů  $E_b$  (případně místo modulů pružnosti již v oblastech s trhlinami upravených dle doporučení 6.5.3 na hodnotu  $0,67 \cdot E_b$ ) náhradní hodnoty:

$$E_{b,náhradní} = 0,67 \cdot E_b \quad (\text{případně } 0,45 \cdot E_b)$$

Poznámka - Doporučení respektovat dotvarování betonu vyvozené teplotním zatížením nemá nic společného s úlevami uvedenými v ČSN 73 6203 čl.142, který obsahuje součinitele kombinace.



## 6.6 Vedení výpočtu

6.6.1 Základní ideové schema statického výpočtu, jehož principy jsou stejné pro všechny druhy stavebních konstrukcí, lze vyjádřit etapami:

- určení podmínek spolehlivosti považovaných za rozhodující, formulace těchto podmínek, a podrobné naplánování postupu výpočtu;
- volba a definice výpočtových modelů konstrukce (vč. zatížení) sloužících ke stanovení účinků zatížení, a následné řešení těchto modelů (jde o stanovení údajů, které budou tvořit levé strany podmínek spolehlivosti);
- stanovení extrémně přípustných (mezních, dovolených) hodnot účinků zatížení převzetím předepsané hodnoty, dohodou, zkouškou, řešením výpočtového modelu, odborným odhadem, apod. (jde o stanovení údajů, které budou tvořit pravé strany podmínek spolehlivosti);
- vyhodnocení podmínek spolehlivosti a vynesení verdiktu.

Tedy prvním krokem statického výpočtu má být provedení výběru (odborným odhadem) konkrétních podmínek spolehlivosti, jejichž splnění je žádoucí vyhodnotit, tj. provedení výběru pro dimenzování rozhodujících:

- míst na konstrukci;
- stádií výstavby i provozu;
- mezních či dovolených stavů (veličin), jejichž nepřekročení se považuje za vhodné ověřit,

a stanovení (odborným odhadem a v souladu s požadavky příslušných norem) odpovídajících zatěžovacích stavů (tj. stanovení jednotlivých druhů zatížení včetně působistě, a případně stanovení součinitelů zatížení, součinitelů kombinace, atd.).

*Poznámka - Kromě některých aspektů týkajících se vystižení mechanického chování při zatěžování a ověřování spolehlivosti prvků zajišťujících spřažení neobsahují výpočty zesilovaných betonových mostních konstrukcí žádná specifika, která by nebyla známa z výpočtů spřažených betonobetonových nebo ocelobetonových konstrukcí nebo z výpočtů předpjatých konstrukcí. Existuje značná podobnost co do funkce (a tedy i co do výpočtu) např. mezi betonovou konstrukcí zesílenou nadbetonovanou železobetonovou deskou a spřaženou betonobetonovou konstrukcí, nebo mezi konstrukcí zesílenou externí přilepenou výztuží a předpjatou konstrukcí se soudržnou předpínací výztuží, a nebo mezi konstrukcí zesílenou řídce kotvenou a nepřilepenou externí výztuží a předpjatou konstrukcí s nesoudržnou předpínací výztuží.*

6.6.2 U zesilovaných konstrukcí (obecně u všech spřažených konstrukcí) je třeba znát nebo stanovit "vstupní stav" (tj.



normálová napětí a případně i vnitřní síly, reakce a posuvy, pokud jsou významné) původní konstrukce existující před uvedením zesílení do funkce.

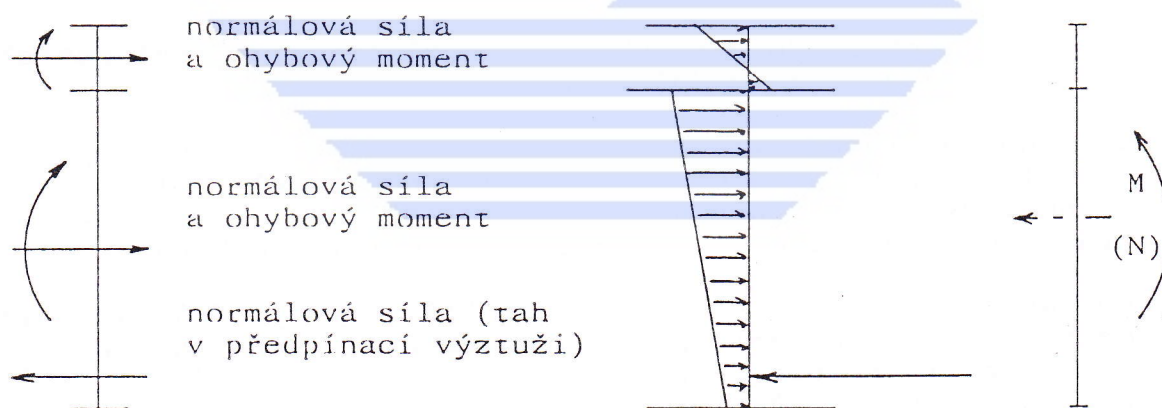
Pokud lze považovat průřezy původní konstrukce za ideální (u které je velikost normálových napětí jednoznačně určena velikostí vnitřních sil), je tento "vstupní stav" dán vnitřními silami.

Jde-li však o zesilování původní spřažené (příp. předpjaté) konstrukce (tedy vytváří-li se "dvojitě spřažená" konstrukce), je její vstupní stav zadán buď průběhem napětí nebo samostatnými vnitřními silami pro všechny ideální průřezy, jejichž "slepením" původní spřažený průřez vznikl (viz definice 3.1.9 až 3.1.11 a obr.3). Takové zadání umožňuje snadno vyčíslit jak celkové vnitřní síly (opačná úloha není jednoznačná), tak i průběh přetvoření a napětí jak "vertikálně" po průřezech, tak i "horizontálně" po konstrukci.

Pokud nejsou objemové změny betonu a případně i předpínací výztuže původní konstrukce považovány za odezdnělé, měl by vstupní stav obsahovat i údaje o stáří těchto betonů, o datu předpínání, o napětí v předpínací výztuži, a o datech vnesení jednotlivých zatížení, která se na vstupním stavu podílejí, a to včetně rozdělení výsledných vnitřních sil podle příslušnosti k těmto zatížením.

zadání vstupního stavu:

(lze nahradit zadáním napětí:  
lze složit ve výslednici)



Obr.3 Příklad popisu vstupního či jiného (obecně nikoliv samorovnovážného) stavu spřaženého průřezu pomocí sil nebo napětí, jednoznačně určujících průběh počátečních přetvoření

6.6.3 Pokud je předmětem výpočtu běžná mostní konstrukce, u níž není třeba přihlížet k:

- dynamice (vystačí se s dynamickými součiniteli);



- geometrické nelinearity (vystačí se se vzpěrem, zvětšením excentricity, náhradním nakloněním nebo vyosením částí konstrukce, zavedením náhradní snížené tuhosti závěsů, atd.),

jsou pro stanovení účinků zatížení vyhovující statické výpočtové modely lineární vzhledem k zatížení (pro stanovení účinků krátkodobě působících zatížení lineárně pružné), které navíc bývají v případech, kdy není třeba přihlížet ani k:

- jednostranným vazbám (žádné tření ani zvedání z ložisek, a to ani na provizorních podpěrách, žádné "rozšklebení se" spáry);
- fyzikální nelinearity (žádná plasticita ani redistribuce, rozsah oblastí s trhlinami lze předem odhadnout),

"jednokrokové". Fyzikální nelinearity a existence jednostranných vazeb si mohou vynutit použití lineárních modelů "vícekrokových" (může jít např. o zjištění rozsahu oblastí s výskytem trhlin a stanovení vhodných sečnových charakteristik iterací dle 6.6.5, o stanovení funkce jednostranných vazeb, aj.).

Je-li zvolený model lineární (i když se k jeho popisu dospělo po více krocích), doporučuje se zpracovávat každý druh zatížení zvlášť, jako samostatný zatěžovací stav, a do modelu jej zavádět buď normovou nebo jednotkovou intenzitou.

Doporučuje se každé dlouhodobě působící zatížení (a navíc klimatické teplotní zatížení) uvažovat současně s dotvarováním, které je tímto zatížením vyvozováno, při čemž není podstatné, zda se na dotvarování pohlíží jako na:

- "příčinu změkčení materiálu" a modeluje se použitím "efektivních modulů pružnosti (betonu, základové půdy) závislých na čase či na časech" (např. podle 6.5.5 a 6.5.6);
- "sekundární zatížení objemovými změnami" a modeluje se použitím náhradních zatížení závislých na napětích a na časech (např. podle přílohy C).

*Poznámka 1 - Snaha stanovit účinky zatížení řešením přiměřeně "věrného" výpočtového modelu může vést u některých konstrukcí k vhodnosti použití několika různých výpočtových modelů lišících se fyzikálními vlastnostmi spřažení a/nebo geometrií prvků zajišťujících spřažení. Např. u těch konstrukcí zesílených externí lepenou výztuží, u kterých nelze předpokládat fungování dokonalého spřažení při působení zatížení s intenzitou, při níž teoreticky dochází k porušení průřezů namáhaných ohybovým momentem a normálovou silou překročením mezního poměrného přetvoření (viz kap.5, tab.1, poznámka 1)), by měly být stanoveny levé strany příslušných podmínek spolehlivosti řešením nosníku (spřaženého nebo ideálního) opatřeného samostatně se deformujícím "nesoudržným" táhlem nahrazujícím externí výztuž, které je s nosníkem spojeno jen v místě kotev diskretními vazbami (jde o řešení "přerušovaně spřaženého nosníku"). Vazby mohou být různé; buď zcela tuhé, tj. geometrické, nebo pružné, tj. fyzikální, nebo i posuvné, tj. statické čili "třecí". Při nižších intenzitách zatížení, např. při stanovování účinků zatížení tvořících levé strany podmínek spolehlivosti proti překročení*



mezních normálových napětí, však může být výstižné volit pro tytéž konstrukce jako výpočtový model dokonale spřažený nosník, a tím respektovat předpoklad, že dokud zatížení nepřekročí provozní intenzity, zůstává výztuž průběžně přilepena a slep (spolu s kotvami) spolehlivě zajišťuje soudržnost.

Poznámka 2 - Obdobně i při výpočtu konstrukcí z předpjatého betonu lze modelovat konstrukce se soudržnou předpínací výztuží spřaženým nosníkem a konstrukce s nesoudržnou předpínací výztuží nosníkem a táhlem, které je s nosníkem spojeno vazbami. Jako spřaženou lze rovněž (v souladu s definicí 3.1.10) modelovat i každou konstrukci zatíženou teplotou s nelineárním průběhem po výšce.

6.6.4 Do levých stran podmínek spolehlivosti vstupují lineární kombinace účinků jednotlivých druhů zatížení, zaváděných do výpočtových modelů buď jednotkovou nebo normovou nebo přímo návrhovou intenzitou. Tyto veličiny se uplatňují buď přímo v té formě, jakou poskytlo řešení modelu (jde-li např. o vnitřní síly v ideálních průřezích, o síly přenášené prvky zajišťujícími spřažení, o posuvy, reakce, aj.) nebo nepřímo, až po příslušné transformaci (jde-li např. o vnitřní síly ve spřažených průřezích, o deskové nebo stěnové vnitřní síly, o napětí v průřezích s trhlinou, o šířku trhlin, aj.).

Poznámka 1 - Transformací se rozumí vztah, někdy určený předpisem (normou), přiřazující vypočteným účinkům zatížení jiné účinky stanovené tak, aby jejich působení bylo z určitého hlediska ekvivalentní. Může jít např. o vztah přiřazující momentům a normálovým silám ve spřaženém průřezu normálová napětí nebo poměrná prodloužení nebo šířku trhlin, atd. Přestože jakékoliv transformace účinků zatížení metodicky patří do kapitoly zabývající se stanovením účinků zatížení, bývají v normách pro navrhování zařazovány některé z těchto transformací (např. určení šířky trhlin, určení napětí či poměrných přetvoření v průřezu, stanovení dimenzačních vnitřních sil v deskách, někdy dokonce i určení průhybů) až do kapitol zabývajících se odpory (tj. mezními, resp. návrhovými či dovolenými, hodnotami účinků) průřezů či konstrukce a vyhodnocováním podmínek spolehlivosti. Zčásti se tomuto zlovyku podřídil i "Pokyn".

Poznámka 2 - Prakticky se osvědčilo vést při výpočtu přehlednou tabulku (podobnou jako je např. ve "Statických výpočtech nosníků typu KA" zpracovaných Dopravoprojektem Bratislava v roce 1973), jejíž sloupce odpovídají místům na konstrukci a účinkům zatížení, které byly vybrány jako rozhodující, a jejíž řádky sledují historii (tzn., že odpovídají vstupnímu stavu, staticky významným montážním i provozním stadiím, apod.), přičemž milníky tvoří data změn konstrukce a data vnesení nebo odstranění dlouhodobě působících zatížení, která se vždy uvažují i s příslušným dotvarováním. Kromě toho se v jiné tabulce (ale se stejnými sloupci) vedou účinky v úvahu připadající krátkodobě působících zatížení (např. montážních, dopravou, klimatických) a při posuzování se pak (po vynásobení příslušnými součiniteli spolehlivosti) provádí součet odpovídajících si položek. Při sčítání je třeba dbát na homogenitu sčítanců (nelze sčítat např. deskové hlavní momenty vzájemně ani deskové vnitřní síly s nosníkovými vnitřními silami, ale je přípustné sčítat např.



deskové dimenzační momenty s momenty nosníkovými). Také je přípustné použít více výpočtových modelů (např. ideální pruty pro stanovení účinků některých zatížení tíhou, sprážené pruty pro stanovení účinků některých objemových změn, desku nebo soustavu deskostěn pro stanovení účinků některých zatížení dopravou, atd.), pokud jsou vypočtené účinky zatížení transformovány tak, aby sčítání bylo korektní.

6.6.5 Z doporučení pracovat s jednotkovými intenzitami zatížení neplyne, že by tuhostní charakteristiky konstrukce měly být nějaké "počáteční" nebo odpovídající jednotkovým (nebo jednotlivým) zatěžovacím stavům. Ve výpočtových modelech by měly být užity sečnové (případně tečnové, uvažuje-li se s vnášením zatížení po přírůstcích) tuhosti odpovídající stavu konstrukce po vytvoření trhlin (pokud se předpokládá) a to při hladinách namáhání odpovídajících předepsaným "rozhodujícím" lineárním kombinacím vnitřních sil od jednotlivých zatížení (viz též 6.2.1). Tento požadavek je však přesně obtížně splnitelný, neboť:

- může existovat zpětná vazba mezi tuhostními charakteristikami konstrukce a průběhy a velikostmi vnitřních sil (obecně závisí stav trhlin a tím i tuhosti na vnitřních silách, které zpětně mohou záviset na tuhostech, zejména jde-li o silové účinky deformačních zatížení u sprážených i jiných "staticky neurčitých" konstrukcí);
- může existovat zpětná vazba mezi velikostí některých deformačních zatížení (jde o objemové změny související se smršťováním, změnou teploty a dotvarováním betonu, viz 6.5.4) a tuhostními charakteristikami konstrukce, které závisejí na stavu trhlin a tím i na velikostech vnitřních sil;
- předepsaných lineárních kombinací vnitřních sil je nekonečně mnoho (což souvisí nejen s počtem předepsaných seskupení zatížení dopravou, ale především s pohyblivostí tohoto zatížení) a každá z nich může znamenat poněkud jiné rozdělení vnitřních sil a tím i tuhostí po konstrukci;
- současné znalosti vztahů mezi vnitřními silami a tuhostními charakteristikami průřezů, resp. jejich částí, jsou neúplné a uváděné vztahy nejsou dostatečně obecné, ani spolehlivé a mnohdy ani prakticky použitelné.

Jde o situaci, na kterou poukazuje již poznámka 1 k 6.5.4. Stanovení tuhostních charakteristik je klíčovým místem výpočtu, které může zásadním způsobem ovlivnit nejen velikosti posuvů a nejen rozdělení vnitřních sil, ale někdy téměř řádově i velikost vnitřních sil. Toto místo výpočtu je třeba tak či onak překonat (i zdánlivé "neudělání nic", tj. provedení popisu modelu pomocí normových materiálových charakteristik, je volbou nějakých tuhostí), přestože předpisy ani literatura mnohdy neobsahují potřebné podklady ani pokyny pro praktické vedení výpočtů.

Použití sečnových tuhostí umožní využití všech výhod, které s sebou nesou lineární výpočty; provedení jednoho nebo dvou iteračních kroků sloužících k stanovení přijatelných hodnot sečnových tuhostních charakteristik (i když u většiny programů



plně neautomatizovaných) není časově příliš náročné. Detailní body tohoto iteračního postupu by mohly být např. tyto:

1. Odhad výsledné velikosti a průběhu vnitřních sil a stavu trhlin příslušných dosažitelnému provoznímu stavu konstrukce (nikoliv jednomu druhu zatížení nebo jedné poloze zatížení, ale spíše jakési obálce vymezující maximální, ale ještě pravděpodobný rozsah oblastí s výskytem trhlin).
2. Stanovení tuhostních charakteristik odpovídajících vnitřním silám a stavu trhlin. Přitom lze vyjít např. z:
  - dodatku A.4 Eurokódu 2, doporučujícího provést interpolace (závisející na napětí výztuže, druhu výztuže a charakteru zatížení) všech potřebných hodnot mezi extrémy vymezenými v poznámce 1 k 6.5.4 "Pokynu";
  - nebo z empirických vztahů uvedených v ČSN 73 1201 nebo v návrhu ČSN 73 6206/90;
  - nebo z doporučení 6.5.3 "Pokynu", považujícího beton s trhlinami za materiál, který má menší modul pružnosti než beton bez trhlin.
3. Sestavení a vyřešení modelu pro rozhodující zatěžovací stavy, přičemž je respektován vliv trhlin nejen na tuhostní charakteristiky, ale i na velikost objemových změn, které konstrukci zatěžují.
4. Vyhodnocení výsledných velikostí a průběhů vnitřních sil a stavu trhlin a srovnání s hodnotami uvažovanými v předchozích krocích. Při výraznějším nesouladu je vhodné opakovat kroky 2. až 4.

Poznámka - Některé normy pro navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb (např. ČSN 73 1201, Eurokód 2 a DIN 1045) předpokládají, že výpočet účinků zatížení probíhá tak, že se nejprve stanoví vnitřní síly řešením modelu nezávislého na hladině zatížení (tj. za předpokladu platnosti Hookova zákona, při užití jednotkových či konstantních, tzv. "počátečních", resp. poměrných tuhostí závislých jen na základním materiálu a na geometrii, např. na náběžích), pak se pomocí empirických vzorců přiřadí těmto vnitřním silám křivosti, prodloužení a zkosení průřezů a teprve nakonec se jednoduchou integrací vypočtou průhyby (jde o typický případ "transformace", o jakých se zmiňuje 6.6.4). Tento postup výpočtu účinků zatížení, pokud je proveden jedním krokem, není vždy zcela korektní a jeho praktické použití by mělo být proto omezeno na konstrukce zatížené výhradně silově a na tzv. "staticky určené" konstrukce. Nekorektnost je dána tím, že po vzniku trhlin dochází ke změnám tuhostních charakteristik, jejichž následkem může být změna velikosti i rozdělení vnitřních sil (nejde však ještě o redistribuci souvisící s natáčením v plastických kloubech při extrémním zatížení, ale o lineární, případně lineárně pružný stav odpovídající provoznímu stádiu), která obvykle bývá při deformačním zatížení prakticky významná a při silovém zatížení prakticky málo významná. A protože mostní konstrukce bývají namáhány deformačním zatížením, nebývá u nich tento postup výpočtu vhodný (kromě konstrukcí "staticky



určitých", u nichž tuhosti neovlivňují vnitřní síly, a konstrukcí bez trhlin, u nichž vnitřní síly neovlivňují tuhosti), a ani nebývá používán. Při výpočtu mostních konstrukcí je zvykem stanovit (být někdy i v několika krocích) definitivní tuhostní charakteristiky před definitivním řešením modelu; výsledkem řešení pak jsou nejen silové, ale i deformační účinky zatížení.

## 6.7 Vhodnost uplatnění nosníkového modelu

6.7.1 Reálné konstrukce jsou vždy trojrozměrné a prostorově působící, ale do většiny podmínek spolehlivosti je třeba zavádět vnitřní síly odpovídající nosníku a napětí stanovená v průřezu nosníku. Vytváření výpočtových modelů sloužících k určení účinků zatížení se tedy neobejde bez redukce rozměrů. Obvykle redukci ze tří stupňů na dva zprostředkuje roznášení uvažované podle ČSN 73 6203 a redukci ze dvou stupňů na jeden zprostředkuje buď vzdorující nebo spolupůsobící šířka (stanovená buď pomocí některého z empirických vztahů uvedených v normách pro navrhování, např. v lit. [5], [11], [12], [16], [17], [18] aj., nebo přímo vypočtená pro daný konkrétní případ), nebo rozdělení příslušných účinků zatížení na jednotlivé nosníky buď odborným odhadem nebo pomocí tabulek; nebo se přímo uplatní příčný roznos zjištěný řešením vícerozměrných modelů (provedeným např. pomocí programů DEFOR, NEXX, LOMENICE, apod.).

Touto problematikou se "Pokyn" nezabývá, protože není pro zesilované betonové mostní konstrukce specifická; v textu se předpokládá, že degradace úlohy je v zásadě možná vždycky a že se po větší či menší námaze nakonec podaří buď nalézt přijatelný jednorozměrný výpočtový model přímo generující nosníkové vnitřní síly (na jeden metr běžný šířky, pro jeden nosník, pro jednu stojinu s přilehlou deskou mostovky, apod.) nebo alespoň uplatnit mechanismus transformující vypočtené deskové či skořepinové vnitřní síly na nosníkové (na tzv. dimenzační) vnitřní síly.

Poznámka 1 - Ani v případech, kdy posuzování spočívá ve srovnávání napětí, nebývají napětí zjištěná řešením dvojrozměrného nebo trojrozměrného náhradního kontinua přímo použitelná jako levé strany podmínek spolehlivosti. Např. proto, že "meze" (návrhové pevnosti nebo dovolená namáhání), tvořící pravé strany, byly stanoveny zkouškami provedenými za určitých poměrů (obvykle při jednoosé napjatosti), kterým řešení modelu vícerozměrného kontinua neodpovídá (i když v některých případech může být zprostředkován převod pomocí "součinitelů víceosé napjatosti" uvedených např. v ČSN 73 1201); nebo proto, že pro spolehlivost konstrukce je významné napětí betonu v tlaku v místech trhlin, které se zjišťuje na průřezu za předpokladu vyloučení taženého betonu z funkce a které je jiné než napětí odpovídající lineárně pružnému modelu (obvykle vycházejícího z vlastností náhradního homogenního kontinua) užívanému pro stanovení účinků zatížení.

Poznámka 2 - Při navrhování (nezávisle na tom, zda se aplikuje metodika dovolených namáhání nebo mezních stavů) se může ukázat



obzvláště zcestným iniciativní "zpřesňování" výpočtových modelů nebo "zpřesňování" metod řešení, o které se mnohdy usiluje bez znalosti (či bez zohlednění) představ autorů normové metodiky o tom, jaké modely a jaké metody řešení budou při výpočtu používány. Např. aplikace dvourozměrných modelů na místě předpokládaných jednorozměrných a dimenzování konstrukcí na hranové extrémy nebo dokonce na hodnoty vypočtené v místech singularit, zjišťování napětí v místech kontaktu řešením lineárně pružné poloroviny či poloprostoru tam, kde se předpokládalo rovnoměrné nebo lineární rozdělení napětí, detailní zohlednění proměnnosti objemových změn po konstrukci, zjišťování napětí v soudržnosti v těsné blízkosti trhlin, atd., pokud není provázeno i příslušnými úpravami hodnot návrhových pevností (mezních přetvoření, dovolených namáhání) tvořících pravé strany podmínek spolehlivosti, může být evidentní příčinou neobvykle nadměrného předdimenzování konstrukce (příp. zesilování nebo i snesení konstrukce, která by se při užití obvyklých výpočetních postupů jevila spolehlivou), a tím i příčinou vzniku škod (spočívajících ve vynakládání vícenákladů na realizaci neobvykle předdimenzované konstrukce, nebo v likvidaci stávající konstrukce, dosud schopné funkce) s následným vyvoláním škodního řízení. Častou chybou "přesných výpočtů" bývá nedbání trhlin a místního zplastizování při definování náhradního kontinua, které pak není schopno zajistit přiblížení se řešení výpočtového modelu skutečnosti co do "vyhlazení a rozprostření" místních extrémů; přitom tohoto efektu může někdy snadno dosáhnout i nespecialista např. triviálním použitím "spolupůsobící šířky" apod.. Na stovkách konstrukcí lze ukázat, že líbivá tvrzení typu "přesnější model, resp. přesnější řešení, umožní využít materiály a docílit úspor" bývají účelová a zavádějící a že opak bývá pravdou, a to systematicky. Tato skutečnost, která je zcela zřejmá až nyní, po odeznění euforie z výkonných počítačů a mocných metod řešení výpočtových modelů všeho druhu, našla odezvu i v Eurokódech, které mnohdy právě z těchto důvodů dávají přednost používání modelů relativně jednoduchých.

6.7.2 Zkušenosti ukazují, že dimenzování zesilovaných (i jiných spřažených) betonových konstrukcí, opřené o předpovědi jejich chování získané řešením nosníku (resp. průřezu), bývá úspěšné. Není tedy bezpodmínečně nutné používat ke stanovení velikosti nosníkových vnitřních sil a normálových napětí v jednotlivých částech spřažených průřezů, a ani ke stanovení velikosti sil přenášených spřažením, nějaké "přesnější" výpočtové modely, teorie a metody řešení, pokud budou vzaty v úvahu zvláštnosti nově zaváděných způsobů zesilování, a to:

- koncentrace účinků zatížení (vlastní tíhou, dopravou i objemovými změnami) v místech ukončení zesílení;
- dosud neznámé či běžně neuváděné nebo neuvažované mechanické vlastnosti prvků zajišťujících spřažení.

Teorie, definice i metody řešení dokonale spřažených nosníků a dokonale spřažených průřezů jsou podrobně popsány v dostupných pramenech (např. [7], [8], [18], [20], [26], [27], [33]) včetně techniky stanovení účinků (resp. vlivu) objemových změn a vyčíslení sil přenášených spřažením. Pokud jde o popisy výpočtových modelů poddajně a přerušovaně spřažených konstrukcí



a o metody řešení těchto modelů, starší prameny nic dostatečně obecného a současně prakticky použitelného neuvádějí. Tyto možnosti přináší až poslední čtvrtstoletí, které však informace tohoto typu neukládá do odborné literatury, ale spíše do manuálů a popisů funkce programového vybavení (např. lit.[21] a práce autorů [23] a [25]).

*Poznámka 1 - Z konstatování existence praxí prověřených a úspěšně aplikovaných teorií, modelů a metod řešení však ještě neplyne, že daný stav je vhodné petrifikovat. V současné době lze automaticky a v zanedbatelných časech provádět prakticky neomezené množství numerických operací, což přináší nejen možnosti řešení dvou nebo i trojrozměrných výpočtových modelů, ale i možnosti uplatnění nových metod řešení klasických nosníkových modelů. V 6.8 (též v lit.[21]) je poukázáno na jeden zatím málo v praxi využívaný, avšak přitom jednoduchý a zároveň účinný způsob modelování spřažených konstrukcí a řešení spřažených nosníků, využívající právě této možnosti nahradit malý počet relativně složitých úprav a operací větším počtem operací jednoduchých.*

*Poznámka 2 - Za určité specifikum betonobetonových, zesilovaných betonových i zesilovaných ocelobetonových konstrukcí může být kromě etapovitosti výstavby považováno také jejich zatěžování dobíhajícími zbytky smršťování a dotvarování starého betonu a aktivování dalšího dotvarování tohoto betonu. "Pokyn" se tímto problémem speciálně nezabývá, neboť u zesilovaných konstrukcí lze obvykle předpokládat, že smršťování i dotvarování starého betonu zesilované konstrukce už proběhlo až do konce a že nové zatížení již jeho další dotvarování nevyvolává. Tento předpoklad je téměř v souladu s teorií stárnutí uplatněnou např. v ČSN 73 6207, podle níž jsou objemové změny betonu nezávislé na okamžiku vnesení zatížení (jsou závislé jen na stáří betonu) a u starého betonu jsou velmi malé. V některých případech (např. u předpjatých konstrukcí většího rozpětí, jde-li o zesilování poměrně nové konstrukce nebo o spřaženou betonobetonovou konstrukci, aj.), je však někdy vhodné uvažovat i se zatížením konstrukce objemovými změnami starého betonu (nebo alespoň zjednodušeně zavádět do výpočtu rozdíly objemových změn; zvláště jde o smršťování, starého a nového betonu) a případně uplatnit i jiné funkce dotvarování než funkce uvedené v ČSN 73 6207 (např. funkce uvedené v Eurokódu 2).*

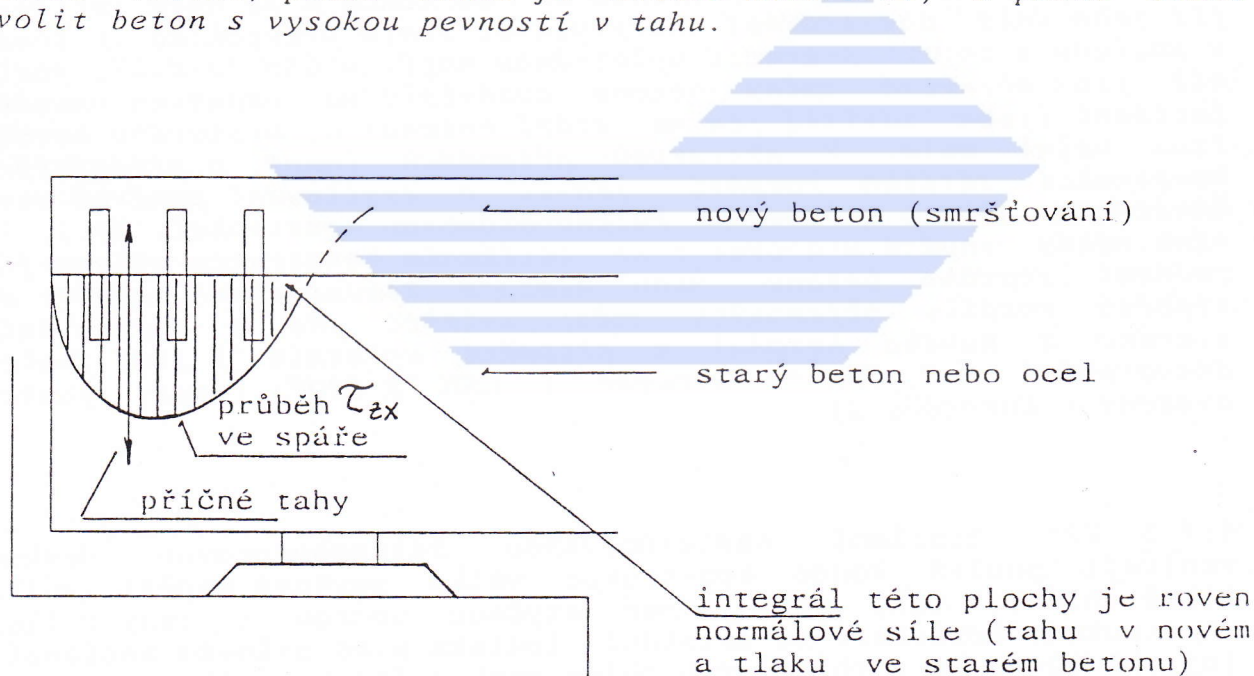
6.7.3 Při zesílení nadbetonovanou železobetonovou deskou vznikají poblíž konce konstrukce velká smyková napětí, velké šikmé hlavní tahy pod i nad styčnou sparou a tahy v lici konstrukce, nezávislé na umístění ložiska a na silovém zatížení, jejichž původ je v rozdílných objemových změnách nového a starého betonu (obr.4). Tato napětí (resp. výslednice těchto napětí) mají být přenesena koncovými kozlíky (obvykle se závlačemi) nebo jinými spřahovacími prvky, které funkci kozlíků zastávají (např. zhuštěnými kotvami z betonářské výztuže, hmoždinkami, někdy též se závlačemi, apod.) a příčnou nebo šikmou výztuží této "kotevní oblasti". Neprovede-li se připojení konce nadbetonované železobetonové desky dost únosné a nevyztuží-li se v těchto místech i sama deska dostatečně, postupně (počínaje od kraje) se odtrhává a přestává fungovat jako součást spřaženého průřezu.



Poznámka 1 - Pohlížíme-li na běžnou železobetonovou nebo předpjatou konstrukci jako na spřaženou (jde o spřažení betonu s betonářskou a/nebo předpínací výztuží), je obdobnou situací kotvení podélné výztuže za krajní podpěrou. I když je tento případ považován za příznivý, bývá konec nosníku (přes příznivé působení reakce) místem poruch, pokud není opatřen příčnou výztuží. Této výztuže by stačilo méně, kdyby byla podélná betonářská výztuž přivařena a podélná předpínací výztuž přikotvena k opuncované čelu nosníku, které by zabránilo deplanaci.

Poznámka 2 - Poblíž konce spřaženého nosníku bývá někdy úsek, v němž síla ve spřažení může působit střídavě oběma směry. K tomu je třeba přihlídnout při volbě prvků spřažení a navrhnout např. tuhé kozlíky s "obousměrnými" závlačemi, kolmé tyčové prvky, křížově uspořádanou šikmou výztuž, apod.. Šikmé vložky jednoho směru by mohly být v některém stadiu provádění nebo provozu tlačeny a mohly by tak zapříčinit až několikamilimetrové rozevření styčných spar a totální vyloučení z funkce nejen koheze (soudržnosti), ale i tření ve spáře.

Poznámka 3 - Uvedený "koncový efekt" doprovázený výrazným lokálním zvýšením smykového napětí ve spáře, se objevuje, byť menší měrou, na každém místě či linii (i v pracovní spáře), kde došlo k přerušení betonáže na delší dobu, a dokonce i v místě průběžné trhliny. Proto se doporučuje zesilující desku nebetonovat po částech nebo dokonce "šachovnicově" (což může být vhodné např. u desek posouvajících se po podkladu), ale pokud možno vcelku, pokud možno ji dlouho ošetřovat, a pokud možno volit beton s vysokou pevností v tahu.



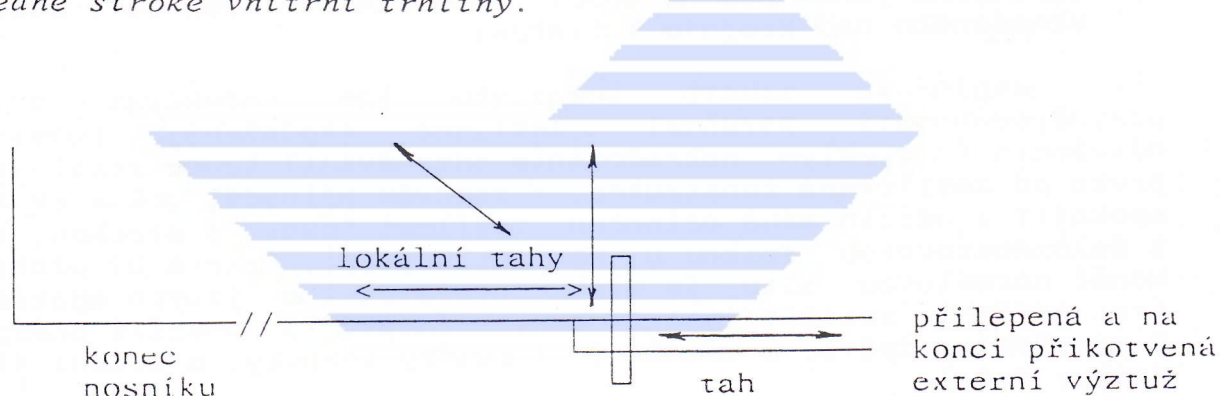
Obr.4 Průběžné zesílení

6.7.4 U neprůběžného zesílení externí výztuží je zřejmé již z názoru opřené o běžnou nosníkovou statiku, že v místech ukončení zesílení dochází k vyrovnávání rozdílných (co do



velikosti i co do polohy výslednice) tahových sil na poměrně malé délce, což musí v těchto místech způsobit vznik velkých a soustředěných smykových napětí (obr.5). Je tedy zcela nezbytné umístit zde únosné prvky sprážení a to i v případech, kdy zde není zesílení nutné pro přenášení momentu. Kromě toho musí být ve starém betonu v oblasti ukončení zesílení, která je vždy místem změny průřezu skokem (znamenajícím teoreticky singularitu a prakticky velká napětí, velké spády napětí a potencionální zdroj poruch), dostatek podélné i příčné betonářské výztuže pro zachycení lokálních tahových sil. Není-li tomu tak, je třeba učinit zvláštní opatření zajišťující rozptýlení přenášené síly po délce i po šířce konstrukce (užití vzpínadel, odstupňování, užití plechů proměnné šířky nebo tloušťky, apod.). Obecně však lze doporučit v takovém místě zesilující prvky vůbec neukončovat, ale pokračovat s nimi pokud možno až za nebo alespoň nad podpěru, u spojitých konstrukcí do míst nulového momentu.

Poznámka - Pohlížíme-li na běžnou železobetonovou nebo předpjatou konstrukci jako na spráženou (jde o sprážení betonu s betonářskou a/nebo předpínací výztuží), je obdobnou situací kotvení výztuže v poli. Kromě předpisu vložení příčné výztuže je nutné se v tomto místě postarat i o lokální nevyrovnané podélné tahy, které zde vznikají a které mají charakter Saint-Venantovské poruchy. Obvykle stačí nepředpjatou výztuž nekotvit v jednom průřezu a oblast doplnit příčnou výztuží; za kotvou (a kolem kotvy) předpjatého kabelu je však nutné vložit vydatnou a zakotvenou podélnou i příčnou betonářskou výztuž, jinak zde (uvnitř nosníku) vznikají trhliny (ve směru převážně kolmém ke směru předpínací výztuže) a může dojít i k vytvoření jedné široké vnitřní trhliny.



Obr.5 Neprůběžné zesílení

6.7.5 K odhadu velikostí a průběhů napětí v oblastech ukončení zesílení, na jejichž existenci a relativní nebezpečnost poukazuje 6.7.3 a 6.7.4, lze použít např. řešení lineárně pružných stěnových modelů. Příklady stanovení napětí  $\sigma(x)$  v místech ukončení zesílení jak ve stěnovém modelu, tak i odpovídajících napětí v nosníkovém modelu, jsou uvedeny v příloze A.

Ze srovnání výsledků získaných řešením obou modelů lze učinit zásadní závěr, že výpočtový model "sprážený nosník" je schopen nejen upozornit na existenci špiček smykových napětí a normálových napětí  $\sigma(x)$  v oblastech ukončení zesílení, ale



je dokonce schopen vyjádřit i velikost smykových sil přenášených prvky zajišťujícími spřažení (jako rozdíl, resp. změnu normálové síly v zesilující konstrukci), takže je pro účely projekční praxe modelem vyhovujícím.

6.7.6 Příklady uvedené v příloze A potvrzují obecně známý, ale někdy podceňovaný a konstrukčními opatřeními nedostatečně pokrývaný jev, že v místech ukončení zesílení jsou velká napětí a velké gradienty napětí i v případech, kdy síla přenášená mezi jednotlivými částmi spřaženého průřezu prvky zajišťujícími spřažení velká není. Přestože realita (díky deplanaci, konečné tuhosti spřažení, zplastizovávání a dotvarování materiálů a případně i díky vzniku trhlin a s tím souvisící redistribucí i absolutním zmenšováním napětí) tvaruje napěťové špičky obvykle benevolentněji než běžný výpočtový model (zvláště pak než lineárně pružný model předpokládající nekonečně tuhé spřažení), doporučuje se přistoupit k tomuto jevu se vší vážností a zajistit koncovými kozlíky se závlačemi (nebo funkčně podobným systémem jiných kotev; např. hmoždinkami, šrouby, betonářskou výztuží, apod.) přenos alespoň 80% až 90% normálové síly, působící na začátku (konci) zesílení, stanovené řešením nosníkového výpočtového modelu konstrukce, na délce nepřesahující:

- cca  $1/3$  až  $1/2$  výšky průřezu, jde-li o průběžné zesílení (tj. zesílení ukončené na konci nosné konstrukce);
- cca  $1/6$  až  $1/4$  výšky průřezu, jde-li o neprůběžné zesílení (ukončené jinde než na konci konstrukce - týká se i zesílení ukončeného nad krajním ložiskem).

Při nesplnění tohoto požadavku lze očekávat zvýšení pravděpodobnosti porušení zesílené (spřažené) konstrukce odtržením (a rychlým pokračováním odtrhávání) konce zesilujícího prvku od zesilované konstrukce. V takovém případě, pokud se nelze spokojit s užitím méně účinného zesílení (např. s plechem, resp. s železobetonovou deskou o menší tloušťce), které by přebíralo menší normálovou sílu, je třeba uvažovat i o jiných opatřeních pro zvýšení zatížitelnosti mostu (např. o použití předpětí, o zmenšení rozpětí, o zmenšení tloušťky vozovky, o zúžení jízdní dráhy, atd.).

*Poznámka - Zmenšení smykových i jiných napětí v oblasti ukončení zesílení by teoreticky bylo možno dosáhnout zajištěním spřažení na začátku (konci) zesílení prvky s menší smykovou tuhostí, což by umožnilo zmírnit výše uvedené konstrukční požadavky. Staticky zajímavou se jeví myšlenka konstrukčně zajistit (např. mastným papírem) netuhé spřažení (nebo i "nespřažení" konce nadbetonované železobetonové desky se zesilovanou (základní) konstrukcí a tak přesunout "statický konec" zesilované či spřažené konstrukce do oblasti, kde smykové síly ve spřažení od zatížení konstrukce smršťováním nadbetonované desky a smykové síly ve spřažení od zatížení konstrukce tíhou a dopravou mají zaručeně opačný směr.*

6.7.7 Nedoporučuje se bez příslušných výpočtů a konstrukčního zajištění uvažovat při navrhování s tím, že si při přetížení "konstrukce pomůže" a že dojde k zplastizování koncových



kotevních prvků a k redistribuci spřahující síly do vnitřních spřahujících prvků.

"Vertikální" redistribuce napětí po průřezu (s níž se za určitých okolností běžně uvažuje, např. při stanovení hodnoty ohybového momentu na mezi porušení) a ani "horizontální" redistribuce silových účinků zatížení po konstrukci (souvisící s vytvářením plastických kloubů a s jejich rotační kapacitou) nesouvisejí přímo s přenosem (případně s přerozdělením) sil ve spřažení podél styčné spáry mezi původní a zesilující konstrukcí. Při plném (tj. nekonečně tuhém) spřažení přebírají prvky spřažení příslušnou spřahovací sílu (rovnou změně či diferenci, resp. derivaci normálové síly v připojované části) vždy přímo v daném místě a přibližně i ve velikosti odpovídající lineárnímu chování konstrukce; podmínky k redistribuci spřahovací síly podél styčné spáry může vytvořit teprve poddajné (např. pružnoplastické) chování prvků spřažení. Pokud se uvažuje se soudržností starého a nového betonu, s třením ve spáře, případně s lepeným stykem, a/nebo pokud se požaduje pružné nebo lineárně pružné chování konstrukce (např. při působení návrhového zatížení s provozní intenzitou či při působení celkého zatížení) zásadně nepřipadá využití této "třetí redistribuce" v úvahu.

*Poznámka 1 - Redistribuce vnitřních sil po konstrukci sice změní velikost momentů a tím i velikost normálové síly v zesilující konstrukci (dle 6.2.2 se smí připustit, že až o 15 %), avšak derivace této normálové síly podél osy nosníku (které je úměrná velikost smykových napětí, resp. smykových sil, ve spáře), stejně jako posouvající síla, vykazuje změnu daleko menší (z parabolického průběhu momentů se redistribucí lineární nebo konstantní nestane) a ani trhliny, které ovlivňují smyková napětí a síly ve spřažení velmi nepříznivě, se redistribucí momentů nezavřou.*

*Poznámka 2 - V lit.[18], [27], [28], [29] a [31] uvedené povolení uspořádat u ocelobetonových mostů přivařené spřahovací trny rovnoměrně po délce nosníku (resp. po délce vymezeného úseku) nelze slepě aplikovat i na prvky zajišťující spřažení u zesílených betonových (resp. spřažených betonobetonových) mostů. Tato úleva je totiž podmíněna jednak uplatněním bezpečného předpokladu, že ve spáře beton-ocel je nulová soudržnost a nulové tření (tento předpoklad je odůvodněn tím, že u ocelobetonových mostů, zejména železničních, vyvozuje zatížení dopravou relativně větší otřesy než u mostů betonových, a že plocha styku je malá a hladká, takže účinnou funkci tření nezaručuje), za druhé je uvedení této úlevy podloženo (resp. mělo by být podloženo) jak průkazem, že poddajnost spřahovacích trnů je "přiměřená", tak i ověřením (výpočtem), že ocelobetonová konstrukce se jeví spolehlivá i při uvažování částečného spřažení, a za třetí je využití této úlevy podmíněno požadavkem, aby při působení návrhového zatížení s provozní intenzitou bylo chování spřahovacích trnů ještě pružné, jinak by mohlo dojít v krajních zplastizovávaných trnech ke "kumulaci lokálních poškození" a hrozilo by jejich porušení málocyklickou únavou.*

6.7.8 Silové účinky zatížení stanovené na náhradním nosníku smí být v místech přímo působících osamělých podpor a osamělých sil (tj. podpor a sil působících zvenku na konstrukci tlakem

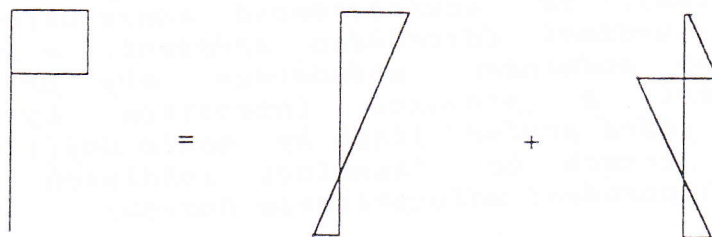


přibližně kolmým ke střednici; nejde tedy např. o závěsy, jejichž tahové působení je nepříznivé) redukovány stejným způsobem, jako u konstrukcí postavených vcelku, tj. jak uvádí normy pro navrhování (např. lit. [5], [11], [12] nebo [19]).

## 6.8 Popis výpočtového modelu "spřažený nosník"; metoda řešení

6.8.1 Prameny zabývající se navrhováním spřažených (většinou jen dokonale spřažených) konstrukcí (např. [8], [18], [20], [26], [27], [31] a další) vesměs předpokládají modelování spřažené konstrukce ideálními ohýbanými pruty, charakterizovanými pracovními součiniteli  $n$ , polohou těžiště, statickými momenty ploch  $k$  těžištní ose, moduly odporu, ideální plochou, ideálním momentem setrvačnosti, atd.. To umožňuje použít k řešení prakticky kteroukoliv z klasických deformačních i silových metod a tedy i jakýkoliv program pro řešení prutových modelů.

Při tomto způsobu modelování nastávají menší komplikace při stanovení účinků zatížení spřažené konstrukce objemovými změnami (např. smršťováním betonu, dotvarováním betonu nebo předpínací výztuže, teplotními rozdíly) s nelineárním průběhem po průřezu, ale s nimi je možné se vyrovnat např. tím, že se takové zatížení rozdělí "jakoby" na dvě části podle obr.6. První část se stanoví tak, aby měla lineární průběh po průřezu, takže nečiní problém zatížit touto částí příslušný ideální nosník a vypočíst globální vnitřní síly a deformace (u "staticky určité uložených konstrukcí" jsou tyto vnitřní síly nulové), a druhá část se stanoví tak, aby nevyvozovala ani vnitřní síly, ani deformace, nýbrž jen lokální samorovnovážná napětí v průřezech (podobná vnitřnímu pnutí v odlitcích) přímo rovná součinům příslušných poměrných prodloužení této druhé části deformačního zatížení a odpovídajících modulů pružnosti. Tato samorovnovážná napětí (resp. tato druhá část přetvoření) se při posuzování buď přičítají (jde-li o posouzení napětí), nebo někdy taky nepřičítají (jde-li např. o posouzení spolehlivosti proti porušení jednorázovým ohybovým momentem) k napětím (resp. přetvořením) odpovídajícím globálním vnitřním silám.



Obr.6 Rozdělení deformačního zatížení s nelineárním průběhem po průřezu na dvě části



6.8.2 Některé programové systémy (např. DEFOR a NEXX Dopravoprojektu Brno udržované a prodávané firmou FEM consulting, program TDA ing. Jaroslava Navrátila, CSc., užívaný na Ústavu betonových a zděných konstrukcí VUT Brno k časové analýze prutových, zejména spřažených nebo předpjatých konstrukcí, program katedry ocelových konstrukcí a mostů ČVUT Praha s funkcí popsanou v lit.[21], i mnohé další), využívající pro řešení vesměs metodu konečných prvků, umožňují pomocí prvku "ohýbaný prut na excentricitě" modelovat spřaženou konstrukci několika ideálními ohýbanými pruty "nad sebou" spojujícími tytéž uzly. Pruty na excentricitě působí obdobně jako pruty na tuhých (nebo i pružných) ramenech, jimiž lze modelovat např. excentrické připojení příčlí ke styčnickům u rámu a příhradovin.

Využití této možnosti se obvykle projeví podstatným zjednodušením zadávání i vyhodnocování výsledků, jde-li o:

- Konstrukce s průřezem komplikovaného tvaru. Při rozdělení průřezu např. tvaru T, I, U, komůrky, aj. na obdélníky odpadá hledání těžiště, výpočet geometrických charakteristik průřezu jako celku, atd..
- Konstrukce fyzikálně nehomogenní, a to jak "po výšce", tak i "po délce". Při rozdělení průřezu, obsahujícího např. oblast s trhlinami, tuhé výztužné vložky, betony různé kvality, silnou betonářskou výztuž, apod., na části homogenní co do materiálu, odpadají operace s pracovním součinitelem "n". Tím odpadají i nejasnosti provázející stanovení hodnot tohoto součinitele, který by měl být jiný při zatížení dlouhodobě působícím než při zatížení krátkodobě působícím, aby alespoň přibližně zohlednil redistribuci napětí po průřezu mezi výztuží a betonem způsobenou objemovými změnami betonu (pokud se tyto změny nezohledňují ve výpočtu jinak).
- Konstrukce zatížené objemovými změnami s nelineárním průběhem po průřezu. Při rozdělení průřezu na části s lineárním průběhem deformačního zatížení po výšce odpadá provádění operací schematicky zobrazených na obr.6.
- Stanovení sil nebo napětí přenášených spřažením. Při rozdělení konstrukce na jednotlivé pruty na excentricitě liniemi, v nichž je požadováno stanovit vodorovné posouvající síly, odpadá hledání těžiště a vyčíslování momentu setrvačnosti, statických momentů oddělených ploch i příslušných vzorců, neb síly ve spřažení jsou přímo diferencemi (změnami, rozdíly, přírůstky, resp. derivacemi) průběhu normálové síly v oddělené části.
- Konstrukce z předpjatého betonu. Modelování předpínací výztuže samostatnými pruty usnadní a současně zpřesní např. výpočet napětí v betonu i ve výztuži při uvážení ztrát či změn předpětí pružným přetvořením, dotvarováním betonu, dotvarováním předpínací výztuže, smršťováním betonu apod. (samozřejmě však nemůže zohlednit ztráty technologické, tj. ztráty způsobené pokluzem, třením, apod.). Může jít jak o konstrukce se soudržnou předpínací výztuží, které jsou dle definice 3.1.11 plně spřažené, tak i o konstrukce



s nesoudržnou předpínací výztuží všeho druhu včetně závěsů, které jsou dle definice 3.1.12 přerušovaně spřažené.

- Konstrukce částečně (poddajně, přerušovaně) spřažené, mezi které patří nejen konstrukce s poddajnými prvky spřažení, ale např. i konstrukce zesílené nepřilepenou a jen neprůběžně přikotvenou externí výztuží (nebo konstrukce zesílené přilepenou, avšak jen řídce kotvenou externí výztuží při vyšších intenzitách zatížení, viz kap.5, tab.1, a 6.6.3, poznámka 1), konstrukce rozdělené "mezivrstvou" (izolací, živičnou nebo jinou vrstvou s nízkou smykovou tuhostí), konstrukce uložené na prostředí bránícím vodorovnému pohybu pružně nebo třením, konstrukce s táhly či vzpěrami nebo vzpínadly všeho druhu, konstrukce u nichž se uvažuje s dotvarováním v soudržnosti mezi výztuží a betonem, a mnohé další speciality sledované spíše výzkumem než projekcí.

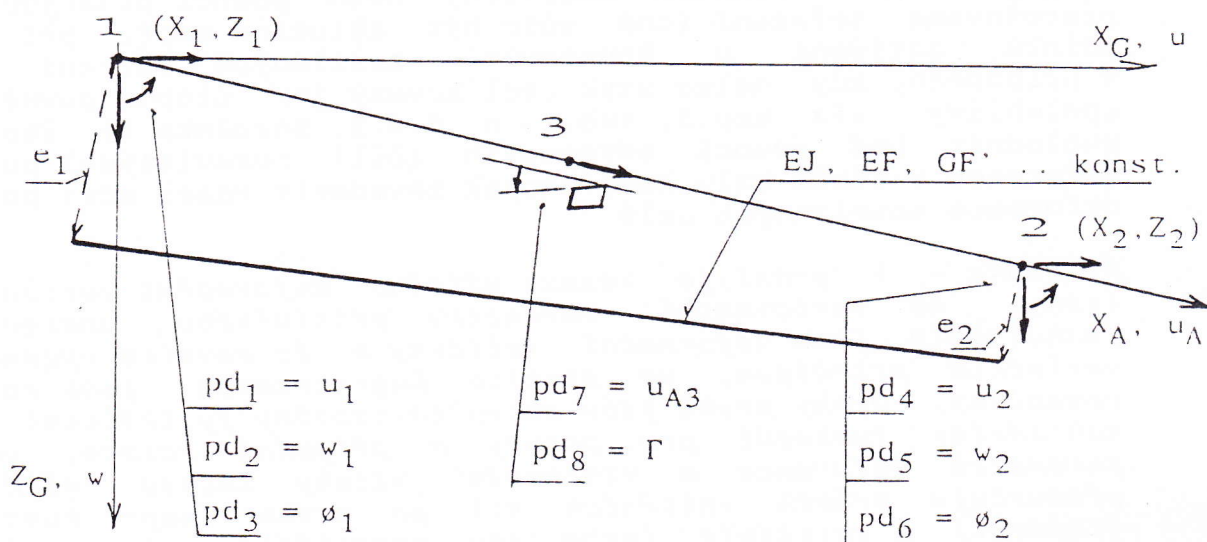
- Vystižení věšadlového (vzpěradlového) působení, které vyvoluje změna směru výztuže předpínací soudržné i nesoudržné, interní i externí, tuhé i betonářské, a to včetně vlivu tohoto působení na průběh (redukci) posouvajících sil.

Přitom jde v mnoha případech nejen o zjednodušení oproti použití "ideálních" prutových modelů při výpočtu konstrukcí uvedeného druhu, ale i o rozšíření možností.

*Poznámka 1 - Při vytváření a řešení modelu spřažené a případně i nehomogenní konstrukce z ideálních nosníků, popsaného v 6.8.1, je nutné provést řadu početních operací (buď automaticky nebo ručně) s hodnotami geometrických i fyzikálních charakteristik průřezů i materiálů (jakési "zabalování a rozbalování", integrace a úpravy výrazů popisované v předmětu "technická pružnost", vedoucí k "ideálním charakteristikám"), které de facto jsou úpravou, resp. předřešováním rovnic rovnováhy, sestavených tak, aby byl respektován Hookův zákon a předpoklad zachování rovinnosti průřezu. Použití prvků na excentricitě znamená oproštění se od těchto zvyklostí. Model konstrukce je v tomto případě sestaven z poměrně jednoduchých homogenních prvků, jejichž vlastnosti i vzájemné vazby (geometrické i fyzikální, tj. nejen nekonečně tuhé, ale i s danou tuhostí) jsou zohledněny v globálních rovnicích rovnováhy, a tyto rovnice jsou ponechány bez jakékoliv úpravy a předeliminace v té surové formě, v jaké byly vygenerovány variováním příslušného energetického funkcionálu, který je součtem lineární a kvadratické formy neznámých parametrů deformace, a ve kterém byly danými konstantami prvky matic tuhosti a zatěžovacích vektorů těchto jednoduchých prvků.*

*Poznámka 2 - Z hlediska stavební mechaniky není obtížné definovat a metodou konečných prvků řešit spřažené vícerozměrné modely (vrstevnaté desky nebo skořepiny) při libovolném silovém i deformačním zatížení; vhodným prvkem je např. deskostěna na excentricitě (program byl vypracován např. na Ústavu stavební mechaniky VUT Brno).*





Obr.7 Příklad prvku rovinného rámu na excentricitě

6.8.3 Některé programové systémy nabízejí několik druhů prutů na excentricitě. Pro modelování zesilovaných i jiných spřažených konstrukcí lze doporučit např. použití prvku schematicky znázorněného na obr.7. Jde o prvek rovinného rámu (tím se rozumí, že je to prvek umístěný, zatížený i deformující se v rovině, u kterého se na energii vnitřních sil podílí jenom jeden ohybový moment a to moment mající směr kolmý k rovině rámu, normálová síla, případně posouvající síla a případně i prostředí prutu pružně bránící jeho posuvům nebo deformacím v této rovině) na excentricitě s lineárním průběhem po prvku, která je určena polohou koncových bodů prvku vzhledem k příslušným uzlům modelu konstrukce. Tento prvek je korektní; kompatibilita oblasti předpokládaná aplikovaným Lagrangeovým variačním principem je volbou náhradních polynomů a odpovídající volbou parametrů deformace zajištěna (průběh průhybu po prvku je kubický, průběh posuvu osy v jejím směru je kvadratický, průběh momentu a normálové síly je lineární, posouvající síla a zkosení střednice je konstantní).

Nabízené prvky mívají ve své výbavě a uživateli poskytují kromě zatěžovacích vektorů odpovídajících vybraným silovým zatížením i zatěžovací vektory energeticky ekvivalentní zatížení prvku jednotkovým prodloužením, jednotkovým zakřivením a případně i jednotkovým zkosením, což umožňuje snadno zadávat kromě běžných objemových změn, popsanych jako prodloužení nebo zakřivení, i poměrné zkosení, které lze využít např. k modelování smykového dotvarování způsobeného smykovými napětími  $\tau_{xz}$  (tj. napětími, jejichž integrálem je posouvající síla směru  $z$ ).

Poddajné spřažení (a např. dotvarování v soudržnosti, některé konstrukce s deplanujícími řezy, apod.) lze modelovat např. pomocí zvláštních prvků, tzv. mezivrstev, na jejichž deformacích i vnitřních silách se podílí pouze podélná smyková napětí. Vliv těchto napětí na deformace ani napjatost nosníkový (tj. nestěnový, netenkostěnný) model bez deplanace nezohledňuje (tyto prvky se běžně užívají např. k modelování předurčených ploch



nespojivosti v zemních masivech) nebo pomocí pružných ramen; přerušované spřažení (což může být aktuální např. při výpočtu účinků zatížení u konstrukcí zesílených externí výztuží v případech, kdy nelze styk realizovaný jen slepem považovat za spolehlivý, viz kap.5, tab.1 a 6.6.3, poznámka 1) lze snadno zohlednit buď pomocí zdvojených (čili nezávislých) parametrů deformace v témže uzlu nebo naopak zavedením vazeb mezi parametry deformace souměstných uzlů.

*Poznámka - V praxi je vesměs užívána deformační varianta MKP (tzn., že variovány parametry příslušného energetického funkcionálu jsou deformační veličiny a že rovnice vygenerované variačním principem, ve statice Lagrangeovým, jsou rovnicemi rovnováhy). Druhy prvků jsou charakterizovány fyzikálními vztahy, náhradními funkcemi pro posuvy a případně rotace, vektorem parametrů deformace a vzájemnými vztahy těchto veličin, což předurčuje průběh vnitřních sil po prvku (např. konstantní, lineární) a zajišťuje (nebo taky nezajišťuje, viz např. prvek uvedený v lit.[21]) spojitost posuvů a případně i jejich derivací v uzlech a na hranicích mezi prvky. Kromě prvku uvedeného na obr.7 bývají často užívány i prvky jednodušší (příčemž jednoduchost může být pouze zdánlivá, z hlediska uživatele); např. prvky bez středních uzlů nebo prvky s nižšími náhradami pro posuvy, které mohou být, ale ne vždy jsou, korektní (je na uživateli, aby vhodným zhuštěním dělení dosáhl řešení s potřebnou podrobností nebo aby snížil případný únik energie na diskontinuitách a tak získal řešení s dostatečnou přesností, viz např. lit.[21]).*

6.8.4 V příloze B je uvedena ukázka aplikace konečného prvku "prvek rovinného rámu na excentricitě", který je schematicky zobrazen a popsán na obr.7, při vytvoření a řešení výpočtového modelu jednoduché zesilované konstrukce zatížené rovnoměrným zkrácením betonu nadbetonované desky (např. smršťováním). Tato ukázka, která pouze naznačuje funkci a používání tohoto prvku, samozřejmě nemůže předvést ani zlomek možností a výhod, které tento způsob modelování konstrukce může přinést oproti užití "prutu bez excentricity" (některé z těchto možností jsou vyjmenovány v 6.8.2). Ukázka také neobsahuje teorii nebo odvození matice tuhostí, matice vnitřních sil a zatěžovacích vektorů předváděného konečného prvku, ale to ani nebylo jejím cílem; popis teorie i praktického používání ohýbaných jednorozměrných prvků na excentricitě je uveden např. v lit.[21] a v některých publikacích autorů [23] a [25].

## 6.9 Oprávněnost předpokladu plného spřažení

6.9.1 Téze o zachování rovinnosti průřezů při zatěžování konstrukce souvisí s předpokladem, že modul pružnosti ve smyku  $G$  se ve vztazích mezi smykovými napětími  $\tau_{zx}$  a  $\tau_{yx}$  (leží-li nosník v rovině  $XZ$  a má-li jeho osa směr  $X$ ) a příslušnými poměrnými zkoseními projevuje jako hodně (nekonečně) velký.



Konečná hodnota  $G$  znamená existenci deplanace, ke které dochází jak po výšce nosníku (vliv  $\tau_{zx}$  je výrazný např. u vysokých, tzv. stěnových nosníků), tak i po šířce nosníku (vliv  $\tau_{yx}$  je výrazný např. u širokých tenkostěnných nosníků a projevuje se tzv. smykovým ochabováním; pro výstižnější popis jevu, a pro asociace směřující pozornost zpracovatele návrhu k jiným sférám působnosti, se doporučuje hovořit spíše o smykovém "zaostávání" než o smykovém "ochabování").

Teoreticky není žádné reálné spřažení, dokonce ani spřažení homogenním srůstem, stoprocentně dokonale (tj. nekonečně) tuhé. Při navrhování zesilované nebo jiné spřažené konstrukce (konkrétně při volbě výpočtového modelu) tedy není kvalitativní označení styku (jen jako tuhého nebo poddajného) dostatečné a je třeba jev kvantifikovat. Snad počítače a expertní systémy budoucnosti si poradí s nejasným popisem modelu proneseným silným hlasem, ale v současné době je nutno smykovou tuhost styku vždy zadat konkrétní hodnotou (buď zjevnou nebo "default"), a to i v případě, že se požaduje modelovat dokonalé spřažení nekonečnou tuhostí.

6.9.2 Pro kvantitativní hodnocení relativní tuhosti (poddajnosti) rovinné spáry namáhané smykem a pro následné provedení odborného odhadu, zda jde o spřažení prakticky zcela tuhé nebo o spřažení s konečnou tuhostí nebo o spřažení prakticky zcela poddajné (tj. se zanedbatelnou tuhostí znamenající "nespřažení") se zavádí pojem "náhradní tloušťka styku" (označení  $h_s$ , rozměr [m]), která by se též dala nazvat "srovnávací výškou styku", neboť představuje výšku náhradního nosníku, ekvivalentního co do podélného zkosení samotné spáre.

Tedy tato "náhradní tloušťka styku"  $h_s$  představuje takovou výšku náhradního nosníku (resp. stojiny nosníku) se stejnou šířkou a se stejného materiálu jako zesilovaná konstrukce, při které by byl vodorovný posuv vrchu nosníku oproti spodku nosníku při čistém (izolovaném) namáhání vodorovným stříhem stejný jako je vzájemný posuv vrchní a spodní části spáry při obdobném namáhání (viz obr.8 a obr.9).

"Náhradní tloušťka styku"  $h_s$  lze stanovit jako podíl "podélné smykové tuhosti nosníku" (případně jeho části, např. stojiny), která je dále označena  $D_N$ , a "smykové tuhosti spřažení" (styku), která je dále označena  $D_S$ . Tedy:

$$h_s = D_N / D_S$$

$D_N$  "podélná smyková tuhost nosníku" (resp. podélná smyková tuhost stojiny nosníku) je síla, která způsobí podle obr.8 na výseku nosníku (spáry) jednotkové délky a jednotkové výšky jednotkový vzájemný posun vrchního a spodního líce výseku (resp. jako  $D_N$  lze též označit smykové napětí, které vyvodí na výseku nosníku jednotkové výšky jednotkový posun). Rozměr  $D_N$  je tedy [síla/m.(m/m)]=[síla/m] (resp. též [napětí]). Např. u obdélníkového průřezu o šířce  $b$  lze položit  $D_N=G.b$  (resp. u desky lze položit  $D_N=G$ );

$D_S$  "smyková tuhost spřažení" je síla, která způsobí dle obr.9 na výseku spáry jednotkové délky jednotkový vzájemný posuv

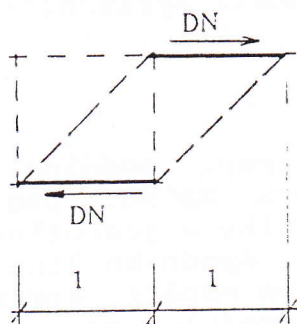


spojovaných částí konstrukce (resp. jako DS lze též označit smykové napětí, které vyvodí ve spáře jednotkový posuv). Rozměr DS je tedy  $[síla/m/m] = [síla/m^2]$  (resp. též  $[napětí/m]$ ).

"Náhradní tloušťka styku"  $h_s$  se srovnává s rozpětím nosníku  $L$  a podle poměru  $h_s/L$  se usuzuje, zda poddajnost spřažení bude nebo nebude významná; a to na základě stejných principů a zkušeností, podle nichž se usuzuje, že cca při  $h/L < 1/3$  (je-li  $h$  výška nosníku) lze ještě běžně, jak při výpočtu účinků zatížení, tak i při analýze průřezu, považovat konstrukci za nosník, a předpokládat, že projevy deplanace jsou prakticky zanedbatelné.

Tedy "náhradní tloušťka styku"  $h_s$  menší než cca 10 % až 20 % a někdy i  $h_s$  blíží se 50 % rozpětí nosníku (resp. vzdálenosti mezi inflexemi ohybové čáry)  $L$  zajišťuje pro části nosníku vzdálené od konce či začátku zesílení o dostatečnou kotevni (či roznášecí) délku prakticky plné (dokonalé) spřažení; při větších hodnotách  $h_s/L$  je pravděpodobné, že se poddajnost spřažení projeví (oproti dokonalému spřažení) natolik jiným rozdělením vnitřních sil po konstrukci i po průřezích (a také většími průhyby i vodorovnými posuvy), že rozdíly mohou být významné pro návrh.

Poznámka - Tuhost styku DS je mechanická veličina, která charakterizuje tuhost styku obdobným způsobem, jako např. modul pružnosti oceli  $E$  charakterizuje tuhost výztužné vložky nebo jako "Winklerův modul ložnosti" charakterizuje tuhost podloží, apod.. Lze mluvit o tečných a sečných hodnotách DS příslušných dané úrovni namáhání, o pracovním diagramu vyjadřujícím závislost smykové síly na posuvu (DS je hodnota odpovídající směrnici jeho tečny či sečny), o přetvárné práci, atd. A stejně jako nelze "inženýrsky" vypočítat  $E$ , nelze ve většině případů vypočítat ani DS. Tuto charakteristiku lze získat pouze měřením (případně převzetím z pramenů, odhadem, ústním sdělením, apod.). A stejně jako o  $E$  platí i o DS, že na jeho přesném určení příliš nezáleží; znalost pevnostních charakteristik (které se však uplatní spíše při posuzování jednotlivých nosných prvků konstrukce než při modelování konstrukce jako celku) je obvykle pro navrhování důležitější.



$$\text{obv. } DN = G \times b$$

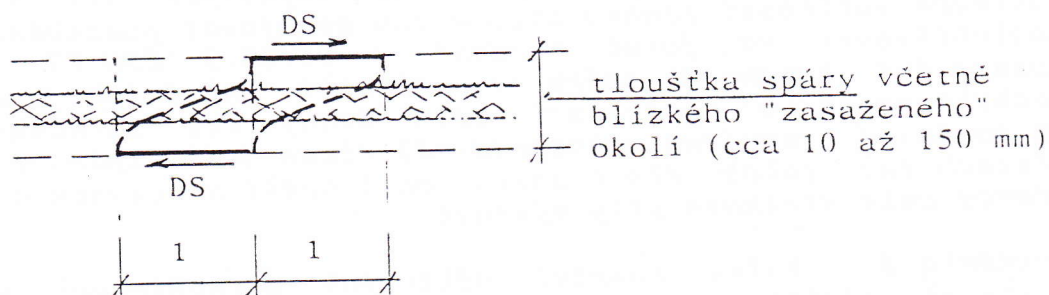
$G$  je menší z obou hodnot

$b$  je šířka nosníku (stojiny)

(resp. u desky  $DN = G$ )

Obr.8 Definice podélné smykové tuhosti nosníku (stojiny)  $DN$





Obr.9 Definice smykové tuhosti spřažení (styku) DS

6.9.3 Intenzity smykové síly (resp. napětí) vypočtené ve spřažení, ať plném či poddajném (při jejich vyčíslení se vychází z rozdílů normálových sil v připojovaných částech), modelované jako průběžné, jsou průměrné (náhradní) intenzity, které se mohou od skutečných lokálních intenzit lišit i řádově. Příčinou těchto rozdílů jsou místní nehomogenity (např. proměnná tloušťka lepidla, proměnná kvalita stýkajících se betonových povrchů, uspořádání zrn kameniva okolo výztuže ve sparách, atd.) ovlivňující místní smykové tuhosti spřažení či styku; významná je zejména existence kolmých trhlin v betonu, a to jak v oblastech kladných momentů v polích (obr.10), tak i v místech záporných momentů u spojitých konstrukcí (obr.11). Beton v okolí trhliny "si myslí", že je na konci konstrukce a má snahu reagovat vznikem "okrajové" napjatosti (viz 6.7 a příloha A). Pokud zde nejsou dostatečně únosné a přiměřeně tuhé prvky zajišťující spřažení a pokud zde není potřebná výztuž zachycující téměř svislé hlavní tahy v betonu, hrozí nebezpečí, že relativně vyšší hodnoty místních smykových i normálových napětí zapříčiní postupné odtrhávání slepu nebo nadbetonované desky a následné snižování únosnosti i tuhosti spřažení.

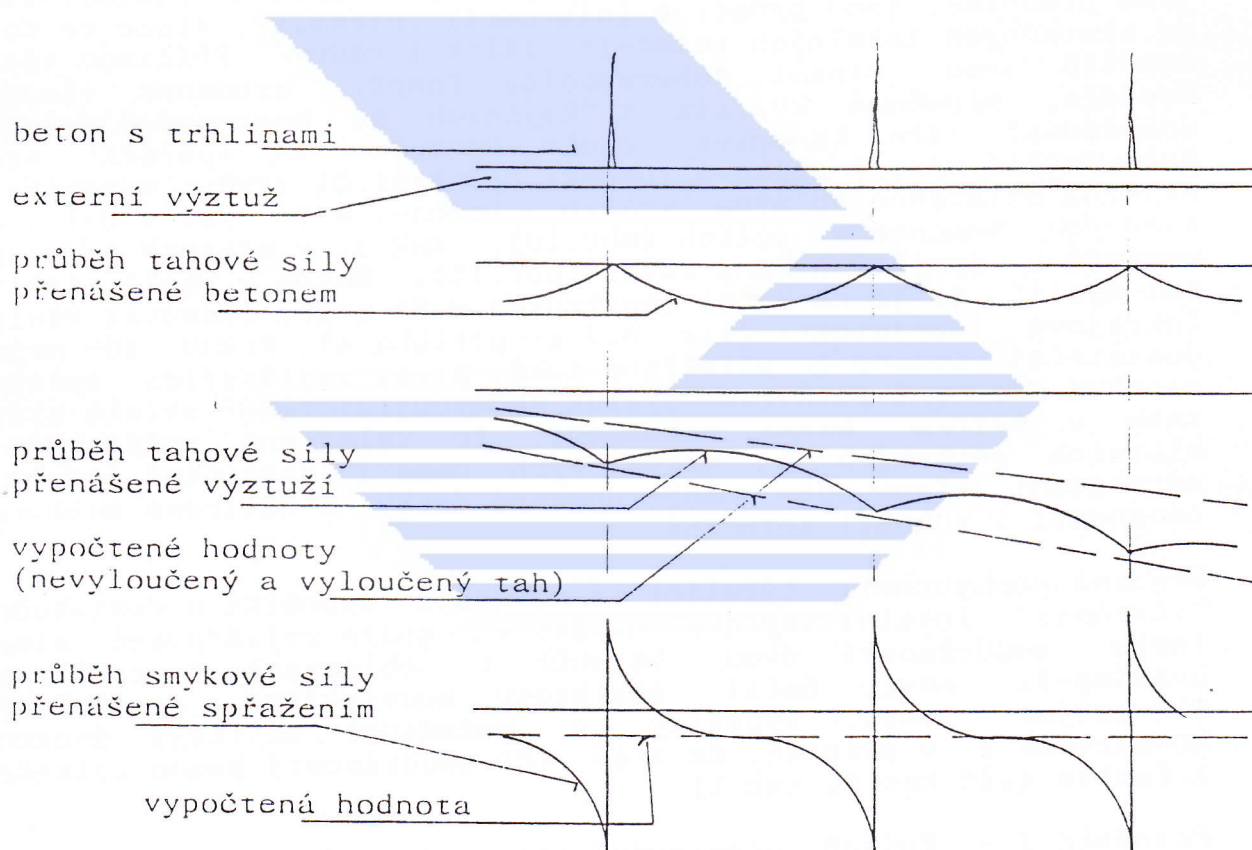
Uvedené pochybnosti týkající se možnosti vypočíst s dostatečnou "věrností" lokální smyková napětí ve spáře zajišťované slepem (nebo soudržností dvou betonů) v oblastech s trhlinami, uvážíme-li navíc další nejistoty související s únavovými a časovými jevy, vyústily v požadavek zajistit únosnost konstrukce i v případě, že slep (či soudržnost) budou vyloučeny z funkce (viz kap.5, tab.1).

*Poznámka 1 - Způsob posuzování betonové spáry namáhané smykem, uvedený v 7.7.2, v 7.7.3 a v 7.7.4, a její funkce popsaná v poznámce 1 k 7.7.2 dobře odpovídají poměrům, kdy jsou oba betony bez trhlin a/nebo trvale tlačeny, což bývá ve vnitřní části polí spojitých konstrukcí a téměř po celé délce konstrukcí podepřených prostě. Problematictější je chování této spáry v okolí vnitřních podpěr spojitých konstrukcí (viz obr.11), kde se časem může vlivem koncentrací smykových napětí v okolí trhlin spára stále více a více znehodnocovat, ale kde se také vlivem znehodnocování betonu snižuje i normálová tuhost nadbetonované železobetonové desky a tím i velikost přenášených smykových sil (v extrému až k hodnotě odpovídající jen změnám síly v podélné výztuži připojované desky, jak předpokládá Eurokód 4). Pro*



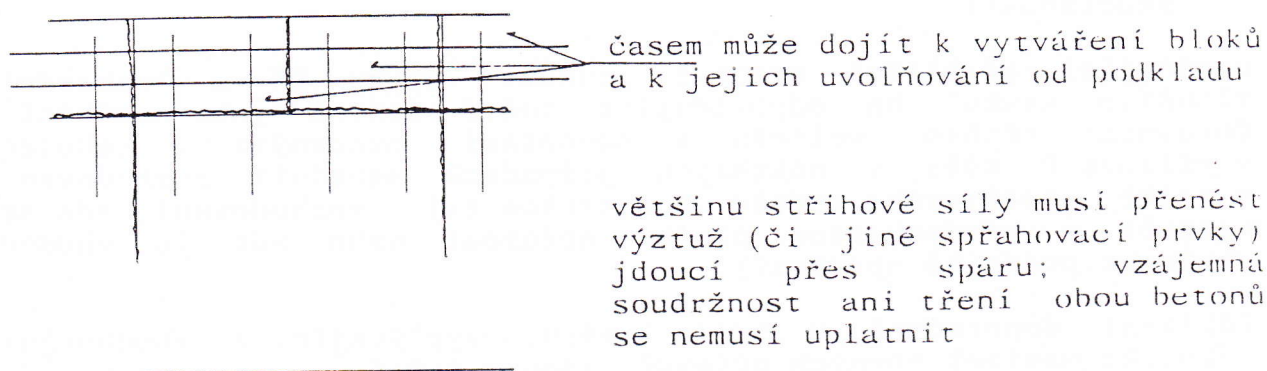
praktické výpočty lze přijmout hypotézu, že pokles schopnosti betonové spáry odporovat působení smykových sil bývá úměrný poklesům velikostí těchto sil, a tou obhajovat používání podmínek spolehlivosti ve formě uvedené v čl.10.3 ČSN 73 1201 i pro posuzování betonové spáry v oblasti vnitřních podpěr. Při pochybnostech o správnosti této úvahy lze zaručeně bezpečně (a současně zaručeně neekonomicky) dimenzovat spáru v uvedených místech tak, jakoby šlo o spáru mezi ocelí a betonem a přisoudit přenos celé stříhové síly výztuží.

Poznámka 2 - Velký rozptyl některých mechanických vlastností a jejich závislost na řadě obtížně postižitelných okolností, např. na tvaru a rozměrech konstrukce, není výlučným specifickým styků přenášejících smykové síly, ale běžnou vlastností betonových konstrukcí. Obdobným jevem je např. (i co do vlivu trhlin v betonu a co do postupů stanovení mezních hodnot, resp. konstrukčních zásad) kotvení betonářské výztuže; téměř nepoznatelná (z hlediska praktického využití v projekční praxi) se zdá tahová větev pracovního diagramu betonu.



Obr.10 Rozdíly mezi skutečnou a vypočtenou intenzitou smykové síly přenášené spřažením v případech, kdy zesílení přemostí trhliny v betonu





Obr.11 Změna funkce nadbetonované železobetonové desky v místech záporných momentů spojitých konstrukcí

6.9.4 Příloha D obsahuje výsledky parametrické studie, které mohou být ve srovnatelných případech využity k provedení předběžného odhadu vlivu dané (známé, odhadnuté, zjištěné měření) konečné tuhosti spřažení (styku) DS na chování částečně spřaženého nosníku, a to zejména na rozdělení vnitřních sil mezi původní konstrukci a zesílení, na napjatost, a na průhyb. Tento vliv se nejlépe pozná při srovnání účinků zatížení vypočtených pro částečně spřažený nosník jak s účinky zatížení vypočtenými pro obdobný nosník spřažený plně, tak i s účinky zatížení vypočtenými pro případ, kdy je tuhost spřažení nulová.

V jiných případech, o jejichž srovnatelnosti jsou pochyby, může příloha D posloužit jako inspirace při plánování a provádění obdobných výpočtů, jejichž účelem je provedení odhadu účinnosti spřažení.

6.9.5 V příloze E jsou uvedeny zkouškami získané závislosti smykových sil na velikostech posuvů ve styčné spáře pro spoj tvořený:

- epoxydovým lepidlem, jehož odpor proti usmyknutí (v úrovni styku s betonem, uvnitř lepidla, i v úrovni styku s plechem) zajišťuje připevnění externí výztuže tvořené ocelovým plechem k betonové konstrukci, a to pro dvě varianty úpravy povrchu přilepeného plechu (pro povrch zdrsňený příčným broušením a pro nebroušený povrch);
- šroubem M12 délky 80 mm vlepeným do těsného předvrtaného otvoru, jehož odpor proti usmyknutí (těsně pod hlavou) zajišťuje připevnění externí výztuže tvořené plechem k betonové konstrukci;
- nevyztuženou pracovní spárou mezi starým betonem a monolitem, která zajišťuje připevnění nadbetonované



železobetonové desky k betonové konstrukci jen svou soudržností,

umožňující přibližně stanovit tuhost styku DS a "náhradní tloušťku styku"  $h_s$  odpovídající známé úrovni jeho namáhání. Porovnání těchto veličin s hodnotami uvedenými v tabulce v příloze D může v některých případech usnadnit rozhodování o volbě výpočtového modelu konstrukce (tj. rozhodování, zda se vystačí s předpokladem plného spřažení nebo zda je vhodné uvažovat poddajné spřažení).

Základní doporučení v tomto směru, vyplývající z vyhodnocení několika desítek různých případů, jsou v 6.9.6.

6.9.6 S výjimkou konstrukcí o výjimečně vysoké ohybové tuhosti (takovým případem mohou být např. krátká krajní pole) je vyhovující modelovat spřažení beton-ext.výztuž, realizované epoxydovým lepidlem podle lit.[30], i spřažení beton-beton, realizované pracovní spárou upravenou podle lit.[30] (jak bez výztuže, tak i s výztuží vlepenou do předvrtaných těsných otvorů nebo odpovídající předpokladům ČSN 73 1201), jako plné (dokonalé).

Jinak tomu může být u kotvení šrouby M12 vlepenými do předvrtaných otvorů, které je provedeno podle lit.[30] a které zajišťuje spřažení beton-ext.výztuž (ať jde o ocelový plech přilepený epoxydovým lepidlem nebo o plech nepřilepený, resp. o plech původně přilepený, avšak při přetížení lepidla nebo vlivem času či únavy odtržený), u nichž je plné využití návrhové smykové pevnosti šroubu provázeno vzájemným posuvem betonu a připojovaného plechu cca 1,0 mm. To je hodnota již poměrně značná. Proto použití výpočtového modelu "plně spřažený nosník" pro konstrukci, v níž jsou ke kotvení použity tyto šrouby, nemusí být vždy dost dobré k tomu, aby mohlo posloužit pro praktické stanovení všech veličin, jejichž velikost může ovlivnit návrh konstrukce.

Vzhledem k řádově rozdílné smykové tuhosti spřažení realizovaného slepením epoxydovým lepidlem a spřažení vlepenými šrouby M12 je riskantní předpokládat, že by se na přenosu smykové síly ve spřažení mohly podílet oba tyto prvky současně. Je pravděpodobné, že k porušení lepeného spoje dojde již při tak malých vzájemných posuvech zesilovaného a zesilujícího konstrukčního prvku, při kterých nebude využita smyková únosnost šroubů na více než na cca 20 %.

Na životnost slepu betonové konstrukce s přilepenou externí výztuží má významný vliv koncový detail. Slep nese plochou a tudíž je jeho schopnost přenášet osamělou smykovou sílu, která v tomto místě téměř vždy vzniká, omezená; vlepený šroub je sice únosný, ale v poměru ke slepu málo tuhý, takže "zabere" teprve poté, až se slep, jehož pracovní diagram nemá výraznou plastickou větev, poruší. Porušení slepu u konce plechu je vlastně odsunutím konce spřažení beton-ext.výztuž do jiného místa (byť blízkého), kde časem nastanou podobné poměry a proces se může opakovat. A některé zkušenosti potvrzují, že popsané postupné odlepování externí výztuže není jen pesimistická spekulace, ale že skutečně



nastává. Tomuto mechanismu postupného odlepování externí výztuže by sice bylo možné uniknout např. tak, že by se:

- pro přikotvení konce externí výztuže použily velmi tuhé prvky (např. předpjaté šrouby, přivaření k tuhým kozlíkům zabudovaným do konstrukce, apod.);
- šrouby M12 použité v součinnosti s lepenými spoji navrhly v takovém množství a uspořádání (jde zejména o oblast konce externí výztuže, kde působí osamělá síla), aby přenesly svůj podíl síly ve spřažení při posuvu oproti betonu nepřekračujícím 0.1 mm;
- zatáhl konec externí výztuže až do oblasti krajních ložisek, kde je osamělá síla nepatrná (účinnost této úpravy je podmíněna jednak dostatečným stářím betonu, aby v něm již nedocházelo ke smršťování, a také tím, že v oblasti konce externí výztuže nedojde ke změnám napětí v betonu a tím ani k jeho dotvarování);
- externí výztuž směrem ke konci povlovně zeslabovala až do nuly (zužování by bylo nefunkční), aby změna průřezu nebyla skokem, ale byla spojitá;
- vrstva epoxidového lepidla směrem ke konci externí výztuže postupně zesilovala z běžné tloušťky (jakou uvažuje lit.[30]) na cca deseti až dvacetinásobek, aby došlo k vyrovnání tuhosti a tím i ke zlepšení součinnosti lepeného spoje a šroubů M12,

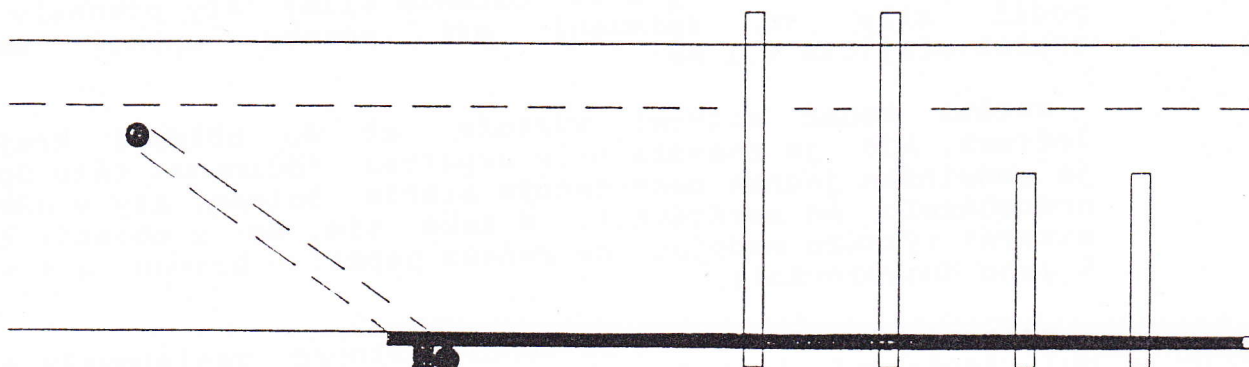
bohužel však uvedené (a pravděpodobně i ostatní neuvedené, ale podobně staticky fungující) úpravy nebyly prakticky vyzkoušeny a pravděpodobně by byly pracné, nákladné a citlivé na přesnost provedení (tj. málo "robustní").

*Poznámka 1 - Poté, co se šrouby M12 vlepené do předvrtaných otvorů ukázaly při zkouškách příliš poddajnými a tím pro součinnost se slepem při kotvení externí výztuže málo vhodnými, doporučuje zpracovatel lit.[30] (tj. technických podmínek zabývajících se technologií zesilování) používat pro kotvení konců externí lepené výztuže i k průběžnému kotvení této výztuže jiné kotvicí prvky, např. hmoždinky (zasahující pokud možno až do tlačeného betonu), šrouby (procházející vývrty přes celou hlavní nosnou konstrukci), případně šikmá vzpínadla, která navíc mají schopnost přenášet značné posouvající síly (lze je však uplatnit jen u trémových mostů, kde bývá možné vést tato vzpínadla po stranách trámů a kotvit je pomocí šroubů procházejících otvorem vyvrtaným přes stojinu trámů), viz obr.12. "Smyková únosnost" ani "smyková poddajnost" (resp. příslušné pracovní diagramy) těchto kotevních prvků nebyly v rámci "VÚ" zjišťovány; při jejich navrhování je třeba se opírat o technické normy a případně jiné podklady pro navrhování ocelobetonových a ocelových konstrukcí.*

*Poznámka 2 - V rámci "VÚ" rovněž nebylo zjišťováno, zda existuje a jaká je součinnost mezi kotvením externí výztuže pomocí VP šroubů (nebo prvků s podobnou funkcí založenou na tření ploch přitlačených k sobě tahovou silou v prvku) a slepem. Protože v tomto případě nelze bez zkoušek vyloučit ani možnou totální nefunkčnost samotných VP šroubů (nevytvoří lepidlo či jeho zbytky kluznou plochu se zanedbatelným třením?), doporučuje se při*



současném užití slepu a VP šroubů (a podobně fungujících kotevních zařízení) neuvažovat s třením styčných ploch, ale uvažovat jen se stříhovou únosností šroubů. Navíc se doporučuje neuvažovat ani se součinností slepu a kotevních prvků typu VP šroubů, byť nesoucích jen svou "stříhovou pevností" (tedy nese buď jen sám slep nebo jen stříhem samy VP šrouby).



Obr.12 Schema kotvení externí lepené výztuže pomocí vzpínadel, šroubů a hmoždinek





## 7 Mezní stavy zesilovaných konstrukcí a sestavení podmínek spolehlivosti proti jejich překročení

### 7.1 Zjišťování stavu průřezu

7.1.1 V souladu s požadavky a předpoklady norem pro navrhování se některé z mezních i jiných stavů konstrukce (jde o stavy charakterizované dosažením daného poměrného prodloužení  $\epsilon(x)$  nebo daného normálového napětí  $\sigma(x)$  v řezu kolmém k podélné ose konstrukce) předpovídají (zjišťují) pomocí výpočtového modelu znázorněného na obr.13.

Tento výpočtový model, zvaný průřez (Navierův, ideální, spřažený; termíny viz 3.1.8, 3.1.9, 3.1.10), je definován geometrickým uspořádáním materiálů charakterizovaných pracovními diagramy, tj. funkcemi vyjadřujícími závislost normálového napětí na poměrném prodloužení (nikoliv opačně) při jednoosém namáhání, počátečním stavem poměrných prodloužení (tím je dána i počáteční napjatost) a mechanismem chování (řešícím principem), který je vyjádřen geometrickým předpokladem, že průběh změny  $\epsilon(x)$  po průřezu, ke které dochází při přitěžování či odtěžování, je vždy lineární funkcí souřadnic bodu řezu.

Fyzické zajištění uvedeného mechanismu chování průřezu (tj. zajištění dodržení geometrického předpokladu zachování rovinnosti) by mohlo být realizováno např. pomocí zařízení (dvou u rovinné úlohy, tří neležících na přímce u prostorové úlohy) s funkcí podobnou lisům dle obr.13, která by umožnila volitelně, oběma směry, nastavovat posuvy, a která by současně byla schopna měřit odpovídající síly udržující průřez v rovnováze; vše ve směru "X". Tedy akcí (zatížením, vstupem) by byl daný průběh změny  $\epsilon(x)$  po průřezu, vždy lineární; reakcí (odezvou, výsledkem, řešením, výstupem) odpovídající vnitřní síly  $M$  a  $N$  (resp.  $M_Y$ ,  $M_Z$  a  $N$ ).

Poznámka 1 - Co to je průřez a jak probíhá jeho "řešení" lze názorně popsat takto: z konstrukce se vyřízne rovinný tenký "řízek" tloušťky blízké nule (třeba jeden mm) a tento řízek se ve stavu napjatosti a deformace, v jakém se v konstrukci nachází, uzavře mezi dva nekonečně tuhé abortdekly s uchem klasického tvaru. Lze si představit (podle obr.13), že za ucha se chytne rukama (ruce stojící proti sobě mohou těmito poklopy pohybovat ve směru kolmo k řezu od sebe nebo k sobě, nebo je mohou proti sobě naklánět tak, že s nimi otáčí kolem libovolně zvolené přímky ležící v rovině řezu), které působí na průřez silami a momenty a tím simulují působení tzv. "diád", přičemž se měří jak posuvy a naklonění (to je vstup), tak i síly a momenty potřebné



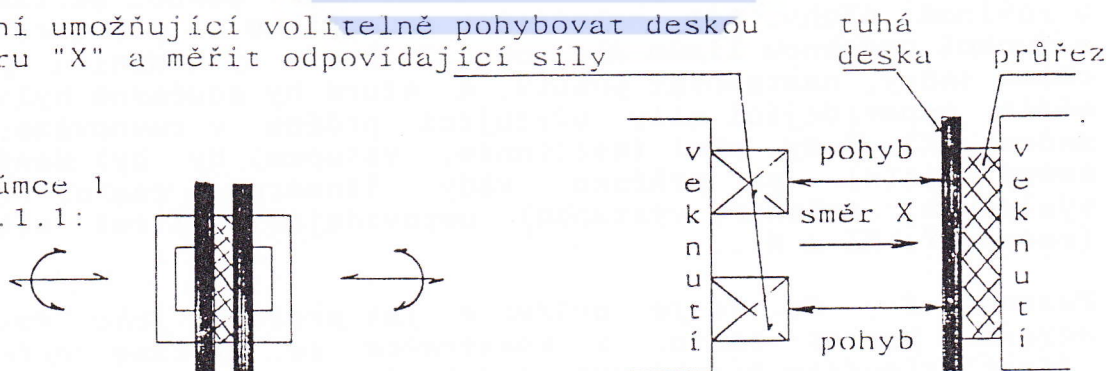
k dosažení daného "deformačního" stavu (to je řešení modelu). Jistě je zřejmé, že je možné (a taky to bylo mnohokrát provedeno) sestavit program simulující popsanou funkci daného fyzikálního modelu.

Poznámka 2 - Některé programy (např. program PNNP ing. Jana Kalendy, fy KASTA Brno), určené k analýze ("řešení") průřezů, pracují přibližně podle uvedeného (a na obr.13 znázorněného) principu. Numerické provádění integrací umožňuje zpracovávat průřezy (i nesouvislé a nehomogenní) i pracovní diagramy (např. n-lineární, po částech lineární a kvadratické, nespojité, aj.) libovolného tvaru. Zcela libovolný, i nelineární nebo nespojitý, může být i vstupní stav zadaný průběhem mechanického poměrného přetvoření  $\epsilon(x)$  po průřezu, vyjadřující počáteční "zamrzlou" napjatost. Programy uvedeného typu nepracují (resp. nemusí pracovat) s žádnými "klasickými" průřezovými charakteristikami, jako jsou např. ideální plochy, ideální momenty setrvačnosti, moduly odporu (horní, dolní, pravý, levý, ..), poloha těžiště, poloha neutrální osy, směry hlavních os, jádrové úsečky, atd., avšak tyto geometricko-fyzikální vlastnosti průřezů lze odvodit (je-li to požadováno) z některých výsledků jako vedlejší produkty.

Poznámka 3 - Je-li závislost  $\sigma(x)$  na  $\epsilon(x)$  funkcí s dostatečně velkým definičním oborem, řešení popsaného výpočtového modelu vždy existuje a je jednoznačné, a to nezávisle na počátečním stavu. Není tedy nutné hledat nebo určovat nějaké speciální počáteční "základní přetvoření" nebo "základní napětí" nebo samorovnovážný stav s nulovou výslednicí, apod.. Tato vlastnost modelu se výhodně uplatní zejména při zadávání a řešení spřažených průřezů, u nichž nelineární průběh počátečního  $\epsilon(x)$  po průřezu vesměs existuje (její příčinou bývají např. objemové změny, předpětí, postup výstavby či zesilování, atd.) a při analýze průřezu se někdy zohledňuje. U ideálních průřezů lze vždy zadat nulový vstupní stav.

zařízení umožňující volitelně pohybovat deskou ve směru "X" a měřit odpovídající síly

k poznámce 1  
k čl.7.1.1:



Obr.13 Průřez lze znázornit výsekem z konstrukce ohraničeným nekonečně tuhými rovnoběžnými plochami

7.1.2 Programy pro řešení průřezů, pokud vychází z představy o chování průřezů popsaném v 7.1.1 a pokud simulují funkci



myšlených "zařízení" umožňujících předepsat lineární změnu  $\epsilon(x)$  a změřit vnitřní síly potřebné k zajištění rovnováhy, obvykle pracují přímo (tj. bez iterací, jedním krokem) např. při:

- výpočtu vnitřních sil  $M$  a  $N$  (příp.  $MY$ ,  $MZ$  a  $N$ ) odpovídajících libovolnému (i nelineárnímu) průběhu  $\epsilon(x)$ ;
- konstruování interakčních funkcí příslušných průřezu. Vhodným přiřítáním daných lineárních průběhů  $\epsilon(x)$  po průřezu, obvykle v cyklech (např. podle jednoduchých a dávno známých schemat uvedených mj. i v Eurokódu 2 v čl.4.3.1.2 a na obr.4.11 nebo znázorněných v DIN 1045 na obr.13), lze bod po bodu vypočíst (vykreslit) interakční diagramy rovinné ( $M,N$ ) nebo prostorové ( $MY,MZ,N$ ), vyjadřující funkci porušení dosažením mezního přetvoření, v nichž je navíc (na rozdíl od zaběhnuté praxe) zohledněn zadaný počáteční stav, který vznikl např. buď jako důsledek postupu výstavby a zesilování nebo jako účinek zatížení spřažené konstrukce objemovými změnami (případně jako důsledek ovlivnění tuhostních charakteristik betonu jeho dotvarováním). Interakční diagram však nemusí vyjadřovat jen mezní stav porušení ( $M_u, N_u$ ), resp. ( $MY_u, MZ_u, N_u$ ) normálovou silou a ohybovým momentem (jednorázovými i mnohokrát opakovanými); může vyjadřovat např. i mezní stav vzniku trhlin, mezní stav "dosažení dovoleného namáhání" či jiného daného napětí (např. mezního, návrhového, výpočtového) v libovolném materiálu a v libovolném bodě průřezu atd.;
- konstruování (opět bod po bodu, obvykle v cyklech) speciálních interakčních funkcí průřezu, který je vázán danou geometrickou podmínkou, např. podmínkou dosažení daného spádu přetvoření (tato podmínka se může objevit při posuzování částí řezu poddajně spřažené konstrukce, na které se při posuzování obvykle pohlíží jako na samostatné konstrukční prvky, i když jsou průběžně vázány, obvykle společnou křivostí;
- výpočtu aktuálních tečných i sečných tuhostních charakteristik průřezu (podle základní definice; tj. jako vnitřních sil vyvolujících jednotkový posuv a jednotkové pootočení) odpovídajících určitému stavu průřezu popsanému daným průběhem poměrných přetvoření,

a nepřímo (tj. iteračním postupem, jehož řízení však může být též naprogramováno) např. při:

- stanovení průběhu napětí a přetvoření odpovídajících daným vnitřním silám  $M$  a  $N$  (příp.  $MY$ ,  $MZ$  a  $N$ );
- výpočtu aktuálních tečných i sečných tuhostních charakteristik průřezu (podle základní definice, tj. jako vnitřních sil vyvolujících jednotkový posuv a jednotkové pootočení) odpovídajících stavu průřezu zatíženého danými vnitřními silami;
- rozboru možnosti vzniku "křehkého lomu" provázejícího náhlé přetržení výztuže, ke kterému by mohlo dojít v okamžiku vzniku trhliny v případě, že výztuž není schopna převzít celou tahovou sílu.



Z tohoto výčtu možností (byť neúplného) je jistě zřejmé, že programy daného typu lze dobře uplatnit při analýze průřezů (tj. při zjišťování stavu průřezů co do napětí a deformace, při posuzování, dimenzování, atd.) a to při respektování požadavků a předpokladů většiny užívaných norem (nejen ČSN, EC nebo DIN) pro navrhování konstrukcí charakterizovaných "průřezem".

*Poznámka - Postup stanovení napětí  $\sigma(x)$  a přetvoření  $\epsilon(x)$  jako náhradních účinků zatížení, které v podmínkách spolehlivosti nahrazují přímo vypočtené vnitřní síly ( $M, N$ ), je příkladem jedné z "transformací", na jejichž existenci upozorňuje 6.6.4.*

7.1.3 Počáteční (též vstupní) stav spřaženého průřezu (i jakýkoliv možný stav průřezu) je určen průběhem  $\epsilon(x)$ , který buď přímo odpovídá řešení výpočtového modelu "spřažený nosník", nebo který je z tohoto řešení odvozen přičtením libovolného lineárního průběhu  $\epsilon(x)$ .

*Poznámka 1 - Protože nosník funguje jako linie sestavená z výřezů tloušťky "dx" (z nichž každý lze modelovat "průřezem") oddělených nekonečně tuhými deskami tloušťky "nula", které zajišťují nedeplanovatelnost těchto výřezů a které zprostředkovávají jak přenos vnějšího zatížení do nosníku, tak i přenos a případnou transformaci vnitřních sil mezi sousedními průřezy, je přičtení libovolného lineárního průběhu  $\epsilon(x)$  k již existujícímu průběhu  $\epsilon(x)$ , korektní (tj. za všech okolností dovolenou) geometrickou operací, a to zcela bez ohledu na stav sousedních průřezů. V sousedních průřezích nosníku (nikoliv konstrukce, nutno rozlišovat model a realitu) tedy musí být stejné vnitřní síly (až na změnu popisovanou Schwedler-Žuravského větou), ale může být zcela jiná napjatost.*

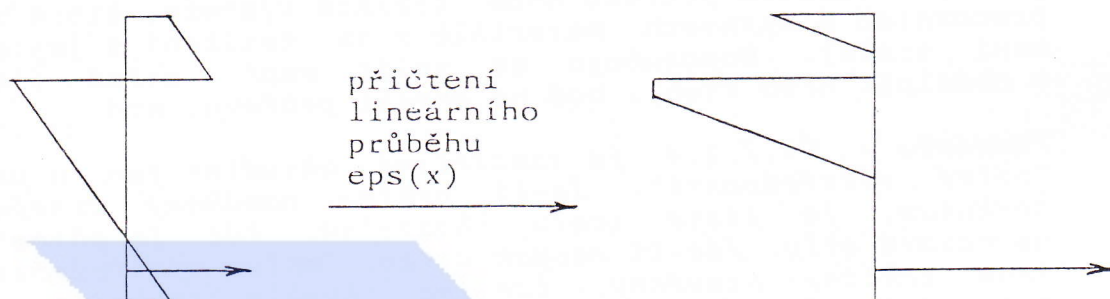
*Poznámka 2 - Protože pracovní diagramy materiálů jsou v modelu konstrukce určeném pro výpočet účinků zatížení obecně jiné, než s jakými se uvažuje při analýze průřezu, mohou společnému stavu  $\epsilon(x)$  odpovídat v obou modelech různé vnitřní síly (definované jako určité integrály po průřezu), různé tuhostní charakteristiky průřezu (definované jako vnitřní síly vyvozující jednotkové posunutí a jednotkové pootočení), různá poloha neutrálné osy, atd.. Při analýze průřezu se obvykle řeší úloha opačná, tj. stanovení rozdílného průběhu  $\epsilon(x)$  po průřezu (příslušného jiným pracovním diagramům materiálů), odpovídajícího stejným vnitřním silám. Popsaná "nespojitosť" obou modelů co do  $\sigma(x)$  a vnitřních sil při stejném  $\epsilon(x)$  nebo naopak "nespojitosť" průběhu  $\epsilon(x)$  ve stejných vláknech průřezů podél nosníku při stejných vnitřních silách, je odrazem jevů a vlivů (obecně jakýchkoliv nehomogenit, zejména trhlin), s nimiž se příroda vyrovnává pomocí místních deplanací řezů konstrukce a vznikem vícerozměrné napjatosti (včetně změny smykových sil či napětí jak ve spřažení, tak i jinde).*

*Poznámka 3 - Analýza (pružná, pružnoplastická, plastická) průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem spočívá v provedení popsané operace (tj. v přičtení libovolného lineárního průběhu  $\epsilon(x)$  k již existujícímu průběhu  $\epsilon(x)$ ) s modelem průřezu, což je snadno možné si jak představit (vyjde-li se z možnosti "zařízení" znázorněného na obr.13), tak i realizovat numericky. Praktickým smyslem provedení (či*



opakovaného provádění) naznačené "korektní" operace (též lze říci: provedení analýzy průřezu) může být získání nejen nového ("sympatičtějšího") počátečního stavu, ale i jakéhokoliv hledaného stavu, např. mezního stavu (viz obr.14), stavu odpovídajícího daným vnitřním silám, apod..

Poznámka 4 - Obr.14 ukazuje mj. i to, že u spřažených konstrukcí se stávají nejasnými (nebo i zcela ztrácejí smysl) některé pojmy běžně a rutinně užívané při navrhování betonových konstrukcí, např. "účinná výška" nebo "základní napětí".



Obr.14 Příklad změny napětí po průřezu dosažené provedením "dovolené operace" při analýze průřezu (např. za účelem získání mezního momentu)

7.1.4 Obecně platí, že průřez popsaný průměrnými materiálovými vlastnostmi, který je součástí výpočtového modelu sloužícího ke stanovení globálních účinků zatížení (např. vnitřních sil, průhybů, atd.), má těžiště i neutrálnou osu jinde než průřez modelující týž řez konstrukce za účelem stanovení napětí nebo poměrného přetvoření při ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezních či dovolených velikostí těchto veličin. Jde zejména o průřezy s trhlinou; rozdíly však mohou být i u průřezů mezi trhlinami.

Aby se neopakovala situace známá z nedokončené realizace jedné věže na území dnešního Iráku, je zřejmě třeba učinit úmluvu o působišti normálové síly. Pokud se výslovně neuvede něco jiného, obvykle (aniž by se co řeklo, "po umolčání", "default") se považuje za působiště normálové síly:

- těžiště průřezu v případě, že jde o výpočet vnitřních sil, přičemž stanovení polohy tohoto těžiště vychází z předpokladu lineárního průběhu napětí po průřezu při zatěžování, (tj. z platnosti Hookova zákona pro všechny materiály řezu);
- těžiště (resp. "vážené těžiště") tahové výztuže v případě, že jde o analýzu průřezu (v souladu např. s ČSN 73 6206, lit.[17] a DIN 1045), což může mít určitou výhodu pro názorné stanovení síly ve výztuži pomocí vztahu  $N_s = M/z + N$  ( $z$  je rameno vnitřních sil).



U spřažených průřezů (tj. u průřezů, u nichž je počáteční průběh  $\epsilon_s(x)$  i  $\sigma_s(x)$  nelineární), mezi které skoro vždy patří průřezy zesilované, však obecně nemusí mít těžiště tahové výztuže předpokládaný význam a ani rameno vnitřních sil se neurčuje nijak snadno, takže používání vztahu pro sílu ve výztuži ve tvaru  $N_s = M/z + N$  (pokud průřez není dostatečně zplastizován) je nepraktické až problematické. Kromě toho se může "těžiště průřezu" i "těžiště výztuže" při změně konstrukce a někdy i při jejím zatěžování po průřezu přemísťovat.

Z toho vyplývá, že je vhodné vždy výslovně uvádět (např. u publikovaných interakčních diagramů) polohu uvažovaného působíště normálových sil vzhledem ke geometrii průřezu (nikoliv vzhledem k nějakým geometricko-fyzikálním charakteristikám, jako je např. těžiště průřezu nebo těžiště výztuže, které závisí i na pracovních diagramech materiálů a na zatížení a jejichž poloha není stálá). Doporučuje se volit např. střed (jde-li např. o obdélník nebo kruh), bod na okraji průřezu, atd..

*Poznámka - Čl. 7.1.4 je samozřejmě aktuální jen u případů tzv. "velké výstřednosti". Je-li průřez namáhaný čistým ohybovým momentem, je jistě zcela lhostejné, kde je působíště nulové normálové síly. Jde-li naopak o tzv. "malou výstřednost", při níž jsou trhliny uzavřeny, lze se obvykle spokojit s tradičním ponecháním působíště normálové síly v těžišti průřezu uvažovaném při výpočtu vnitřních sil, které bývá stanoveno za předpokladu platnosti Hookova zákona.*

7.1.5 Příloha F obsahuje ukázky výpočtů čtyř interakčních funkcí vyjadřujících mezní stav jednoduchého průřezu namáhaného ohybovým momentem a normálovou silou (vytištěn je jen výsek z těchto funkcí obsahující místo, kde je nulová normálová síla). Příklady byly vybrány tak, aby při stejné geometrii a stejných mezních napětích materiálů:

- jednou byl a podruhé nebyl uvažován vliv známého (a předem zadaného) nenulového počátečního stavu průřezu;
- jednou nedošlo a podruhé došlo ke zplastizování průřezu řízenému zadanými pracovními diagramy materiálů.

Výpočty byly provedeny pomocí programu s funkcí odpovídající obr.13. Ve všech čtyřech případech bylo působíště normálové síly umístěno v úrovni dolních vláken průřezu.

## 7.2 Ověřování spolehlivosti konstrukce srovnáváním dosažených normálových napětí a dovolených namáhání

7.2.1 Splnění požadavků ČSN 73 2089, ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 na nepřekročení dovolených normálových napětí (u konstrukcí, které jsou "namáhány na únavu" ve smyslu čl.81 ČSN 73 6206, jde o nepřekročení hodnot dovolených namáhání snížených součinitelem



únavy " $k_{ro}$ " stanoveným podle čl. 83 ČSN 73 6206), a u konstrukcí z předpjatého betonu navíc i splnění požadavků ČSN 73 6207 na dosažení požadovaného stupně bezpečnosti proti překročení meze únosnosti (a u konstrukcí částečně předpjatých navíc i splnění požadavků na nepřekročení mezní šířky kolmých trhlin), a to při působení návrhového zatížení podle ČSN 73 6203 přílohy II (zatížení se uvažují normovými hodnotami), jsou-li současně dodrženy konstrukční pokyny uvedených norem pro navrhování, zajišťuje u běžných konstrukcí (u novostaveb, rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných), jsou-li provedeny, provozovány, udržovány, atd. .. v souladu s předpisy a se zvyklostmi, jejich spolehlivost po dobu předepsané životnosti současně proti:

- porušení průřezů překročením návrhového mezního poměrného přetvoření výztuže nebo tlačeného betonu při působení jednorázových ohybových momentů a normálových sil, vyvozených extrémním (vyjímecným) zatížením, požadovanou v 7.3.1, bodě 1;
- porušení průřezů konstrukce namáhané na únavu mnohokrát opakovanými momenty a normálovými silami překročením návrhové mezní únavové pevnosti výztuže, požadovanou v 7.3.1, bodě 2;
- trvalému přetváření konstrukce a trvalému rozevírání trhlin, zapříčiněnému překročením návrhového mezního normálového napětí výztuže a/nebo tlačeného betonu při působení ohybových momentů a normálových sil, vyvozených provozním (občasným) zatížením (resp. u předpínací výztuže stálým zatížením), požadovanou v 7.4.1;
- překročení mezní šířky kolmých trhlin (tj. trhlin způsobených ohybovými momenty a normálovými silami), a to v souladu s požadavky uvedenými v 7.5, v tab.3.

Požadavky na nepřekročení dovolených namáhání se splňují ve všech stádiích výstavby i provozu, avšak v situacích, které lze označit jako dočasné nebo nehodové, lze připustit úlevy.

*Poznámka - Z důvodů uvedených v 5.3 lze oprávněně očekávat, že běžné konstrukce splňující požadavky ČSN 73 2089, ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 na nepřekročení "dovolených namáhání" budou vesměs spolehlivé i z hlediska "mezních stavů", avšak existence a velikost rezervy návrhu proti vzniku konkrétních závad bude jen málokdy evidentní bez podrobnějšího zkoumání. Tato nevýhoda metodiky dovolených namáhání je zčásti vyvažována tím, že předepsaných podmínek spolehlivosti je u "dovolených namáhání" méně a ověřování jejich splnění bývá méně pracné (a méně výpočtů znamená i méně chyb), že tato metodika je zpracovatelům návrhů mostů bližší než "mezní stavy", a že programové vybavení je běžně známé a osvědčené (např. programové systémy POSUDKY a TM18 Pragoprojektu Praha). Někdy se uvádí jako přednost "dovolených namáhání" i to, že mají za sebou více úspěšných realizací; ale v tomto odůvodnění je asi stejně logiky, jako v nasazování staršího hráče jenom proto, že už dal víc gólů.*

7.2.2 Normálová napětí  $\sigma(x)$ , vyvozená návrhovým zatížením (hlavním, celkovým, ..), která nemají překročit předepsaná dovolená namáhání, mají odpovídat hodnotám momentů a normálových



sil zjištěných řešením lineárního výpočtového modelu konstrukce (vznik plastických kloubů a následná redistribuce vnitřních sil "podél" konstrukce se nepřipouští) vytvořeného v souladu se zásadami uvedenými v kap.6 a odpovídajícího předpokladům uvedeným v kap.5 "Pokynu", tj. při uvážení postupu výstavby či zesilování, zatížení objemovými změnami (resp. při uvážení ovlivnění tuhosti betonu dotvarováním), vlivu taženého betonu mezi trhlinami, atd. a při respektování vlastností prvků zajišťujících spřažení (plné, poddajné či přerušované).

V případech, kdy "nelze oprávněně předpokládat plné spřažení až do porušení" (viz kap.5, tab.1, řádek 1b a 6.6.3, poznámka 1) se s "dovolenými namáháními" srovnávají napětí odpovídající řešení "poddajně nebo přerušovaně spřaženého nosníku", "nosníku s táhlem", "nosníku vyztuženého nesoudržnou výztuží", atd. (což jsou téměř "synonyma"). Při určování napětí kladených na levou stranu podmínek spolehlivosti se redistribuce dílčích vnitřních sil mezi jednotlivými částmi konstrukce netvořícími průřez (tj. mezi "subprůřezy" po výšce) nepřipouští (i když je evidentní, že jde o zákaz "na straně bezpečné" a to tím více na straně bezpečné, čím je smyková tuhost spřažení větší) a každá část "nedokonale spřaženého nosníku" (např. železobetonová deska, původní konstrukce, externí výztuž) se považuje za samostatně (až na případnou geometrickou vazbu, např. společné zakřivení) působící průřez. Redistribuce napětí souvisící s vylučováním taženého betonu z funkce se tedy předpokládá a připouští jen po "subprůřezech" nedokonale spřažené konstrukce, nikoliv po řezech.

Počáteční stav průřezu je popsán průběhem  $\epsilon_{ps}(x)$ , který odpovídá vypočteným vnitřním silám v jednotlivých prvcích, z nichž je "na výšku" sestaven spřažený nosník, a průměrným pracovním diagramům, uplatněným při modelování konstrukce jako celku.

V průřezu (tj. ve výpočtovém modelu určeném pro stanovení normálových napětí) se považuje tažený beton za vyloučený z funkce. Fyzikální chování ostatních materiálů průřezu, tj. tlačeného betonu a výztuže (betonářské, soudržné předpjaté, externí přilepené) se řídí Hookovým zákonem, přičemž jejich modul pružnosti je normový.

Příklad stanovení jak počátečního stavu spřaženého průřezu, tak i maximálního přípustného momentu, který je "dovoleno" vyvodit zatížením dopravou, je uveden v příloze G.

*Poznámka 1 - Existence větších počátečních napětí a neschopnost metodiky "dovolených namáhání" (která nepřipouští jinou úlevu než vyloučení taženého betonu z funkce a než uplatnění součinitele 1,15 mezi dovolenými namáháními pro zatížení hlavní a dovolenými namáháními pro zatížení celkové) tato napětí výrazněji redistribuovat po průřezu může vést k evidentně a někdy až k nesmyslně nehospodárnému návrhu. V rámci platných předpisů není z této situace jiného úniku než pohlížet na konstrukci z hlediska "mezních stavů" umožňujících zajistit při jejím navrhování s vyšší pravděpodobností "neporušení" a s nižší pravděpodobností "nepřekročení mezí pružnosti".*

*Poznámka 2 - Volba postupů ověřování splnění uvedených podmínek spolehlivosti (tj. technologie provádění výpočtu) je věcí zpracovatele návrhu a není důvod v této záležitosti cokoli předepisovat. Kromě klasického přístupu k úloze spočívajícího ve*



výpočtu napětí (resp. poměrných přetvoření) odpovídajících dosaženým vnitřním silám ( $M$ ,  $N$ ) a v přímém srovnání těchto napětí (resp. přetvoření) s přípustnými (dovolenými, mezními, návrhovými, výpočtovými) hodnotami, a kromě používání různých nomogramů, tabulek či jiných pomůcek, bývá výhodné vyčíslit obálku prostoru všech přípustných dvojic ( $M, N$ ), resp. trojic ( $MY, MZ, N$ ), čili tzv. "interakční diagram" (též "mezni stav průřezu", "interakční funkci", "mezni funkci", apod.) a pak jednoduše porovnávat, zda dosažený účinek zatížení padl dovnitř vymezené oblasti či ven. Tento postup je svým způsobem méně pracný než srovnávání napětí nebo přetvoření, neb nevyžaduje řešit rovnice rovnováhy, ale vystačí se s vyčíslením mezních hodnot numerickými integracemi (to první se děje iterací, to druhé je "přímý chod"). Někdy může být dostatečné jen provedení srovnání s úspěšnými či již prověřenými případy nebo provedení odborného odhadu podloženého přibližným výpočtem.

7.2.3 Doporučené hodnoty dovolených namáhání (a některé další pevnostní charakteristiky) externích lepených výztuží jsou uvedeny v tab.2.

Tab.2 Pevnostní charakteristiky (vše v [MPa]) externí lepené a/nebo kotvené výztuže tvořené pásy z válcovaného plechu (jde o plechy tloušťky obvykle několik málo mm, ale nikdy více než 25 mm), jejichž užití se doporučuje při navrhování zesílení.

Pevnostní řada oceli	37, Fe360, S235	45, Fe430, S275	52, Fe510, S355
Normová mez kluzu $f_y$	230 235	270 275	360 355
Návrhová pevnost $f_{yd}$ pro mez únosnosti	210 215	250 240	290 295
Mezní napětí při provozním zatížení (dle požadavku 7.4.2)	180	220	280
Dovolené namáhání při zatížení hlavním	140	160	210
Dovolené namáhání při zatížení celkovém (resp. kombinovaném ze zatížení hlavního a mimořádného; resp. kombinovaném ze zatížení celkového a mimořádného) je 1,15 (resp. 1,22; resp. 1,40) násobek dovoleného namáhání při zatížení hlavním.			
U konstrukcí namáhaných mnohokrát opakovaným zatížením, které se mají považovat "za konstrukce namáhané na únavu", je dovoleno předpokládat, že ustanovení čl.81 až 83 ČSN 73 6206 (směřovaná na úpravu dovolených namáhání betonářské výztuže), se vztahuje i na externí lepenou výztuž tvořenou válcovanými plechy.			



7.2.4 Lze očekávat, že při zesilování bude běžně docházet k situacím, že v jednom průřezu budou ke stejnému účelu (tj. k přenášení normálové síly souvisící s ohybovým momentem) užity dva druhy výztuží lišící se mezi kluzu a/nebo "vstupním napětím" (které však lze do určité míry "řídit" případnou aktivací při zesilování).

V takovém případě nemá být překročeno dovolené namáhání (resp. mezní napětí) v žádném výztužném prvku, a to bez ohledu na to, jak velká rezerva je v ostatní výztužných prvcích. Pokud by přece jen bylo v některém výztužném prvku překročeno dovolené namáhání (resp. mezní napětí), nesmí se s tímto výztužným prvkem uvažovat (tj. průřez musí být spolehlivý i při uplatnění předpokladu, že takový výztužný prvek je vyloučen z funkce).

*Poznámka - Vzniku těchto situací se většina norem pro navrhování brání nedoporučením nebo i zákazem, neboť při využívání kvalitnější výztuže (tj. při dosahování napětí blízkých dovoleným či "mezním provozním" v této výztuži) může ve výztuži s nižší mezi kluzu docházet jednak k opakovanému překračování meze pružnosti a tím k jejímu částečnému zplastizování (vedoucímu někdy až k porušení málocyklickou únavou, dosahuje-li počet cyklů s dostatečnou amplitudou několik desítek), a za druhé může v této výztuži docházet k obrácení znaménka napětí a k růstu souvisejících "parazitních" smykových napětí v betonu nutných k zajištění soudržnosti obou druhů výztuže s betonem, případně až k porušení zapříčiněnému překročením "mezní soudržnosti". Není-li výztuž využívána ke stejnému účelu, rozdílná mez kluzu nevadí (např. trmínková výztuž může být jiná než ohybová, tlaková výztuž může být jiná než tahová, příčná výztuž může být jiná než podélná, atd.).*

### 7.3 Mezní stav porušení průřezu ohybovým momentem a normálovou silou

7.3.1 Požaduje se, aby během předepsané životnosti konstrukce, o které se předpokládá, že je provedena, provozována, udržována, atd. ... v souladu s předpisy a zvyklostmi, nedošlo (rozumí se prakticky nikdy) působením ohybových momentů a normálových sil v žádném ze stádií výstavby ani provozu k porušení konstrukce projevujícím se:

1. vytvořením širokých kolmých trhlin v oblasti taženého betonu a/nebo drcením či odlupováním tlačného betonu;
2. únavovými trhlinami ve výztuži,

takovou měrou, která by si vynutila ukončení provozování konstrukce a její opravu, případně snesení.



*Poznámka - Jde tedy o to, aby se konstrukce nedostala během své životnosti ani do tzv. "předkolapsového stavu". Takovým stavem by mohl být např. stav dosažení trhlin šířky cca 1,5 mm a více, které se po odlehčení již neuzavřou (neb výztuž je částečně zplastizována) a mohou být vstupní branou pro korozi.*

7.3.2 Požadavek uvedený v 7.3.1, bodě 1, se považuje za splněný, a to jak u novostaveb, tak u rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných, když poměrná přetvoření materiálů konstrukce, odpovídající vnitřním silám dosaženým při působení návrhového zatížení s extrémní intenzitou a stanoveným za předpokladu platnosti návrhových pracovních diagramů materiálů, nepřekročí návrhová mezní poměrná přetvoření uvedená v normách pro navrhování. Pro rekonstrukce a zesilované konstrukce je dovoleno použít při ověřování spolehlivosti údaje z kterékoliv platné normy pro navrhování betonových konstrukcí (a to i v případě, že v preambuli nemá uvedeno slovo "mostních").

Požadavek uvedený v 7.3.1, bodě 2, se považuje za splněný u rekonstrukcí a konstrukcí zesilovaných tehdy, jsou-li napětí ve výztuži (interní i externí) v mezích považovaných za přípustné podle příslušného oddílu kterékoliv platné normy pro navrhování betonových nebo ocelobetonových nebo ocelových konstrukcí, pokud se tato norma zabývá "navrhováním při únavě" (tedy např. podle ČSN 73 1201, ČSN 73 1401, ČSN 73 6205, ČSN 73 6206, i Eurokódů). Např. lze použít:

- ČSN 73 6203 pro stanovení mnohokrát opakovaného zatížení;
- čl.7.2.2 a 7.2.4 "Pokynu" pro stanovení dosaženého napětí;
- ČSN 73 2089 a ČSN 73 6206 pro stanovení dovolených napětí.

Současně musí být splněny konstrukční zásady uvedené buď v ČSN 73 1201 nebo v ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 nebo v Eurokódech (lit.[16] a [17]).

*Poznámka 1 - Přes nejednotnost normových postupů ověřování spolehlivosti ocelových konstrukčních prvků (tvořících výztuž betonových konstrukcí) proti porušení únavou (posuzuje se buď rozkmit napětí a porovnává se s přípustným rozkmitem nebo se posuzuje napětí a porovnává se sníženou návrhovou pevností nebo se sníženým dovoleným namáháním, přičemž se posuzuje napětí dosažené buď při mnohokrát opakovaném zatížení nebo napětí dosažené při zatížení hlavním, resp. celkovém, resp. provozním, nebo se vyhodnocuje tzv. "kumulativní funkce poškození", aj.) lze vysledovat několik společných zásad. Vždy je v normě uvedeno kritérium umožňující rozpoznat, zda mnohokrát opakované zatížení (definované zatěžovací normou, u mostů pozemních komunikací obvykle značně menší než zatížení provozní) může být příčinou únavy a zda tedy může být pro konstrukci nebezpečné. Vždy se v tomto kritériu (a rovněž i při vlastním ověřování spolehlivosti proti únavě) uplatňují napětí stanovená za předpokladu, že se konstrukce i průřezy chovají pružně a vesměs i lineárně. Vždy se předpokládá, že v rozhodujícím průřezu je trhlina vylučující tažený beton z funkce. U spřažených konstrukcí (a tedy i u konstrukcí zesilovaných) se vždy uvažuje i s počátečními napětími" ocelových prvků (výztuže).*



*Poznámka 2 - Ověření spolehlivosti externí přilepené výztuže proti porušení mnohokrát opakovaným namáháním může být aktuální úlohou (zatížení dopravou může vyvodit v této výztuži značná napětí, přičemž namáhání této výztuže, pokud v ní není záměrně aktivován dostatečný tah, mohou být pulzující až střídavá). Z pochopitelných důvodů však bylo mimo možnosti "VÚ" a tím spíše mimo možnosti "Pokynu" prověřit, který z normových postupů posuzování konstrukcí namáhaných na únavu je pro ověřování spolehlivosti konstrukcí zesilovaných externí lepenou výztuží proti porušení únavou zvláště vhodný (a to i z hlediska jednoduchosti použití při navrhování); proto se dovoluje (bez komentářů i bez vysvětlení) zvolit jakýkoliv "platný" způsob zohlednění únavy včetně způsobu uvedeného v ČSN 73 6206.*

7.3.3 Návrhové extrémní (vyjímecné) zatížení je takové, při kterém všechny jednotlivé druhy zatížení, které připadají v úvahu, působí normovou (charakteristickou) intenzitou vynásobenou součinitelem spolehlivosti zatížení a takto získané intenzity jsou u krátkodobě působících zatížení redukovány součiniteli kombinace. Pro účely navrhování zesílení starších mostů se doporučuje uvážit vhodnost snížení návrhového zatížení (podložené např. individuální volbou součinitelů spolehlivosti a kombinace).

Předpětí je vždy dovoleno uvažovat normovou (charakteristickou) hodnotou. Smyslem této úlevy je odstranit větvení výpočtu, které nemá praktický dopad na výsledek výpočtu. Kontrolními příklady bylo ověřeno, že rozdíly velikostí vnitřních sil stanovených "přesným" výpočtem, a velikostí vnitřních sil, stanovených při aplikaci úlevy, nepřekračují několik procent, a že ovlivnění mezních vnitřních sil ( $M_u$ ,  $N_u$ ) "přesněji stanoveným" počátečním napětím předpínací výztuže je ještě menší.

7.3.4 Dosažená normálová poměrná přetvoření, která nemají překročit předepsaná návrhová mezní přetvoření, mají odpovídat hodnotám momentů a normálových sil zjištěných řešením buď lineárního nebo nelineárního modelu konstrukce (při splnění podmínek naznačených v 6.2.2 je dovoleno uvažovat se vznikem plastických kloubů a s následnou omezenou redistribucí vnitřních sil "podél" konstrukce) vytvořeného podle kap.6 "Pokynu", tj. při uvážení postupu výstavby či zesilování, zatížení objemovými změnami (resp. ovlivnění tuhosti betonu dotvarováním), vlivu taženého betonu mezi trhlinami, atd..

Počáteční stav průřezu má být popsán průběhem  $\epsilon_p(x)$  odpovídajícím vypočteným vnitřním silám v jednotlivých prvcích, z nichž je "na výšku" sestaven spřažený nosník, a průměrným pracovním diagramům uplatněným při modelování konstrukce jako celku. V případech, kdy se při analýze průřezu uplatní (resp. smí uplatnit) u všech materiálů dostatečně dlouhé plastické větve pracovních diagramů (z tohoto hlediska mají pracovní diagramy uvedené v normách, a to i diagramy předpínací výztuže, vesměs plastické větve dlouhé "dostatečně"), je však dovoleno považovat průřez za ideální a vycházet z nulového počátečního stavu  $\epsilon_p(x)$ .



Při analýze průřezu se považuje tažený beton za vyloučený z funkce. Fyzikální chování ostatních materiálů průřezu, tj. tlačeného betonu a výztuže (betonářské, soudržné předpjaté, externí přilepené) se řídí návrhovými (výpočtovými) pracovními diagramy. Tyto diagramy lze převzít např. z ČSN 73 1201, z návrhu ČSN 73 6206/90 nebo z Eurokódů (lit.[16], [17] nebo [18]).

Pokud se při výpočtu účinků zatížení nebo při analýze průřezu používají pracovní diagramy a další vlastnosti materiálů nebo styků neuvedené v normách (např. může jít o vlastnosti stanovené nebo odhadnuté na základě vyhodnocení zkoušek), je třeba respektovat obecné zvyklosti a souvislosti uvedené v 7.3.5

7.3.5 Pracovní diagramy materiálů a styků a jejich pevnostní i tuhostní vlastnosti se vesměs přebírají z norem pro navrhování. Pokud jde o materiály či styky, jejichž diagramy nejsou v normách uvedeny, je třeba při jejich "tvorbě" respektovat obecně přijaté předpoklady, tj.:

- Normové (charakteristické) pevnostní vlastnosti materiálů bývají obvykle udávány se statistickou zárukou 0,95 (tzn., že ze základního souboru vykazuje jen 5 % prvků, čili tzv. "pětiprocentní kvantil", hodnoty méně příznivé).

- Z normových pevnostních vlastností se odvozují návrhové pevnostní vlastnosti vydělením součinitelem spolehlivosti materiálu (tzv. součinitelem stejnoměrnosti), jehož hodnota bývá stanovena různě s ohledem na úroveň technologie, úroveň kontroly jakosti, atd., případ od případu, materiál od materiálu, rezort od rezortu, stát od státu (obvykle bývá pro mez kluzu konstrukční oceli a betonářské výztuže 1,15, pro pevnost betonu v tlaku 1,3 až 1,5, pro pevnost betonu v tahu 1,5 až 2,0, přičemž u železobetonu se s pevností betonu v tahu za vymezených okolností neuvažuje vůbec).

- Normové (charakteristické) tuhostní vlastnosti materiálů (i ostatní vlastnosti, např. teplotní součinitelé délkové roztažnosti, funkce smršťování a dotvarování, průřezy a plochy výztuže, atd.) je zvykem uvádět hodnotami průměrnými (středními, jmenovitými), jen výjimečně hodnotou "horní a dolní", které se obvykle užívají při vytváření výpočtového modelu konstrukce přímo, tj. bez úprav nějakými součiniteli.

*Poznámka 1 - Mezi pevnostní vlastnosti lze zařadit i hodnoty charakteristických a návrhových mezních poměrných přetvoření. Stanovení jejich hodnot je ještě komplikovanější než získání hodnot ostatních pevnostních charakteristik materiálů (tj. např. pevností, mezí kluzu, atd.), neb se stanovují smluvně.*

*Poznámka 2 - Charakteristické a návrhové pevnostní vlastnosti materiálů, uváděné v normách pro navrhování, jsou vesměs hodnoty menší než průměrné (jde o tzv. dolní kvantily). V některých situacích, kdy vyšší pevnost materiálu je v neprospěch bezpečnosti (např. při vyhodnocování spolehlivosti konstrukce proti vzniku křehkého lomu, nebo při stanovení silových účinků zatížení tažených částí konstrukce objemovými změnami, se takto projevuje pevnost betonu v tahu), je třeba uplatnit při výpočtu "horní kvantily", které se však v normách uvádí jen málokdy.*



Poznámka 3 - Pokud u pevnostní vlastnosti materiálu, např. u pevnosti betonu v tlaku, není výslovně (černé na bílém) a bez jakékoliv možnosti různých výkladů, přesně specifikováno, zda jde o hodnotu průměrnou, normovou (charakteristickou), návrhovou (výpočtovou), dovolenou či jinou, a když současně není zřejmé, zda tato hodnota byla odvozena ze zkoušek provedených v souladu s požadavky příslušných norem pro zkoušení a zda a jak bylo provedeno statistické vyhodnocení, může být informační hodnota takového výsledku záporná (neb může být matoucí). Totéž se týká i pevnostních vlastností styků konstrukčních prvků. U ocelí může ještě navíc být nejistota, zda jde o pevnost nebo mez kluzu, o tažnost nebo mezní prodloužení, atd.. Označení "skutečný" se má užívat jen pro hodnotu dané vlastnosti jednoho konkrétního prvku, pokud se však takto označí průměrné hodnoty nebo dokonce i idealizované průměrné hodnoty (např. "skutečné" pracovní diagramy mívají oproti průměrům naměřených hodnot "vyhlazené vrásky"), je třeba přesně popsat, o co jde.

7.3.6 U plně spřažených konstrukcí je situace jednoduchá tím, že kolmý řez lze považovat za průřez odpovídající definicím 3.1.8 a 3.1.10, lišící se od ideálních průřezů pouze existencí nenulových počátečních napětí, kterými obvykle nebývají meze ( $M_u$ ,  $N_u$ ) prakticky ovlivněny.

U nedokonale spřažených konstrukcí netvoří kolmý řez jeden průřez, ale několik "subprůřezů", které obvykle bývají svázané geometrickou vazbou (obvykle společnou křivostí, tj. společným spádem přetvoření). Tyto subprůřezy musí být nejen schopny každý sám o sobě převzít své vnitřní síly  $M$  a  $N$  (neboť redistribuce těchto vnitřních sil "po řezu", tj. vzájemně mezi subprůřezy, nemusí být vinou poddajnosti či přerušovanosti spřažení zajištěna), ale navíc musí být schopny toto učinit a přitom respektovat geometrickou vazbu vyjadřující "podmínku kompatibility" celého řezu (obvykle jde o dodržení stejného spádu přetvoření všech subprůřezů).

Poznámka - Při ověřování spolehlivosti poddajně či přerušovaně spřažené konstrukce proti porušení ohybovým momentem (či ohybovým momentem a normálovou silou) není nutno vyhovující společný spád přetvoření všech subprůřezů tvořících řez touto konstrukcí najít; stačí se přesvědčit o možnosti existence takového spádu. Nutnou podmínkou (a mnohdy i dostačující, což bylo pro řadu případů ověřeno, ale nikoliv exaktně dokázáno) pro splnění tohoto požadavku je, aby každý ze subprůřezů byl schopen přenést své vnitřní síly  $M, N$  při spádu přetvoření menším než "mezní spád přetvoření příslušný danému řezu". Tímto "mezním spádem" je maximální přípustný spád přetvoření "nejméně ohebného" subprůřezu, kterým je téměř vždy průřez původní zesilované konstrukce (neb mívá ze všech částí řezu největší výšku). Interakční funkce ( $M_u, N_u$ ) příslušné původní nespřažené konstrukci se proto žádné omezení netýká; nadbetonovaná železobetonová deska však musí být schopna přenést jí příslušné  $M$  a  $N$  při odpovídajícím omezeném využití plastických větví materiálů. Únosnost případné "nepřilepené" (ani přilepené) externí výztuže, přenášející obvykle (pokud je vodorovná) jen normálovou sílu, není omezením spádu přetvoření dotčena vůbec, únosnost železobetonové desky běžné tloušťky bývá snížena jen nepatrně.



7.3.7 Konkrétního postupu ověřování spolehlivosti průřezu proti porušení jednorázovou normálovou silou a ohybovým momentem se týká poznámka 2 k 7.2.2, v jejímž podtextu lze vytušit doporučení užít tzv. "metodu mezní deformace". "Pokyn" se nezabývá tzv. "metodou mezní rovnováhy", jejíž použití je omezené a která je nekorektní (nerespektuje fyzikální vztahy). Nelze jí však upřít názornost a průhlednost činící z ní vhodný kontrolní nástroj.

#### 7.4 Stav dosažení mezních normálových napětí v průřezu

7.4.1 Požaduje se, aby u konstrukcí, které jsou provedeny, provozovány, udržovány, atd. ... v souladu s předpisy a zvyklostmi, nedocházelo (rozumí se častěji než u malého, společensky přijatelného procenta případů) během jejich předepsané životnosti působením ohybových momentů a normálových sil k trvalému rozevření kolmých (ohybových) trhlin nebo k trvalému přetváření, zapříčiněnému překročením mezního normálového napětí výztuže nebo tlačeného betonu. Jinými slovy, požaduje se, aby chování všech částí konstrukce, které mají nosnou funkci, bylo ve všech stádiích výstavby i provozu konstrukce přibližně lineárně pružné a aby dotvarování betonu bylo přibližně lineární vzhledem k napětí.

Smyslem tohoto požadavku je zabránit zplastizování výztuže (a tím nevratnému rozevírání trhlin) a/nebo zabránit "masírování" sítě mikrotrhlin v tlačeném betonu, což by se mohlo projevit tzv. nelineárním dotvarováním. Jde o zajištění spolehlivosti konstrukce proti překročení prakticky velice významných mezních stavů použitelnosti, někdy též nazývaných "stavy omezení napětí".

7.4.2 Požadavek uvedený v 7.4.1 se považuje za splněný, a to jak u novostaveb, tak u rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných, když dosažená normálová napětí  $\sigma(x)$  materiálů v průřezích konstrukce nepřekročí:

- v betonářské výztuži při působení návrhového zatížení s provozní (občasnou) intenzitou 0,8 násobek její normové meze kluzu (normová čili charakteristická mez kluzu betonářské výztuže je v ČSN označena  $R_{sn}$  a v Eurokódech  $f_{yk}$ );
- v předpínací výztuži při působení stálého (kvazistálého) zatížení 0,65 násobek její normové pevnosti a současně nepřekročí 0,8 násobek normové pevnosti při působení návrhového provozního (občasného) zatížení (normová čili charakteristická pevnost předpínací výztuže je v ČSN označena  $R_{pn}$  a v Eurokódech  $f_{pk}$ ), přičemž požadavek se vztahuje na napětí dosažená po proběhnutí krátkodobých ztrát;



- v betonu v tlaku při působení návrhového zatížení s provozní (občasnou) intenzitou cca 0,5 až 0,6 násobek jeho normové pevnosti (normová čili charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku přibližně odpovídá hodnotě označené v ČSN  $R_{bn}$  a je v Eurokódech označena  $f_{ck}$ ). Omezení 0,5 odpovídá případu, kdy tlakové napětí od dlouhodobě působících zatížení je v absolutní hodnotě rovno nebo větší než dvojnásobek tlakového napětí od krátkodobě působících zatížení, horní omezení 0,6 odpovídá případu, kdy je toto napětí rovno nebo menší než tlakové napětí od krátkodobě působících zatížení (interpolace je přípustná).

Současně musí být splněny konstrukční zásady uvedené buď v ČSN 73 1201 nebo v ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 nebo v Eurokódech (lit.[16] a [17]).

*Poznámka - Pro napětí předpínací výztuže bývá rozhodující podmínka nepřekročení 0,65 násobku normové pevnosti při působení stálého zatížení; podmínka nepřekročení 0,8 násobku normové pevnosti při působení provozního zatížení se může uplatnit jen výjimečně (např. u částečně předpjatých konstrukcí malého rozpětí).*

7.4.3 Návrhové provozní (občasné) zatížení je takové, při kterém všechny druhy zatížení, které připadají v úvahu, působí normovými (charakteristickými) intenzitami, a intenzity krátkodobě působících zatížení se redukují součiniteli kombinace:

- buď podle ČSN 73 6203 (tj. cca 0,9 pro zatížení dopravou a 0,7 pro teplotní zatížení);
- nebo podle Eurokódů, tj. podle lit.[15] a [17] (tj. cca 0,8 pro zatížení dopravou a 0,6 pro teplotní zatížení).

Uvedené součinitele kombinace se vztahují jen na normové intenzity ideálních krátkodobých zatížení působících v kombinaci; působí-li jedno takové zatížení, jeho intenzita se neredukuje. Dále se tímto součinitelem neredukuje (a to ani působí-li v kombinaci s dalšími krátkodobými zatíženími velikost skutečného zatížení tvořeného individuálně zadaným (investorem určeným) vozidlem.

*Poznámka 1 - U zesilovaných (resp. u sprážených betonobetonových) konstrukcí, jejichž výpočty jsou předmětem "Pokynu", účinky vyvozené větrem, třením v ložiskách, brzdnými silami a případně i ostatními krátkodobě působícími zatíženími obvykle neovlivní dimenzování hlavní nosné konstrukce. Pokud by tato zatížení přece jen byla pro dimenzování významná, doporučuje se přisoudit jim součinitel kombinace 0,5.*

*Poznámka 2 - Uvedené součinitele kombinace jsou zčásti převzaty z norem platných pro navrhování novostaveb. Pro účely navrhování zesílení starších mostů lze doporučit uvážit (v intencích ČSN 73 0038) vhodnost volby "individuální míry spolehlivosti" a např. snížit součinitele kombinace (a případně i součinitele spolehlivosti některých zatížení pod hodnotu 1,0) s ohledem na specifika lokality, s ohledem na předpokládané omezené trvání konstrukce, atd..*



7.4.4 Pro stanovení dosažených normálových napětí, která nemají překročit mezní napětí uvedená v 7.4.2 (a pro případnou externí lepenou výztuž, tvořenou válcovanými plechy, uvedená v 7.2.3, v tab.2) platí 7.2.2 a 7.2.4.

*Poznámka - Při ověřování spolehlivosti konstrukce proti překročení mezních normálových napětí v průřezech lze téměř vždy u nespřažených konstrukcí a někdy i u konstrukcí spřažených formálně uplatnit klasickou metodiku známou z dovolených namáhání a to jak při výpočtu vnitřních sil, tak při výpočtu odpovídajících napětí, přičemž lze použít výpočtové pomůcky vycházející z tzv. trojúhelníkového rozdělení napětí po průřezu. Jiné jsou jen hodnoty "dovolených" napětí a jiný je i účel podmínek spolehlivosti.*

## 7.5 Stav dosažení mezní šířky kolmých trhlin

7.5.1 Požaduje se, aby u konstrukcí, které jsou provedeny, provozovány, udržovány, atd. ... v souladu s předpisy a zvyklostmi, nedocházelo (rozumí se častěji než u malého, společensky přijatelného procenta případů) během jejich předepsané životnosti působením ohybových momentů a normálových sil, vyvozených běžným provozem, ke vzniku trhlin širších než daná (dohodnutá, zvolená) mezní šířka trhliny, a to po celou dobu předepsané životnosti.

Smyslem tohoto požadavku je zpomalit korozi výztuže i betonu (a příp. zvýšit vodotěsnost) a tím ovlivnit trvanlivost konstrukce. Současně může omezení šířek trhlin zlepšit soudržnost výztuže s betonem, zabránit poškozování případných povrchových úprav (obkladů, nátěrů, izolací) a poškozování souvisejících částí staveb. Ani psychologický a estetický efekt není zanedbatelný.

Požadavky na nepřekročení mezních šířek trhlin se splňují ve všech stádiích výstavby i provozu, avšak v situacích, které lze označit jako dočasné, lze připustit úlevy. Na nehodové návrhové situace se tyto požadavky nevztahují.

7.5.2 U rekonstruovaných a zesilovaných mostních konstrukcí, jejichž doba životnosti se předpokládá delší než cca 15 let (a případně i u jiných betonových mostních konstrukcí), se doporučuje považovat požadavek uvedený v 7.5.1 za splněný, když šířka trhliny zjištěná výpočtem při předpokládaném působení návrhového zatížení s intenzitou odpovídající nadpisům sloupců tab.3 nepřekročí mezní hodnotu šířky trhlin uvedenou v tab.3. U mostů s předpokládanou menší životností lze požadavky zmírnit.



Alternativně, na místě použití mezních šířek trhlin uvedených v tab.3, lze vypočtené šířky trhlin srovnávat s mezními šířkami trhlin uvedenými v normách pro navrhování betonových konstrukcí.

Současně musí být splněny konstrukční zásady uvedené buď v ČSN 73 1201 nebo v ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 nebo v Eurokódech (lit.[16] a [17]).

*Poznámka 1 - Údaje uvedené v tab.3 jsou zčásti převzaty (po zestručnění a značném zjednodušení) z norem pro navrhování novostaveb, zejména z ČSN 73 6207 a z Eurokódu 2 (lit.[16] a [17]); dále bylo přihlédnuto k ČSN 73 1201 a k návrhu ČSN 73 6206/90.*

*Poznámka 2 - Stav průřezu, při kterém není nikde v betonu tah, případná trhlinka je zavřená, a alespoň v jednom místě průřezu je nulové napětí, se označuje jako mezní stav dekomprese (též lze tento stav popsat jako mezní stav zavření trhlin či jako mezní stav vzniku trhlin při nulové pevnosti betonu v tahu). Prakticky jde o stav vyčerpání tlakové rezervy při plném předpětí. Tento stav není obecně totožný s mezním stavem vzniku trhlin popsaným např. v ČSN 73 1201.*

Tab.3 Mezní šířky trhlin v mm

Typ konstrukce (příp. podmínky prostředí)	Zatížení (6.4.1, 6.4.2, 7.4.3)		
	provozní (občasné)	na únavu (časté)	stálé (kvazistálé)
Segmentová	0,0		
Jiná předpjatá se soudržnou výztuží (rozmraz. soli)	0,1	0,0	
Jiná předpjatá se soudržnou výztuží (bez soli); jiná předpjatá s nesoudržnou výztuží (rozmraz. soli)	0,2	0,1	0,0
Jiná předpjatá s nesoudržnou výztuží (bez soli); Železobetonová (rozmraz. soli)	0,3	0,2	
Železobetonová (bez soli)	0,35	0,3	

7.5.3 Pro výpočet dosažené šířky trhlin se doporučuje (pro jednoduchost a přehlednost) užít vztahy uvedené v ČSN 73 6207, čl.11.5.3 až 11.5.5, a to pro železobetonové konstrukce předpjaté i nepředpjaté.



Za aktivní obvod vložky přilepené externí výztuže, který se sumuje do "u" (tj. součtu obvodů ..) ve vztahu pro vyčíslení vzájemné vzdálenosti trhlin  $l_r$ , uvedeném v čl.11.5.3 ČSN 73 6207, se doporučuje uvažovat 0,7 šířky takové vložky (toto doporučení není podloženo srovnáváním vypočtených a naměřených šířek trhlin, ale jen odhadem vycházejícím ze stavu odtržených ploch při zkouškách popsaných v příloze E).

Tahová síla v betonu (označená v ČSN 73 6207, čl.11.5.5, písmenem N) se vypočte řešením fyzikálně lineárního modelu konstrukce popsaného v kap.6 "Pokynu":

- při respektování postupu výstavby a zesilování;
- za předpokladu, že nedochází k redistribuci vnitřních sil podél konstrukce ani k redistribuci napětí po průřezu (při výpočtu síly N, resp. tahových napětí v průřezu, jejichž je síla N integrálem, se předpokládá platnost Hookova zákona pro všechna  $\epsilon_s(x)$  a pro všechny materiály průřezu);
- při uvážení zatížení objemovými změnami (resp. při uvážení ovlivnění tuhosti betonu jeho dotvarováním);
- při respektování existence a funkce taženého betonu mezi trhlinami, avšak s případným uvážením jeho snížené tuhosti, např. podle 6.5.3 použitím  $E_b$ , náhradního, rovného cca 0,67 násobku  $E_b$  (tažený beton se nevylučuje z funkce, ale je přípustné jej považovat za poddajnější materiál než beton bez trhlin).

U zesilovaných konstrukcí s již vyvinutými trhlinami (a tato situace bude spíše pravidlem než výjimkou), se průměrná vzájemná vzdálenost trhlin  $l_r$  buď změří v reálu, nebo se stanoví pomocí vztahu uvedeného v ČSN 73 6207, čl.11.5.3 a 11.5.4 sestaveného pro konstrukci ve stavu před zesilováním.

*Poznámka 1 - Při výpočtu šířky trhlin je rovněž přípustné použít postup uvedený v Eurokódu 2. Postup uvedený v ČSN 73 1201, který nepředpokládá samostatné vyčíslení průměrné vzájemné vzdálenosti trhlin, je vhodný méně.*

*Poznámka 2 - Stanovení šířky trhliny jako náhradního účinku zatížení, který v podmínce spolehlivosti nahrazuje přímo vypočtené vnitřní síly (M, N), je příkladem transformace, na jejichž existenci upozorňuje 6.6.4.*

## 7.6 Mezní stav "křehký lom" průřezu

7.6.1 Požaduje se, aby u konstrukcí, které jsou provedeny, provozovány, udržovány, atd. .. v souladu s předpoklady a zvyklostmi, nemohlo působením ohybových momentů a normálových sil vznikajících při plynulém přitěžování konstrukce dojít v žádném stádiu výstavby ani provozu k náhlému přelomu konstrukce v důsledku přetržení výztuže a k následnému zřícení,



před kterým by v přiměřeném předstihu nenastalo široké rozevření trhlin v tažené oblasti.

V některých případech je pro uživatele konstrukce splnění tohoto požadavku doslova životně důležité. Konstrukce, která může spadnout a přitom způsobit škody nebo újmy na zdraví, musí předem vyslat varování, že se k něčemu takovému chystá, aby bylo možné včas zastavit přitěžování, přikročit k podpírání, vyklidit prostor, nebo alespoň zavčas utéct.

*Poznámka 1 - K náhlému zřícení konstrukce by teoreticky mohlo dojít nejen přelomením souvisejícím s přetržením výztuže, ale i např. následkem vydrčení či odtržení tlačného betonu (např. u konstrukce s velmi silnou podélnou výztuží), usmyknutím, ustřižením, protlačením, apod.. Hrozba vzniku ostatních typů křehkých lomů a s nimi souvisejících havárií je u běžných betonobetonových konstrukcí méně častá (a pokud je reálná, tak nebývá podmíněna rozdílem mezi konstrukcí spřaženou a nespřaženou) a proto obrana proti nim není předmětem "Pokynu".*

*Poznámka 2 - Příčinou náhlého zřícení konstrukce by mohlo také být selhání prvků zajišťujících spřažení, např. ztráta soudržnosti nebo proklouznutí třecí spáry. Základním opatřením proti náhlému a totálnímu selhání betonové spáry namáhané smykem je alespoň částečné zajištění spolupůsobení obou betonů vložkami, jejichž pracovní diagramy mají plastickou větev (např. betonářskou výztuží, viz čl.190-192 změny 2 ČSN 73 6206), které však obecně nemusí být dimenzovány na přenos celé stříhové síly odpovídající plnému spřažení. Stanovení jakéhosi "minimálního" stříhového vyztužení (které by záviselo nejen na vlastní spáře, ale i na rozměrech a vyztužení obou spojovaných betonových částí, a které by někdy mohlo být i nulové) je možné; zpracování této tematiky však přesahuje rozsah "Pokynu".*

7.6.2 Požadavek uvedený v 7.6.1 se považuje za splněný, je-li výztuž tažené oblasti schopna sama převzít výslednici tahových napětí v betonu a výztuži odpovídající stavu těsně před vznikem trhliny (přičemž pevnost či mez kluzu výztuže se uvažuje běžná návrhová a výslednice tahových napětí se odvozuje z horního kvantilu pevnosti betonu v tahu vydělené součinitelem stejnoměrnosti s hodnotou menší než 1,0 a příslušného středního poměrného prodloužení, viz 7.3.5, poznámka 2).

Současně musí být splněny konstrukční zásady uvedené buď v ČSN 73 1201 nebo v ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207 nebo v Eurokódech (lit.[16] a [17]).

*Poznámka - Nedostatkem takto formulovaného kritéria je, že některé vstupní údaje potřebné k jeho vyhodnocení nejsou obsaženy v normách pro navrhování ani v běžně dostupné literatuře; navíc související výpočetní postupy (byť nejde o nic jiného než o variantu "metody mezní deformace") nejsou zažité, i když při použití výpočtového modelu popsaného v 7.1 nečiní jejich zvládnutí potíže. Proto se pro ověřování spolehlivosti konstrukce proti vzniku křehkého lomu používají náhradní kritéria (např. kritéria uvedená v 7.6.3 nebo 7.6.4) nebo se předepisují zvláštní opatření (např. se zvyšují nároky na spolehlivost proti porušení).*



7.6.3 Požadavek uvedený v 7.6.1 se považuje za splněný, když jsou dodrženy konstrukční zásady předepsané v příslušné normě a současně jsou dodržena minimální procenta (resp. stupně) vyztužení předepsaná normami pro navrhování (ČSN 73 1201, ČSN 73 6206, Eurokódem 2, atd.).

*Poznámka - Předepsané omezení míry vyztužení nejen že zajišťuje konstrukci proti křehkému lomu, ale má i další funkce (např. ekonomickou, podílí se na nepřekročení mezní šířky trhlin, přihlíží k podmínkám realizace, aj.). Takto komplexní a přitom lehce dostupná (normové předpisy pro stupně vyztužení mnohdy ani nezavádí závislost předepsaných hodnot na tvaru průřezu) služba je logicky konzervativní; ve většině případů by bylo přípustné vystačit s nižšími hodnotami.*

7.6.4 Požadavek uvedený v 7.6.1 se považuje za splněný, když jsou dodrženy konstrukční zásady, a současně když jsou dodrženy relace mezi stupněm bezpečnosti proti vzniku trhlin a stupněm bezpečnosti proti překročení meze únosnosti, předepsané v ČSN 73 6207. Toto kritérium lze použít u konstrukcí z předpjatého i z nepředpjatého betonu.

*Poznámka - Principiálně jde o obdobné kritérium, jaké zavádí 7.6.2. Jeho formulace je však taková, aby se vystačilo se vstupními hodnotami obsaženými v normě.*

7.6.5 Požadavek uvedený v 7.6.1 je dovoleno považovat za splněný u stávající konstrukce bez ohledu na množství výztuže v tažené oblasti při splnění těchto podmínek:

- v tažené oblasti existuje vyvinutá síť "kolmých" (ohybových) trhlin;
- jde o trhliny "živé", které nebyly zainjektovány ani jinak zaceleny a které se při přítěžování rozevírají;
- tloušťka nadbetonované železobetonové desky není větší než 1/4 tloušťky (resp. výšky) původní konstrukce před zesílením;
- při případném zesilování konstrukce nedojde ke změně statického systému (tj. charakter průběhu momentů před i po zesilování je týž, tažené oblasti se "nestěhují" po půdorysu mostu).

*Poznámka 1 - Tato situace může nastat např. u konstrukcí zesilovaných spřaženou nadbetonovanou deskou, u níž se z nějakých důvodů (např. pro obtížnost provádění) nepoužije současně i lepená externí výztuž (zesílení souvisí jen se zvětšením účinné výšky). I v případě, že při započtení nadbetonované desky poklesne stupeň vyztužení průřezu pod předepsanou hodnotu, obvykle nehrozí konstrukci zřícení provázené křehkým lomem, pokud se v ní vytvořily trhliny již před zesílením.*



Poznámka 2 - Navrhnout nadbetonování desky s větší tloušťkou než 25% výšky původní konstrukce není vyloučeno, i když přitom poklesne skutečné ("započitatelné") procento výztuže pod předepsané procento vyztužení zesílené konstrukce. V takovém případě však nelze považovat za obecně zaručené, že stávající výztuž bude vždy schopna převzít přírůstek síly (nastupující "rázem"), který souvisí s redistribucí napětí po průřezu provázející prodloužení trhliny (toto prodloužení se bude obvykle dít o délku o něco větší, než je tloušťka nadbetonované vrstvy). Při ověřování přípustnosti překročení "pravidla jedné čtvrtiny" lze postupovat v duchu 7.6.2, avšak s tím, že jde jen o přenos výslednice odpovídající tahovým napětím betonu z prostoru mezi původní a novou tlačnou zónou.

## 7.7 Mezní stav porušení styku smykem

7.7.1 Požaduje se, aby během předepsané životnosti konstrukce, která je provedena, provozována, udržována, atd. ... v souladu s předpisy a zvyklostmi, nedošlo (rozumí se prakticky nikdy) působením smykových sil rovnoběžných s podélným směrem konstrukce, v žádném ze stádií montáže ani provozu, ani k poškození prvků zajišťujících spřažení (ani k poškození konstrukce v okolí těchto prvků) a k následné ztrátě jejich smykové únosnosti, ani k nepředpokládaným tak velkým vzájemným pohybům stykovaných částí konstrukce, aby v důsledku souvisící nepředpokládané redistribuce silových účinků zatížení mohlo dojít k porušení některé části konstrukce.

Poznámka 1 - Při ověřování spolehlivosti konstrukce proti porušení by tedy neměly být vlastnosti styků a prvků zajišťujících spřažení hodnoceny jen z hlediska únosnosti, bez přihlédnutí k jejich tuhosti a k tuhosti celé konstrukce, a bez přihlédnutí k míře využití dalších prvků konstrukce. Mezní stav styku (tj. případ od případu různý "započitatelný návrhový odpor" styku) je tedy nejen vlastností styku "samého o sobě", ale závisí i na tuhosti a na rezervách ve spolehlivosti ostatních prvků konstrukce (na těchto rezervách závisí u méně tuhých styků extrémně přípustná čili mezní velikost pohybu ve styku, a síla (či napětí) ve styku příslušné tomuto meznímu pohybu má v daných souvislostech funkci meze porušení styku), případně i na chování okolí styku, které souvisí se zakotvením spřahujících prvků (jde např. o vznik širokých vnitřních trhlin, otlačení, atd.). Uvedená kritéria 7.7.2, 7.7.3 a 7.7.4 splnění požadavku 7.7.1 vychází z předpokladů, že jde o konstrukce obvyklých rozměrů a tuhostí a že ostatní prvky konstrukce jsou navrženy sice spolehlivě, ale bez rezerv, takže výrazná další (tj. neplánovaná, nezohledněná ve výpočtu) redistribuce napětí ani vnitřních sil mezi jednotlivými částmi spřažené konstrukce se nepřipouští.

Poznámka 2 - Obdobnou úvahu jako o porušení styku lze učinit i o použitelnosti styku. V tomto případě jde také o posuzování velikosti pohybů ve styku, ale z jiného důvodu. Ověřuje se, zda tyto pohyby (jde o rozdíly posuvů přilehlých prvků konstrukce)



*a s nimi související "změkčení" konstrukce a zvětšení jejích průhybů nevadí provozu (nikoliv zda nebudou příčinou nepřipustné redistribuce vnitřních sil).*

7.7.2 Požadavek uvedený v 7.7.1 se považuje za splněný, a to jak u novostaveb, tak u rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných, když smyková síla (resp. smykové napětí), dosažená ve styku při působení návrhového zatížení s extrémní (výjimečnou) intenzitou (je definována v 7.3.3) nepřekročí návrhovou mezní smykovou sílu (resp. návrhové mezní smykové napětí) stanovenou podle čl.10.3 ČSN 73 1201. Přitom nesmí být uplatněn předpoklad "globální" redistribuce smykových napětí podél spáry ("lokální" redistribuce bývá regulována předepsanými konstrukčními zásadami tak, aby zůstala v přijatelných mezích).

Současně musí být splněny konstrukční zásady (jde zejména o kotvení a rozmístění výztuže zajišťující spřažení) uvedené buď v ČSN 73 1201, nebo v ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207, nebo v Eurokódech (lit.[16] a [17]).

Vztahy uvedené v čl.10.3 ČSN 73 1201 mohou být uplatněny i pro stanovení návrhové mezní smykové síly (resp. návrhového mezního smykového napětí):

- v lepených stycích beton-ext.výztuž za předpokladu, že pevnost lepidla v tahu, soudržnost lepidla s betonem, ani soudržnost lepidla s externí výztuží, nejsou menší než pevnost betonu v tahu (dle výsledků zkoušek popsaných v příloze E je tato podmínka splněna při použití technologie vyvinuté v rámci "VÚ" a popsané v lit.[30] v případě, že připojovaný plech je zdrsňený příčným broušením);

- ve stycích beton-beton opatřených betonářskou výztuží vlepenou do těsných předvrtaných otvorů, ocelovými hmoždinkami, apod., pokud je funkce, únosnost i tuhost těchto spřahujících prvků stanovena a ověřena (zkouškami, příp. certifikátem) a pokud je srovnatelná s únosností a tuhostí kotvení provedeného zabetonováním těchto prvků na kotevní délku,

a naopak by neměly být uplatněny pro stanovení návrhové mezní smykové únosnosti vlepeného šroubu M12, provedeného podle lit.[30], sloužícího k přikotvení externí výztuže tvořené plechem (přilepeným i nepřilepeným, zdrsňeným příčným broušením i nebroušeným) k betonové konstrukci, a ani pro stanovení návrhové mezní smykové únosnosti pro kombinaci (součinnost) těchto vlepených šroubů (nebo jakékoliv jiné výztuže procházející plechem) s lepeným spojem.

Návrhovou smykovou únosnost uvedeného šroubu M12 se doporučuje uvažovat 11 kN, u betonů nižších tříd než B30 přiměřeně méně (podrobnosti viz E.3).

*Poznámka 1 - Spára beton-beton má kvalitativně zcela jinou schopnost přenášet smyková napětí než spára beton-ocel, pro jejíž únosnost je rozhodující schopnost ocelových spřahujících prvků, případně lepidla, přenášet střih. Jsou-li betonářské práce provedeny, jak je (resp. jak má být) běžné, tj. spodní beton je*



drsný, čistý a zavlhlý (nejlépe upravený otrýskáním pískem nebo vodou, nesmí být ani mokrá ani vysušený, nemusí, ale může být zazuběný) a horní beton (vhodné konzistence) je zhutněný a ošetřovaný (tak, aby byl nástup smršťování oddálen alespoň o sedm dní), vykazuje betonová spára značnou soudržnost (způsobenou "vrůstem" nového betonu do starého) a vysoký součinitel tření, na kterém se podílí malé i větší nerovnosti spáry a pevnost betonu v hlavním tahu. Při namáhání spáry smykem se tedy vlivem přitlačného působení natahující se výztuže vedoucí přes spáru, které funguje jako předpětí, aktivuje velká třecí síla, jakou styk beton-ocel nedisponuje. Proto styky beton-ocel navržené podle ČSN 73 1201, resp. ČSN 73 1211, které se soudržností i třením stýkajících se betonů uvažují, by byly pravděpodobně nespolehlivé, a naopak, styky beton-beton, navržené podle ČSN 73 2089, Eurokódu 4, lit.[20], [26] až [29], [31], Směrnic pro navrhování ocelobetonových konstrukcí, apod., které s třením naopak neuvažují, by byly nevhodné. Další podrobnosti (i hypotézy) obecné i konkrétní, týkající se chování betonové spáry při zatížení, jsou uvedeny v příloze E a v lit.[32].

Poznámka 2 - Pro převod návrhových smykových pevností stanovených podle ČSN 73 1201 na "dovolená namáhání při zatížení celkovém" se doporučuje užívat zmenšovací součinitel 1,0/1,3 (a obráceně, pro převod účinků celkového zatížení uvažovaného podle ČSN 73 6203 přílohy II na návrhové extrémní účinky, se doporučuje užívat zvětšovací součinitel 1,3). Vzhledem k povaze většiny případů (vyšší podíl zatížení dopravou) má doporučený "vážený součinitel spolehlivosti zatížení", poněkud větší hodnotu, než jakou pro obdobné situace zavádí např. ČSN 73 1001.

Poznámka 3 - ČSN 73 1201 z pochopitelných důvodů neposkytuje speciální vztahy umožňující zjistit schopnost styků vzdorovat účinkům mnohokrát opakovaného namáhání. Při navrhování zesílení mostů (i při navrhování spřažených betonobetonových mostů) se však může taková potřeba vyskytnout. Prozatím, než budou potřebné údaje uvedeny v Eurokódech nebo jinde, doporučuje se i pro tento případ použít čl.10.3 ČSN 73 1201 s tím, že se sníží pevnost betonu v tahu podle 2.3.6.2, že se sníží pevnost výztuže v tahu (i pevnost vlepených šroubů M12 ve střihu) podle 2.3.7, a že se sníží hodnoty součinitelů tření uvedené v tab.16 ČSN 73 1201 na 2/3 tabulkové hodnoty.

7.7.3 Ve spáře beton-beton se považuje požadavek uvedený v 7.7.1 za splněný, a to jak u novostaveb, tak u rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných, když smykové napětí ve spáře dosažené při působení návrhového zatížení podle ČSN 73 6203 přílohy II (zatížení se uvažují normovými hodnotami) nepřekročí při celkovém zatížení dovolenou hodnotu stanovenou podle vztahu (18) uvedeného na str.14 v lit.[33].

7.7.4 Ve spáře beton-beton se považuje požadavek uvedený v 7.7.1 za splněný, a to jak u novostaveb, tak u rekonstrukcí i konstrukcí zesilovaných, když smykové napětí ve spáře dosažené při působení návrhového zatížení podle ČSN 73 6203 přílohy II nepřekročí při celkovém zatížení dovolenou hodnotu 0,4 [MPa],



příčemž se neuvažuje s výztuží procházející sparou. Tato dovolená hodnota však nesmí být větší než dovolené namáhání žádného z obou stýkajících se betonů v hlavním tahu podle ČSN 73 6206 a současně musí být splněny tyto podmínky:

- zatížení dopravou nevyvozuje ve spáře větší smykové napětí než polovinu dovolené hodnoty;
- "osamělá" síla zatěžující spřažení u konců konstrukce (resp. u konců zesílení) je zachycena buď tuhými kozlíky nebo hmoždinkami se závlačemi, nebo zesílenou a zhuštěnou výztuží, apod.;
- beton v okolí spáry, a to jak beton zesilované (základní) konstrukce, tak i beton nadbetonované železobetonové desky, není tažen (podélně ani příčně);
- je předepsána betonáž nadbetonované spřažené železobetonové desky v jednom záběru (bez pracovních spar) a ošetřování betonu je předepsáno nejméně sedm dní;
- je předepsána příprava povrchu betonu (nosníků) otryskáním vodním paprskem, nebo opískováním, apod..

*Poznámka 1 - Uvedený předpis vychází z využití "počáteční koheze" způsobené proniknutím nového betonu do starého, která je nejtužším kotevním prvkem a prakticky s jinými prvky kotvení nespolutpůsobí. Tento předpis nemá nic společného s výztuží, lze jej tedy uplatnit při posuzování spáry vyztužené i slabě vyztužené. Bylo by možné jej uplatnit i při posuzování spáry zcela nevyztužené; taková spára je však dle ČSN 73 6206 nepřijatelná z jiných důvodů (příslušný požadavek normy je obranou proti náhlé ztrátě únosnosti konstrukce při otřesech či přetížení; i slabá výztuž ve spáře by pravděpodobně zabezpečila funkci spřažení alespoň jako poddajného v případě náhlého selhání koheze).*

*Poznámka 2 - Počáteční soudržnost nového betonu se starým je poměrně vysoká, avšak část vazeb tuto soudržnost zajišťujících je velmi tvrdá a křehká (tj. bez plastické větve). K napnutí výztuže jdoucí přes spáru a tím i k podstatnějšmu růstu normálového tlaku ve spáře dojde až při stříhovém pohybu několik setin milimetru, ten však nastane teprve poté, až se nejkřehčí z vazeb účastnivších se soudržnosti "strhnou" (je-li spřahovací výztuž kolmá ke spáře, vyvodí sice určité zvýšení tlaku kolmého ke spáře téměř každé zatížení, neb téměř každé zatížení vyvodí deplanaci průřezu; s tím se však ve výpočtu běžně neuvažuje). Z toho plyne, že obecně nelze uvažovat se současným působením "plné počáteční koheze" (která bývá min. 1,0 až 1,5 MPa, dovolená hodnota při zatížení celkovém se uvažuje bezpečně 0,4 MPa) s třením vyvozeným tahy ve výztuži, ale že s tímto třením může spolupůsobit jen část koheze (a to část odpovídající součinitelům  $k_{ap}$  uvedeným v tab.16 ČSN 73 1201). Tedy není-li splněno kritérium 7.7.4, lze u téhož styku beton-beton, pokud je vyztužen, uplatnit i kritérium uvedené v čl.10.3.2 ČSN 73 1201 (vztah (307)), nebo kritérium uvedené v lit.[33] (vztah (18) na str.14); tato kritéria uvažují s menší soudržností mezi oběma betony, ale navíc uvažují s únosností dalších kotevních prvků (zejména tření, výztuže, hmoždinek a zazubení).*



Poznámka 3 - Zdrojem tlakového napětí ve spáře může být kromě předpětí a tíhy nadložních vrstev i smršťování nového betonu, pokud je tomuto smršťování starým betonem částečně bráněno (může jít např. o nové koncové příčníky obepínající staré nosníky, o desku částečně zapaštěnou mezi staré nosníky, zejména mají-li tvar T, I, jsou-li profilovány jako např. nosníky KA, o zazubení betonu, apod.), nebo prostorová napjatost a deformace projevující se tzv. samosvorností (beton tlačení v podélném směru se v příčném směru roztahuje, a pokud je tomuto rozpínání bráněno, tak tlačí) zdiskreditovanou bez vlastního zavinění tzv. W systémem (u bezprůvlakových stropních desek se skrytými hlavicemi, jichž nemálo popadalo až na zem, se uvažovalo se "samosvorným účinkem" výztuže uspořádané v kruzích kolem předpjaté hlavice, který měl sám o sobě, bez spojovací výztuže, zajistit tuhé a únosné "třecí" připojení monolitické části stropu k hlavicí), nerovnoměrný průběh objemových změn po řezu, aj.

Poznámka 4 - Požadavky na přípravu povrchu starého betonu podmiňující zajištění předpokládané koheze i tření ve spáře nejsou sice příliš přísné, ale na jejich splnění je nutno nekompromisně trvat. Jde např. o odstranění horní hladké vrstvy cementového "šlemu" nebo příliš hladkého betonu, o odstranění poškozeného betonu, o dodržení zavlažovacího a pak vysušovacího režimu (aby v betonu nebyla jak volná voda, tak ani zcela vysušené povrchy kapilár, neb obojí brání prorůstání cementového kamene), atd.. Podrobnosti technologie jsou v lit.[30].

7.7.5 Dosažená smyková síla, příp. intenzita této síly (resp. smykové napětí) ve styku, jak na jeho koncích, tak i "v poli", která se srovnává s návrhovou (výpočtovou, mezní) posouvající silou (resp. dovolenou hodnotou), má odpovídat řešení buď lineárního nebo nelineárního modelu konstrukce vytvořeného podle kap.6 "Pokynu", tj. při uvážení postupu výstavby či zesilování, zatížení objemovými změnami (resp. ovlivnění tuhosti betonu jeho dotvarováním), vlivu taženého betonu mezi trhlinami, atd.. Žádné další přerozdělování vypočtených smykových sil podél spáry, prováděné při posuzování (např. ve jménu "plastického výpočtu") se nedoporučuje; jde-li o částečné spřažení, je (resp. měl být) jeho vliv zohledněn již v modelu konstrukce a v jeho řešení, jde-li o plné spřažení, je něco takového vyloučeno už z principu.

Poznámka - Velikost podélných smykových sil, vypočtených podle kap.6, odpovídá "průměrnému" modelu, který obvykle nevylučuje tažený beton zcela z funkce a který předpokládá platnost Hookova zákona a lineární průběh normálových napětí po průřezech. To se jistě může zdát v nesouladu s použitím návrhových pracovních diagramů (obv. bilineárních) a s předpokladem vyloučení taženého betonu s funkce při ověřování spolehlivosti průřezů proti porušení; a také to v nesouladu je. V okolí průřezu, který se dostává do mezního stavu, dochází k deplanaci i ke změnám (obvykle k nárůstu, ne ke zmenšení) smykových napětí ve sparách. Nicméně pravděpodobnost současného výskytu slabého (nekvalitního) průřezu, slabého (nekvalitního) místa styku, velkého momentu s hodnotou blízkou extrémní návrhové hodnotě i velké smykové síly ve spřažení s hodnotou rovněž blízkou extrémní návrhové hodnotě v jedné oblasti nosníku je malá a rezervy zabudované do metodiky navrhování pokrývají možnost vzniku uvedené souhry nepříznivých okolností s přiměřenou spolehlivostí.



7.7.6 V rámci "VÚ" byly provedeny "smykové" zkoušky třech druhů spojovacích konstrukčních prvků, určených pro zajištění styků zesílení se zesilovanou konstrukcí, a to zkoušky:

- slepu externí výztuže s betonem provedeného epoxidovým lepidlem;
- vlepeného šroubu M12 délky 80 mm připojujícího externí výztuž k betonu;
- soudržnosti mezi monolitickým a prefabrikovaným betonem.

Kompletní dokumentace o zkouškách je součástí "VÚ"; v příloze E "Pokynu" jsou uvedeny jen vybrané výsledky a závěry (včetně "průměrných" pracovních diagramů), které mohou být využity při výpočtu zesilovaných a případně i jiných spřažených konstrukcí.

7.7.7 Pokud se jako zdroj podkladů pro posuzování styků a dalších detailů (i průřezů) a případně i při modelování konstrukce jako celku používají pracovní diagramy a další vlastnosti styků nebo spřahujících prvků (tj. i lepeného spoje) stanovené buď experimentálně nebo odněkud (z norem, tabulek, literatury) převzaté, zejména jde-li o pevnostní charakteristiky neuvedené v normách, které vyjadřují schopnost spáry vzdorovat smykovým silám a napětím, je třeba respektovat pravděpodobnost výskytu těchto hodnot v konstrukci. Vědět, zda jde o hodnotu:

- průměrnou, která je srovnatelná s účinky celkového zatížení vynásobenými vhodně zvoleným stupněm bezpečnosti (cca 3,0 až 4,0);
- normovou, která je (resp. má být) pětiprocentním kvantilem pravděpodobnostního rozdělení a která je srovnatelná buď s účinky celkového zatížení vynásobenými vhodně zvoleným stupněm bezpečnosti (cca 2,0 až 3,0), nebo, po vydělení součinitelem spolehlivosti styku (cca 1,5 až 2,0), s účinky extrémního návrhového zatížení;
- návrhovou, která je přímo srovnatelná s účinky extrémního návrhového zatížení, nebo, po vydělení "váženým průměrným součinitelem zatížení", s účinky celkového zatížení;
- dovolenou (je třeba rozlišovat, zda dovolenou při zatížení hlavním, při zatížení celkovém, či při kombinaci zatížení hlavního s mimořádným), která je přímo srovnatelná s účinky příslušného zatížení definovaného přílohou II ČSN 73 6203 zatížení, nebo, po vynásobení "váženým průměrným součinitelem zatížení", s účinky extrémního návrhového zatížení;
- únavovou (odpovídající charakteru namáhání, tj. střídavému, pulzujícímu, atd.), jejíž použití ve výpočtu je třeba přesněji specifikovat (zda se srovnává s účinky mnohokrát opakovaného zatížení, nebo s účinky zatížení provozního nebo



s účinky "mnohokrát opakované složky mnohokrát opakovaného zatížení" čili s rozptylem napětí, apod.),

a tuto hodnotu při navrhování použít v přiměřených souvislostech, je (spolu s respektováním konstrukčních požadavků) záležitostí nejvyšší priority (viz též obr.1 a 7.3.5). Všechno ostatní co se týká provádění výpočtu konstrukce, jako je např. metodika výpočtu, věrnost modelů, odhad rozhodujících zatěžovacích stavů a míst na konstrukci, přesnost výpočtů, atd. - to vše dohromady mívá obvykle, pokud se nedělají mimořádné kotrmelce, menší vliv na výslednou spolehlivost a hospodárnost návrhu konstrukce než tato někdy podceňovaná a přehlížená "úroveň" (resp. "pozice") použitých pevnostních charakteristik, které se přímo podílejí na hodnotách uváděných na pravých stranách podmínek spolehlivosti.

7.7.8 Vyhovění požadavku uvedenému v 7.7.1 splněním kritérií uvedených v 7.7.2 neimplikuje dovolení nezajistit spolehlivost spřažené konstrukce považované "jakoby" za poddajně či přerušovaně spřaženou proti porušení ohybovým momentem a případně normálovou silou v případě, kdy spřahující prvky (byť dostatečně únosné i tuhé) nezabezpečují funkci spřažení jako trvale plného ve smyslu 5.1, tab.1, poznámky 1.

*Poznámka - Zkušenosti s životností některých typů prvků zajišťujících spřažení, zejména lepených spojů, lze označit jako neúplné a rozpačité a navíc nelze vyloučit, že část "výborných referencí" může být účelových. Skutečnost je taková, že se v současné době dost dobře neví, co se stane časem (dotvarování, snížení pevnosti, koroze, křehnutí?), jak se projeví působení mnohokrát opakovaného namáhání, jak se projeví "živé" trhliny v betonu nad nebo pod lepeným spojem (způsobující koncentraci smykových napětí v lepidle i v betonu před a za trhlinami), jak se projeví proměnná tloušťka lepidla prakticky kolísající mezi několika setinami mm až několika mm (části styku s malou vrstvou lepidla jsou lokality výrazně relativně tužší, které k sobě přitahují většinu celkové smykové síly), atd.. Proto se zatím doporučuje nepovažovat lepený spoj sám o sobě za trvalé kotvení a "pojistit" zajištění soudržnosti ještě ocelovými kotevními prvky umístěnými nejen na koncích slepu (ty jsou bezpodmínečně nutné), ale i mezilehlými.*



## Příloha A

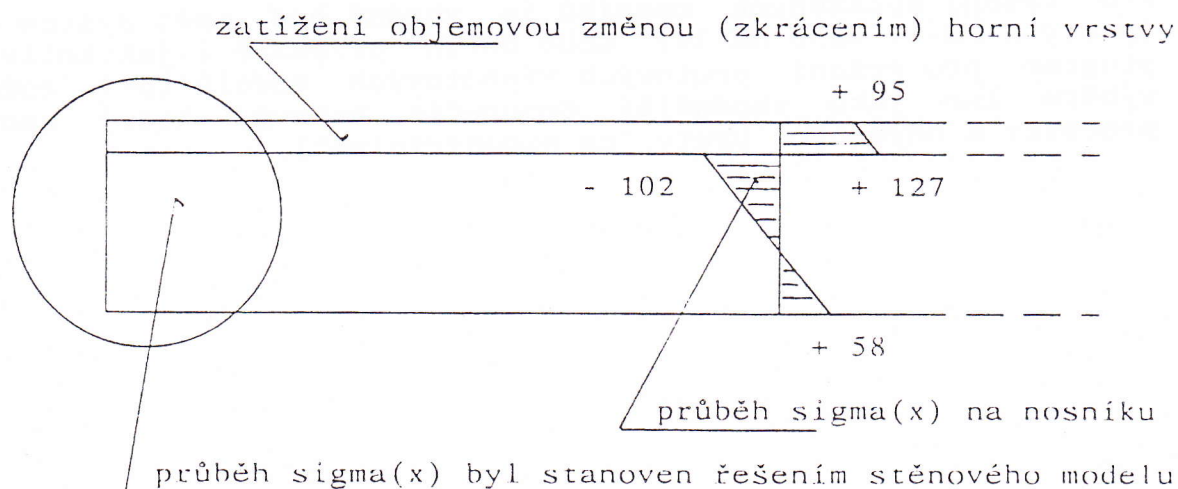
### Přenos normálové síly do zesilujícího prvku v oblasti ukončení zesílení

#### A.1 Účel a obsah přílohy A

Účelem přílohy A je ověřit vhodnost použití nosníkového modelu pro stanovení vnitřních sil a normálových napětí  $\sigma(x)$  v zesilované (spřažené) konstrukci z hlediska vystižení singularit vznikajících v místech ukončení zesilujících prvků.

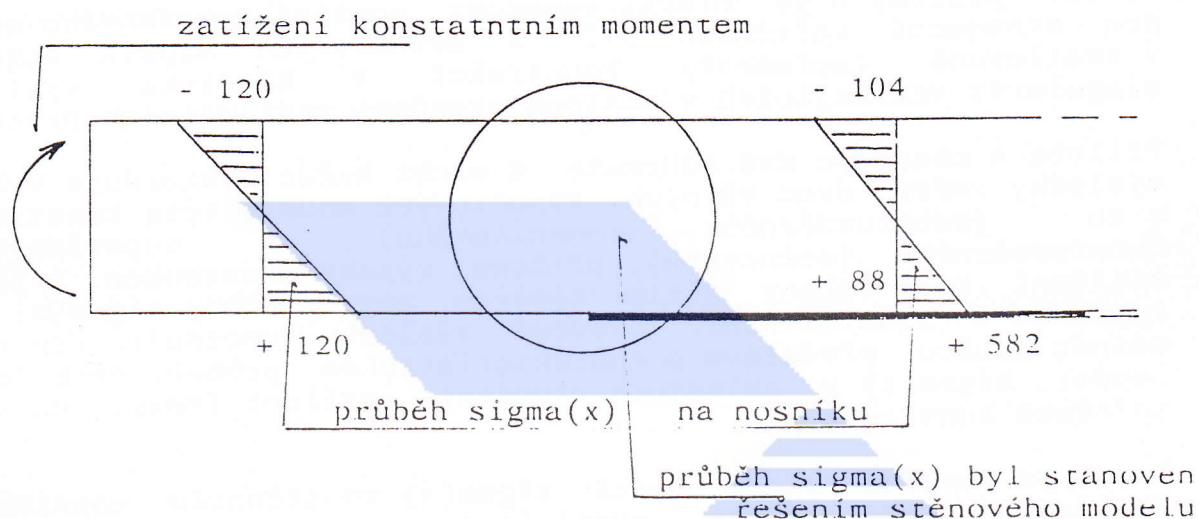
Příloha A obsahuje dvě schemata, z nichž každé znázorňuje vybrané výsledky řešení dvou různých výpočtových modelů téže konstrukce, a to jednorozměrného (nosníkového) a odpovídajícího dvourozměrného (stěnového), přičemž výseky konstrukce i jejich zatížení byly voleny s tím záměrem, aby průběhy  $\sigma(x)$  byly typické a ilustrativní. Uvedené výsledky umožňují (snad) si učinit hrubou představu o charakteristickém průběhu normálových napětí  $\sigma(x)$  v oblastech ukončení zesílení (resp. na konci spřažené konstrukce).

V A.2 je uveden průběh napětí  $\sigma(x)$  ve stěnovém nosníku při zatížení nadbetonované zesilující vrstvy tloušťky 0.2 m ("dokonale spřažené" ke starému betonu výšky 1.0 m) zkrácením (např. smršťováním nebo ochlazením). Vykreslené schema obsahuje poměry (nikoliv absolutní velikosti) napětí na levém okraji stěny rozdělené na čtvercové prvky 0.1/0.1 m; hodnoty jsou uvedeny v těžištích prvků a někde i v uzlech (na horním i dolním povrchu a na styku starého a nového betonu). Nejvíce vpravo umístěný sloupec čísel je řešením nosníkového modelu.





V A.3 je uveden průběh napětí  $\sigma(x)$  ve stěnovém nosníku namáhaném konstantním momentem v místě zesílení neprůběžnou (poměrně velmi silnou) externí výztuží na spodním okraji. Vykreslené schema obsahuje poměry (nikoliv absolutní velikosti) napětí výseku stěny rozděleného na čtvercové prvky  $0.1/0.1$  m; hodnoty jsou uvedeny v těžištích prvků a někde i v uzlech (na horním i dolním povrchu). Nejvíce vlevo i vpravo umístěné sloupce čísel jsou řešením nosníkového modelu, které (na rozdíl od řešení stěny) vykazuje v místě, v němž je ukončeno zesílení a kde dochází ke změně průřezu skokem, nespojitost v napětích (tedy i nespojitost v poměrných přetvořeních  $\epsilon(x)$ ) i nespojitost v průběhu neutrální osy.

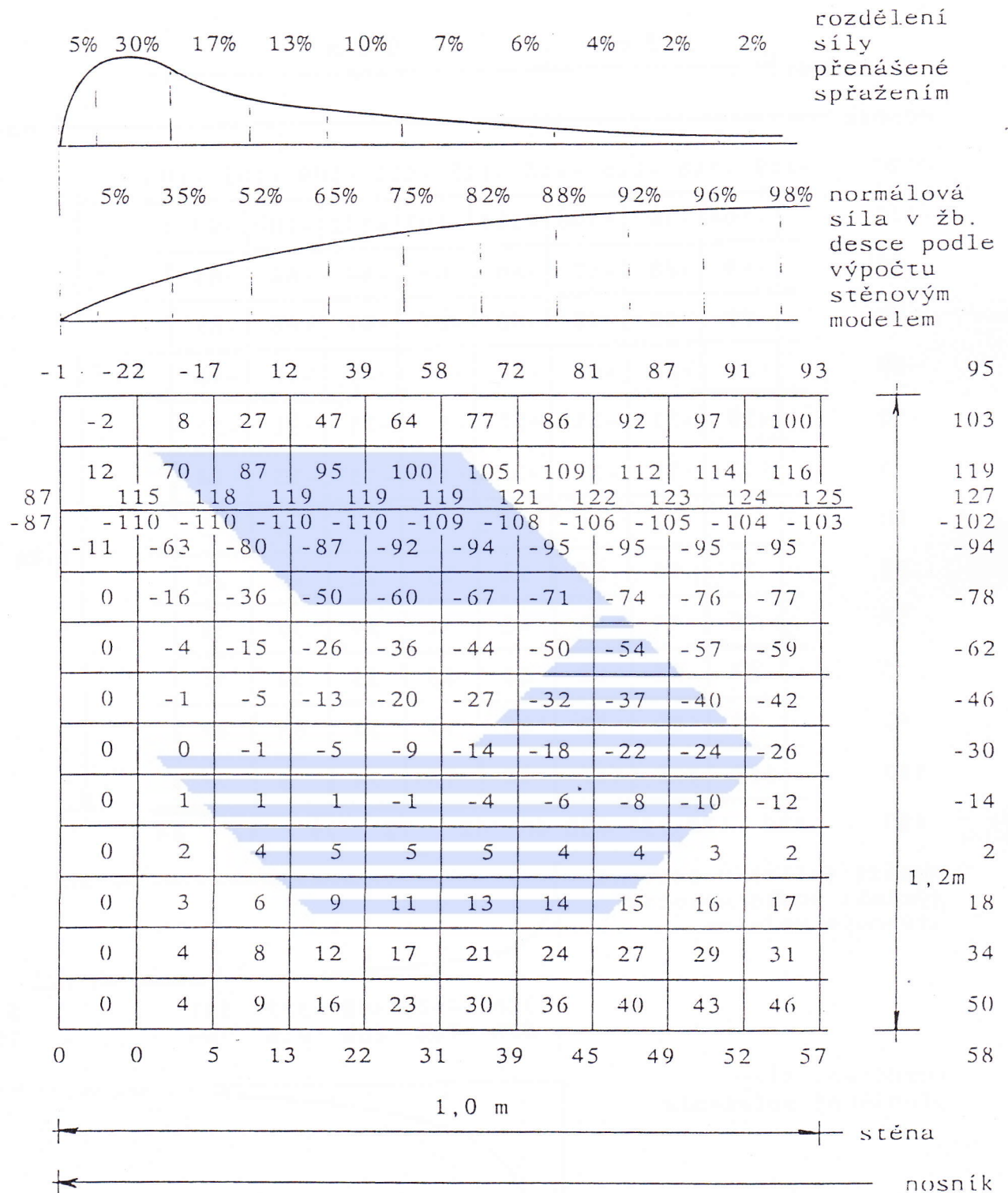


Pro ověření uvedených výsledků, případně pro zpřesnění v jiných případech, lze pro řešení stěnové napjatosti použít např. NEXX (NE-12) nebo i jiný program pro řešení výpočtových modelů stavební mechaniky metodou konečných prvků; doporučuje se však užít takový program, který používá prvky mající pro posuvy u, v vyšší náhradní funkce než lineární či bilineární polynomy.

Pro řešení spřažených nosníků je vhodný buď opět systém NEXX (pruty z NE-11 nebo NE-14) nebo DEFOR, případně i jakýkoliv jiný program pro řešení prutových výpočtových modelů (při možnosti výběru lze jako vhodnější doporučit takový, který umožňuje pracovat s ohýbanými pruty "na excentricitě").

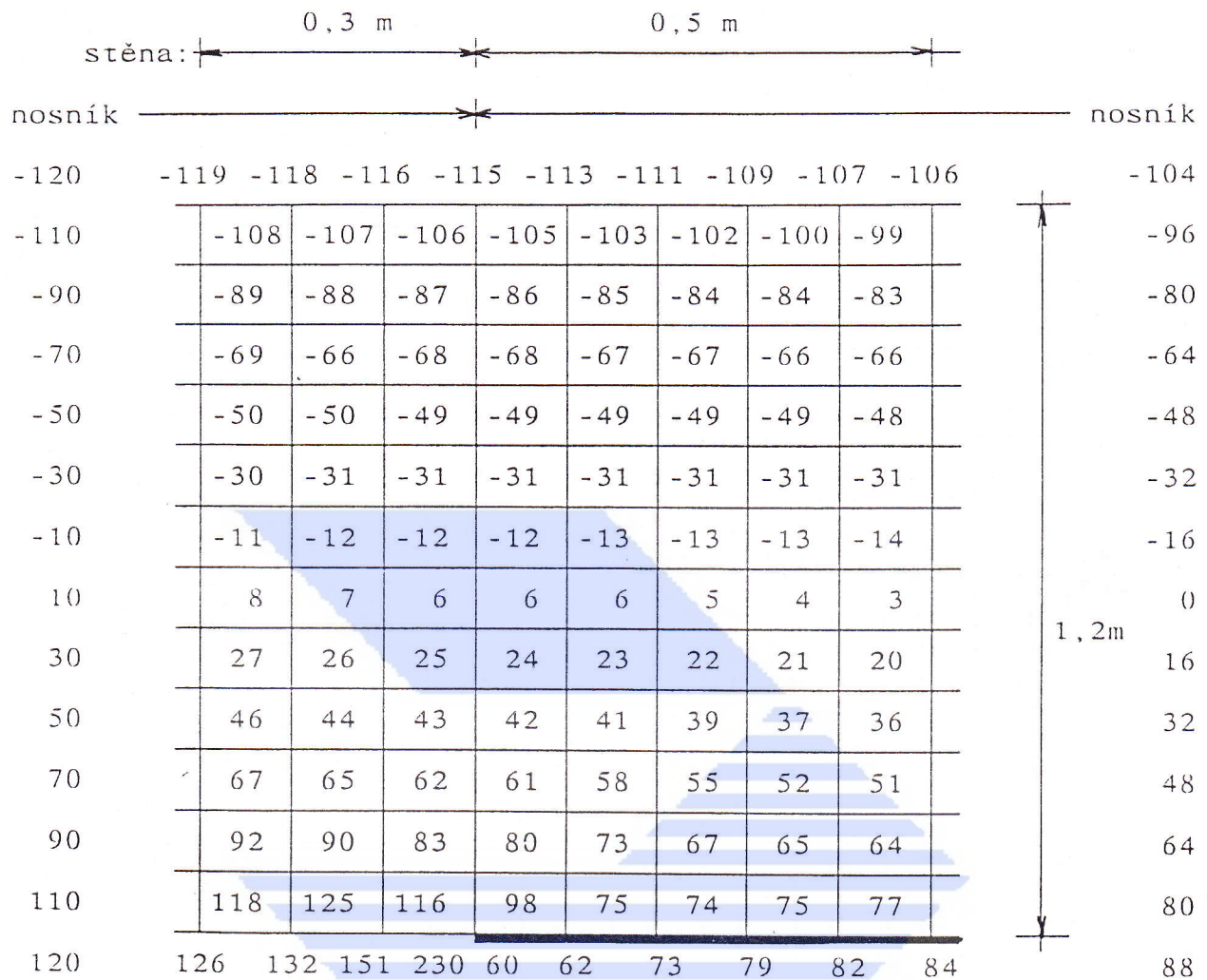


## A.2 Průběh napětí $\sigma(x)$ v konzole zatížené smršťováním nadbetonované desky

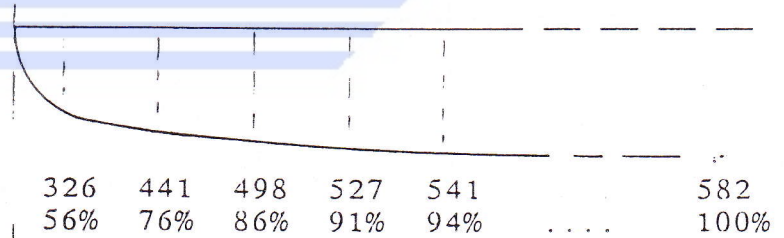




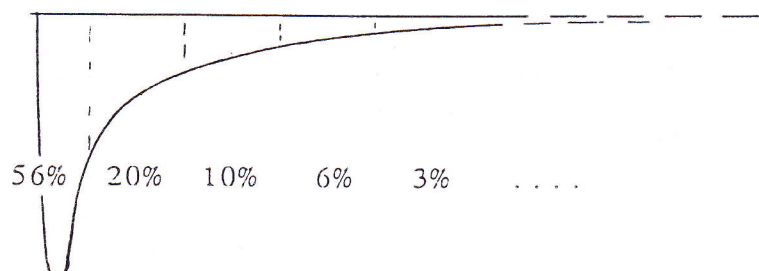
### A.3 Průběh napětí $\sigma(x)$ v ohýbaném nosníku v místě ukončení neprůběžného zesílení externí výztuží



napětí (síla) v externí výztuži podle výpočtu stěnovým modelem



rozdělení síly přenášené spřažením





#### A.4 Poznámka k napjatosti a dimenzování okolí míst ukončení zesílení

A.4.1 Výsledky v obou případech potvrzují Saint-Venantův předpoklad o tom, že praktický dosah "poruch" napjatosti zapříčiněných nějakými nepravidelnostmi (v případě A.2 zatížením nahrazujícím objemovou změnu části konstrukce, v případě A.3 náhlou změnou řezu konstrukce), které lze též charakterizovat vynuceným nahrazením jedné rovnovážné soustavy sil jinou rovnovážnou soustavou sil na malé délce, je blízký buď významnému rozměru konstrukce (v uvedených případech je blízký výšce nosníku) nebo koresponduje s rozměry odpovídajícími působení příčiny poruchy. A také se potvrdilo, že v těchto zónách poruch jsou velká napětí i velké spády (gradienty) napětí a že o příslušných konstrukčních opatřeních, které je nutno v těchto zónách uplatňovat, je nutno uvažovat zvlášť a jinak (u betonových konstrukcí nejlépe snad pomocí tzv. "prutové analogie") než o dimenzování ostatních částí konstrukce, které jsou od míst poruch dostatečně vzdáleny.

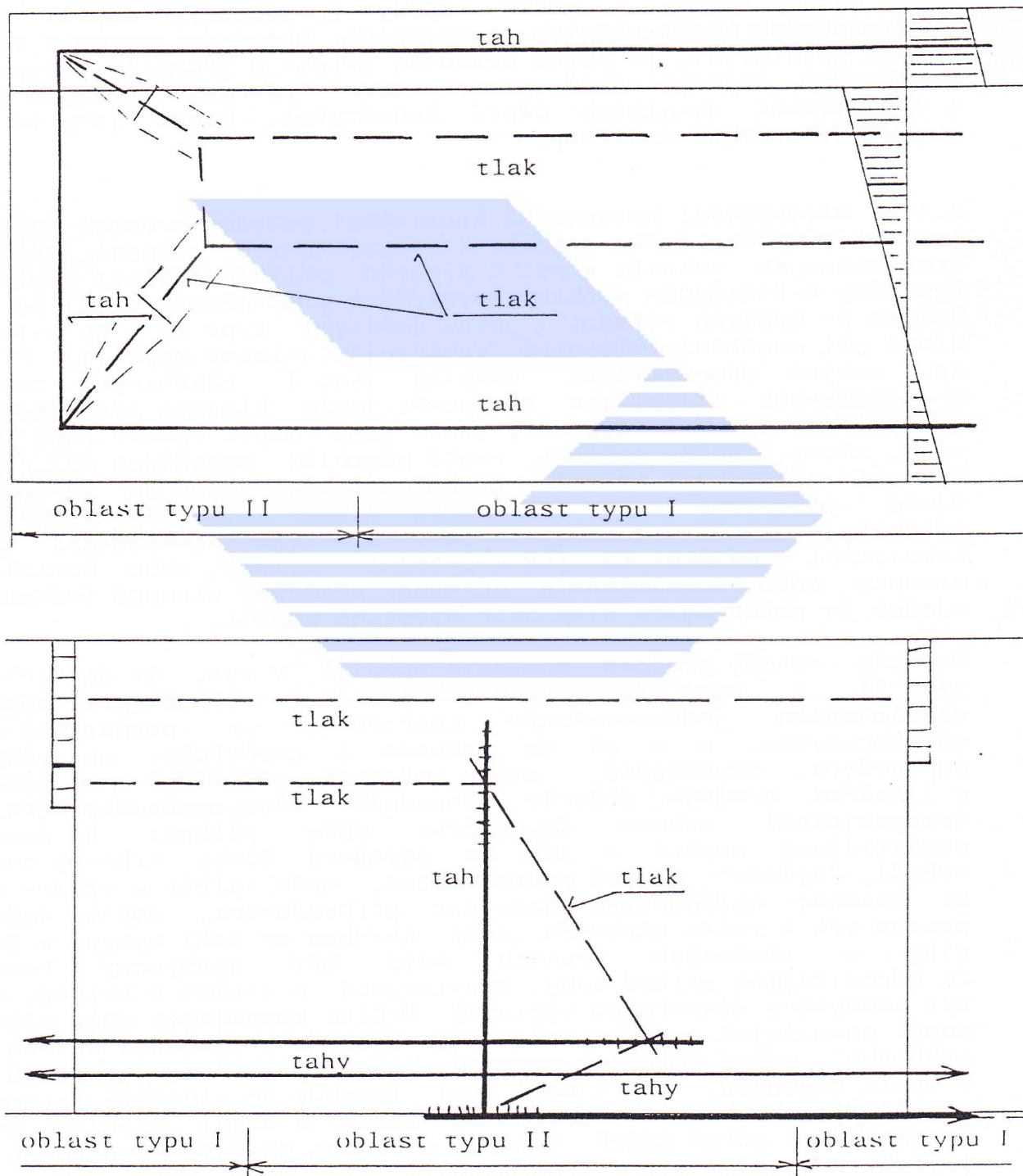
A.4.2 Dimenzování betonových konstrukcí metodou prutové analogie vychází z myšlenkového rozdělení částí (úseků, oblastí, průřezů) konstrukce na takové, v nichž alespoň přibližně platí Navierova hypotézy o lineárním průběhu poměrných přetvoření  $\epsilon_s(x)$  po řezu kolmém k myšlené střednici prvku (oblasti typu I) a na ostatní, které při namáhání evidentně deplanují (oblasti typu II). Metoda se zabývá dimenzováním oblastí typu I namáhaných momenty a normálovými silami jen okrajově; jejím hlavním předmětem je dimenzování oblastí typu II, jimiž jsou např. rámové rohy nebo uzly, zlomy, změny průřezu, okolí působišť osamělých sil, místa kotvení předpínací výztuže (i betonářské, pokud je jí mnoho), místa podepření nebo zavěšení, krátké konzoly, základové odstupky, okolí otvorů, apod., a také dimenzování částí konstrukcí namáhaných posouvajícími silami nebo kroutícími momenty nebo vícesložkovým účinkem, přičemž alespoň jednou ze složek je posouvající síla nebo kroutící moment.

Princip metody prutové analogie spočívá v tom, že daná oblast typu II, i když je součástí "nosníku" běžně při výpočtu modelovaného jednorozměrným kontinuem, je považována za vícerozměrnou, a v ní se zkusmo a empiricky, na základě doporučení, zkušeností, avšak alespoň přibližně, v souladu s lineárně pružným řešením náhradního vícerozměrného kontinua (respektování tohoto doporučení může přispět k omezení redistribuce napětí a tím ke zmenšení šířky trhlin) zvolí, vyřeší, "vyladí", doplní podrobnostmi, opět vyřeší a vyladí atd. až nakonec nadimenzuje náhradní příhradovina, jejímž taženým prutům pak v reálu odpovídá (resp. navrhne se tak) výztuž a jejíž síly v tlačенých prutech musí být zachyceny betonem (a odpovídající příčné tahy, související s tlakem v betonu, musí být zachyceny třmínkovou výztuží). Určité komplikace může přinést např. samozřejmá nutnost zakotvení výztuže v tlačенém betonu "za styčníky", odhad účinných rozměrů betonových tlačенých prutů jak v okolí styčníků, tak i mezi nimi (mnohdy se tlačенým betonovým prvkům přisuzuje tvar vřetene či láhve) a další problémy kolem "styčníků", odhad šířek trhlin a volba vhodných opatření pro jejich omezení, atd. (podrobnosti viz např. Beton - Kalender 1989, Teil II).



Poznámka - Přestože zkušenosti ukazují, že k naprosté většině poruch, kterým se dalo předejít jiným dimenzováním, dochází v oblastech typu II, věnuje se ze snadno pochopitelných "lidských" příčin (je to jednodušší) od nepaměti ve výuce, v normách, v odborné literatuře, i při navrhování, daleko větší pozornost dimenzování oblastí typu I (to je dimenzování "na rovinný i prostorový ohyb", "na normálovou sílu" a příp. na kombinaci těchto vnitřních sil), než oblastí typu II.

A.4.3 Na ukázkou jsou uvedeny jednoduché prutové modely odpovídající příkladům A.2 (první obrázek) a A.3 (druhý obrázek).





## Příloha B

Příklad výpočtového modelu spřažené konstrukce sloužícího ke stanovení účinků zatížení; výsledek řešení

### B.1 Účel a obsah přílohy B

Účelem přílohy B je ukázat na jednoduchém příkladu použití konečného prvku "ohýbaný prut na excentricitě", odpovídajícího obr.7, při vytvoření výpočtového modelu (jde o nosníkový model) zesilované (spřažené) konstrukce, který slouží ke stanovení účinků zatížení.

Cílem příkladu je pouze předvést techniku modelování a řešení. Uvedený příklad není vzorem dělení na prvky ani vzorem ničeho jiného; nelze z něj načerpat např. informace týkající se vedení výpočtu, zadávání vstupních dat, vyhodnocování výsledků nebo možností použitého programu. Aby byl příklad co nejjednodušší, nebyla zvlášť modelována rovná ani zvedaná betonářská ani předpínací výztuž a byl zadán jen jeden zatěžovací stav; záměrně jsou uvedeny vypočtené silové účinky jen v polovině délek prvků, atd..

V B.2 je uvedeno schematické znázornění modelované konstrukce (podélné schema a příčný řez) popsané zvolenými geometrickými a fyzikálními vlastnostmi výpočtového modelu s očíslováním prvků a uzlů a otisk vstupních dat. Zatížením je konstantní jednotkové poměrné zkrácení horní 0,2 m vysoké vrstvy. Odhadnutý rozsah oblastí s trhlinami a odhadnutý vliv trhlin na tuhostní charakteristiky částí spřaženého průřezu je v modelu zohledněn v souladu s doporučením 6.5.2. Excentricity byly zvoleny 0,0 m u prvků nahrazujících externí výztuž; - 1,1 m u prvků nahrazujících nadbetonovanou desku; a - 0,5 m u prvků nahrazujících původní zesilovanou konstrukci (uzly byly tedy umístěny do roviny uložení konstrukce, takže vypočtené posuvy "u" ve směru osy x jsou posuvy spodní hrany konstrukce.

V B.3 je uvedena první část řešení modelu a to vybrané silové účinky zatížení (normálové síly, ohybové momenty, posouvající síly, normálová napětí) vyčíslené uprostřed délky prvků.

V B.4 je uvedena druhá část řešení modelu a to vybrané deformační účinky zatížení vyčíslené v místech uzlů. Posuvy ve směru osy nosníku jsou hodnoty v úrovni spodní hrany (tj. v úrovni ložisek).

Pro možnost srovnání funkce dokonale spřaženého nosníku (u kterého se předpokládá, že externí výztuž je "přirostlá" po celé délce) s funkcí obdobného přerušované spřaženého nosníku (u kterého se v tomto případě předpokládalo, že externí výztuž je k betonu přikotvena jen na koncích, tj. v uzlech 6 a 36), je v B.3 a v B.4 uvedeno i řešení jinak stejného a stejně zatíženého

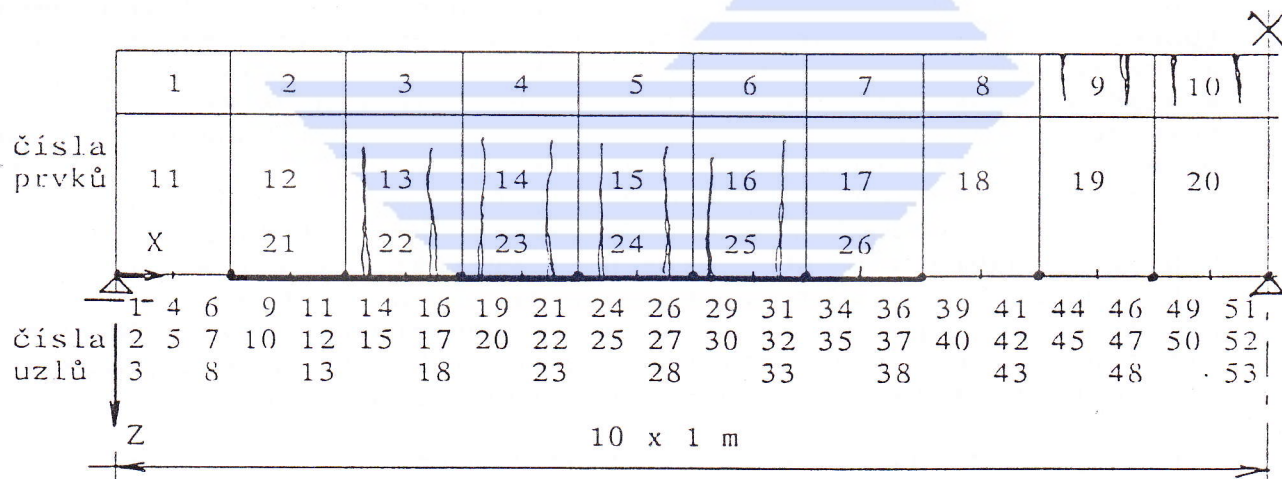


"nosníku s táhlem" na místě lepené výztuže (pro "nosník s táhlem" jsou uvedeny jen otisky vybraných výstupních údajů s několika vysvětleními v poznámkách; otisk vstupních dat a schema odpovídající první polovině B.3 však nikoliv).

Poznámka - Uvádění vstupních dat (zabírají v "Pokynu" celkem 234 řádky, tj. necelé čtyři strany) pro konkrétní programy (jde nejen o tuto přílohu B, ale i o přílohy D, F a G) je v obecném "Pokynu" pro výpočet záležitostí jistě diskutabilní a může být na ně právem pohlíženo jako na balast. Struktura těchto dat a údaje typu integer (vesměs související s "organizací" výpočtu) jsou pro uživatele "Pokynu" málo významné; při kontrolním či srovnávacím řešení těchto úloh nějakým jiným programem, se objeví a uplatní jen údaje typu real (buď beze změny nebo nějak transformované). Hlavním účelem uvedených vstupních dat však není usnadnit uživatelům "Pokynů" případné provedení kontrolních nebo srovnávacích nebo obdobných výpočtů. Otisk těchto dat tvoří také "archiv", jehož existence může usnadnit případnou revizi "Pokynu" v případě, že bude požadováno přepracovat nebo doplnit přílohu obsahující příklady.

## B.2 Zadání spřaženého nosníku (tj. zadání geometrie, materiálů a zatížení)

Rozdělení na prvky, očíslování prvků a uzlů, uložení:



Poznámka - U přerušované spřažené nosníku (= u nosníku s táhlem mezi uzly 6 a 36) byl počet prvků 21 (nikoliv 26); externí nepřilepená výztuž (= táhlo) byla modelována jedním prvkem délky 6,0 m připojeným jen na koncích (nikoliv šesti prvky délky 1 m připojenými průběžně), a počet parametrů deformace byl 55 (nikoliv 53). "Táhlo" bylo modelováno prutem majícím samostatný posuv středu (tento posuv byl označen jako parametr deformace č.54); a samostatné zkosení táhla smykem, byť v tomto případě nulové a bezpředmětné, bylo parametrem deformace č.55).



# Otisk kompletních vstupních dat (pro případ "dokonalé spřažení")

## I. Vstupní data pro výpočet vnitřních sil:

Plně sprazeny nosník, dvě pole

1 53 1  
8  
Zatížení: Jednotkově zkrácení horní desky

26 5 1  
8 1 1 1  
2 9 2 1  
2 11 3 1  
4 13 4 1  
4 17 3 1  
6 21 5 1

E typ  
10 1 5 1 1 6 4  
10 11 5 1 1 6 4  
6 21 5 1 6 11 9

E kod  
1 5 1  
0.0 0.0 1.0 0.0

E v11  
6.0 0.02 0.0 -1.1 -1.1  
4.0 0.01333333 0.0 -1.1 -1.1  
30.0 2.5 0.0 -0.5 -0.5  
20.0 1.66666667 0.0 -0.5 -0.5  
2.0 0.0 0.0 0.0 0.0

E v12  
0.0 0.0 0.0 0.0

E v13  
10 1 2 1 -1.0

E prv.zat.

26 1 1

E prv.tis.

E uzl.zat.

E pruziny

E spojky

1 2 1  
1 51 1  
1 52 1  
1 53 1

E uložení

E dane pd

E geom.vazby

53 1 1

E uzl.tis

## II. Vstupní data pro výpočet napětí:

text  
0 26 3  
0.2 0.00666667 0.00666667  
1.0 0.16666667 0.16666667  
0.01 1. 1.

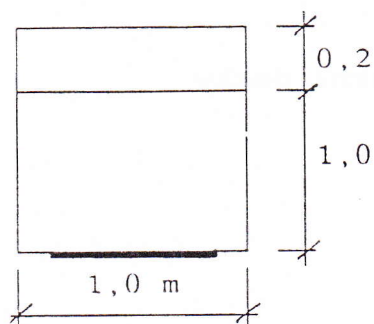
10 1 1 1  
10 11 2 1  
6 21 3 1

E typ  
26 1 0 1

E tisk



## Příčný řez a vlastnosti materiálů:



E <sub>b</sub> bez trhlin	..	30
E <sub>b</sub> s trhlinami	..	20
E <sub>a</sub> externí výztuže	..	200
plocha ext.výztuže	..	0,01 m <sup>2</sup>

## B.3 Vypočtené vnitřní síly a normálová napětí

Výpis vnitřních sil (N, M) a normálových napětí (je uvedeno horní a dolní napětí, průběh napětí po výšce prvku je lineární) uprostřed délky prvků, a uvedení reakcí:

sigma	13,3	15,4	14,5	16,2	18,0	19,8	23,0	24,9	21,9	23,2
N	3,05	3,40	3,20	3,49	3,79	4,08	4,67	4,99	4,24	4,46
M	0,013	0,010	0,010	0,008	0,006	0,004	0,002	0,000	-0,00	-0,01
sigma	17,2	18,6	17,5	18,7	19,8	21,0	23,7	25,0	20,5	21,4
sigma	-12,8	-11,4	-8,3	-7,6	-6,8	-6,0	-6,3	-5,0	0,8	2,1
N	-3,05	-3,67	-3,36	-3,54	-3,72	-3,90	-4,49	-4,99	-4,24	-4,46
M	1,62	1,30	0,83	0,67	0,51	0,35	0,30	0,01	-0,83	-1,10
sigma	6,7	4,1	1,6	0,5	-0,7	-1,8	-2,7	-4,9	-9,2	-11,0
sigma <sub>t</sub>		27,3	16,3	4,8	-6,7	-18,2	-17,9			
N <sub>t</sub>		0,27	0,16	0,05	-0,07	-0,18	-0,18			
celk.										
M	-0,20	-0,60	-0,99	-1,39	-1,79	-2,19	-2,59	-2,98	-3,38	-3,78

## uzlová zatížení (reakce):

síla:	0,398	..	..	..	..	..	..	..	..	-0,398
mom.:	0	..	..	..	..	..	..	..	..	3,978



Poznámka - U přerušované spřažené nosníku je normálová síla v táhle  $N_t$  (obecně síla mezi kotveními) konstantní a má hodnotu 0,1243, čemuž odpovídá napětí  $\sigma_t$  1,243, rovněž konstantní po celé délce táhla. Krajiní reakce vyvozená zatížením horní vrstvy objemovou změnou (zkrácením) je logicky u přerušované spřažené nosníku menší než u nosníku plně spřažené a činí -0,394 (oproti -0,398) a odpovídající moment nad vnitřní podporou činí -3,943 (oproti -3,978).

Otisk vybraných výstupních údajů:

Plne sprazeny nosnik, dve pole, jednotkove zkraceni horni desky

-----  
VNITRNI SILY A NAPETI V PRVCICH (v polovine delky)  
PRVEK\*NORM.SILA\*MZ v L/2\*POS.SILA\* NAP.VRCH\* NAP.STRED\* NAP.DOLE

1	3.05481	.01297	-.00316	13.32886	15.27404	17.21922
2	3.39945	.01037	-.00316	15.44226	16.99723	18.55220
3	3.19606	.00998	-.00472	14.48347	15.98030	17.47713
4	3.49088	.00804	-.00472	16.24820	17.45437	18.66055
5	3.78571	.00610	-.00472	18.01305	18.92854	19.84403
6	4.08055	.00417	-.00472	19.77797	20.40277	21.02758
7	4.66761	.00241	-.00316	22.97589	23.33804	23.70019
8	4.98851	.00008	-.00316	24.93104	24.94253	24.95402
9	4.23660	-.00445	-.00211	21.85089	21.18299	20.51509
10	4.45925	-.00585	-.00211	23.17440	22.29623	21.41805
11	-3.05481	1.62099	-.39470	-12.78077	-3.05481	6.67115
12	-3.67291	1.29581	-.39472	-11.44779	-3.67291	4.10196
13	-3.35910	.83158	-.39306	-8.34857	-3.35910	1.63037
14	-3.53903	.67010	-.39304	-7.55963	-3.53903	.48158
15	-3.71898	.50861	-.39307	-6.77064	-3.71898	-.66733
16	-3.89892	.34711	-.39305	-5.98161	-3.89892	-1.81623
17	-4.48906	.30179	-.39464	-6.29981	-4.48906	-2.67831
18	-4.98853	.00957	-.39466	-5.04598	-4.98853	-4.93108
19	-4.23663	-.83488	-.39572	.77264	-4.23663	-9.24591
20	-4.45928	-1.09773	-.39572	2.12707	-4.45928	-11.04564
21	.27346	.00000	.00000	27.34642	27.34642	27.34642
22	.16304	.00000	.00000	16.30368	16.30368	16.30368
23	.04816	.00000	.00000	4.81579	4.81579	4.81579
24	-.06673	.00000	.00000	-6.67326	-6.67326	-6.67326
25	-.18162	.00000	.00000	-18.16233	-18.16233	-18.16233
26	-.17855	.00000	.00000	-17.85542	-17.85542	-17.85542

Externí výztuž je připojena jen na koncích; jinak dtto

-----  
VNITRNI SILY A NAPETI V PRVCICH (v polovine delky)  
PRVEK\*NORM.SILA\*MZ v L/2\*POS.SILA\* NAP.VRCH\* NAP.STRED\* NAP.DOLE

1	3.05358	.01298	-.00313	13.32147	15.26788	17.21430
2	3.33051	.01112	-.00313	14.98512	16.65253	18.31994
3	3.14399	.01061	-.00467	14.12908	15.71996	17.31085
4	3.47007	.00825	-.00468	16.11275	17.35037	18.58800
5	3.79620	.00590	-.00468	18.09669	18.98101	19.86533
6	4.12235	.00354	-.00468	20.08073	20.61173	21.14272



7	4.69964	.00199	-.00313	23.19996	23.49822	23.79648
8	4.97039	.00020	-.00313	24.82239	24.85197	24.88155
9	4.22007	-.00435	-.00209	21.75265	21.10035	20.44805
10	4.44079	-.00574	-.00209	23.06469	22.20393	21.34318
11	-3.05358	1.62202	-.39118	-12.78569	-3.05358	6.67853
12	-3.34296	1.38952	-.39120	-11.68005	-3.34296	4.99414
13	-3.15646	.88383	-.38956	-8.45943	-3.15646	2.14651
14	-3.48255	.68757	-.38964	-7.60799	-3.48255	.64290
15	-3.80869	.49129	-.38966	-6.75644	-3.80869	-.86094
16	-4.13485	.29500	-.38964	-5.90485	-4.13485	-2.36485
17	-4.71220	.24855	-.39119	-6.20352	-4.71220	-3.22088
18	-4.97053	.02465	-.39124	-5.11845	-4.97053	-4.82261
19	-4.22021	-.81538	-.39229	.67207	-4.22021	-9.11248
20	-4.44093	-1.07595	-.39229	2.01476	-4.44093	-10.89662
21	.01243	.00000	-.00000	1.24300	1.24300	1.24300

Poznámka - Malé rozdíly mezi vypočtenými vnitřními silami i deformacemi (viz B.4) u nosníku dokonale spřaženého a u nosníku přerušovaně spřaženého (šlo o nosník s táhlem o téže ploše, jakou měla přilepená externí výztuž dokonale spřaženého nosníku), zjištěné v tomto příkladě, nejsou pravidlem, ale spíše výjimkou; v uvedeném příkladu je toho příčinou (zčásti) charakter zvoleného zatížení.

#### B.4 Vypočtené posuvy a reakce

Otisk vybraných výstupních údajů (posuvy "u" a posuvy osy jsou ve směru X a v úrovni ložisek, posuvy "w" jsou ve směru Z):

Plně sprázený nosník, dvě pole, jednotkové zkrácení horní desky

PARAMETRY DEFORMACE A UZLOVA ZATÍŽENÍ

UZEL\*POSUV U\*SILA FX\*POSUV W\*SILA FZ\*ROT.FIY\*MOM.MY\*POSUV OSY

1	.58951	6.000	.00000	.398	-1.93267	-6.600	
4							.70760
6	.81188	.000	1.60080	.000	-1.28427	.000	
9							.88590
11	.94861	.000	2.61928	.000	-.76595	.000	
14							.99655
16	1.03013	.000	3.12767	.000	-.26700	.000	
19							1.04935
21	1.05421	.000	3.18557	.000	.13506	.000	
24							1.04471
26	1.02084	.000	2.88985	.000	.44023	.000	
29							.98262
31	.93003	.000	2.33742	.000	.64850	.000	
34							.89104
36	.84075	.000	1.62194	.000	.76921	.000	
39							.76548
41	.67638	-2.000	.84313	.000	.77304	2.200	



44							.52979
46	.36819	.000	.22831	.000	.43909	.000	
49							.19159
51	.00000	-4.000	.00000	-.398	.00000	.422	

Externí výztuž je připojena jen na koncích; jinak dtto

PARAMETRY DEFORMACE A UZLOVA ZATÍŽENÍ

UZEL\*POSUV U\*SILA FX\*POSUV W\*SILA FZ\*ROT.FIY\*MOM.MY\*POSUV OSY

1	.56782	6.000	.00000	.394	-1.97198	-6.600	
4							.68597
6	.79043	.000	1.63997	.000	-1.32317	.000	
9							.88052
11	.95690	.000	2.67764	.000	-.76737	.000	
14							1.01996
16	1.06423	.000	3.17004	.000	-.23707	.000	
19							1.08970
21	1.09638	.000	3.19103	.000	.17547	.000	
24							1.08425
26	1.05333	.000	2.85835	.000	.47025	.000	
29							1.00361
31	.93509	.000	2.28979	.000	.64725	.000	
34							.88825
36	.82772	.000	1.58522	.000	.74667	.000	
39							.75419
41	.66697	-2.000	.82602	.000	.75653	2.200	
44							.52253
46	.36322	.000	.22388	.000	.43038	.000	
49							.18904
51	.00000	-4.000	.00000	-.394	.00000	.457	
54							.80908



## Příloha C

### Zatížení spřaženého nosníku dotvarováním betonu

#### C.1 Účel a obsah přílohy C

Příloha C obsahuje poznámky a doporučení týkající se stanovení zatížení spřaženého nosníku (resp. jeho částí) dotvarováním betonu, jejichž účelem je pojednat některé detaily vedení výpočtu (jde zejména o diskretizaci času a o výpočet tzv. efektivních časů). Uvažovaný postup výpočtu, vycházející z definice dotvarování betonu jako zatížení konstrukce (resp. části konstrukce) poměrným normálovým přetvořením, respektuje možnosti výpočtového modelu popsaneho v 6.8.

#### C.2 Stanovení deformačního zatížení nahrazujícího dotvarování betonu

Dotvarování betonu je v této příloze C chápáno jako sekundární deformační zatížení konstrukce, které vzniká během času v důsledku působení normálových napětí betonu.

Přírůstek dotvarování  $\text{deps}(t_2, t_1)$  za časový interval  $(t_1, t_2)$  od konstantního normálového napětí betonu  $\sigma(t_0)$ , které začalo působit v čase  $t_0$  (případně, při užití tzv. teorie stárnutí, která předpokládá, že dotvarování nezávisí na stáří betonu při vnesení napětí, od konstantního normálového napětí betonu  $\sigma$ , u kterého nezáleží na tom, kdy začalo působit), je normálové poměrné přetvoření, které lze stanovit pomocí vztahu:

$$\text{deps}(t_2, t_1) = \frac{\phi(t_2, t_0) - \phi(t_1, t_0)}{E_b} \times \sigma(t_0)$$

případně pomocí vztahu:

$$\text{deps}(t_2, t_1) = \frac{\phi(t_2) - \phi(t_1)}{E_b} \times \sigma$$

Ve vztazích je:

$\phi(t, t_0)$  součinitel dotvarování příslušný betonu, jehož stáří je  $t$ . Je to  $E_b$  násobek poměrného délkového přetvoření iniciovaného za časový interval  $(t_0, t)$  konstantním jednotkovým normálovým napětím betonu, které začalo působit v čase  $t_0$ . Funkce dotvarování poskytující tento součinitel uvádí např. ČSN 73 1201, návrh ČSN 73 6206/90 a Eurokód 2.

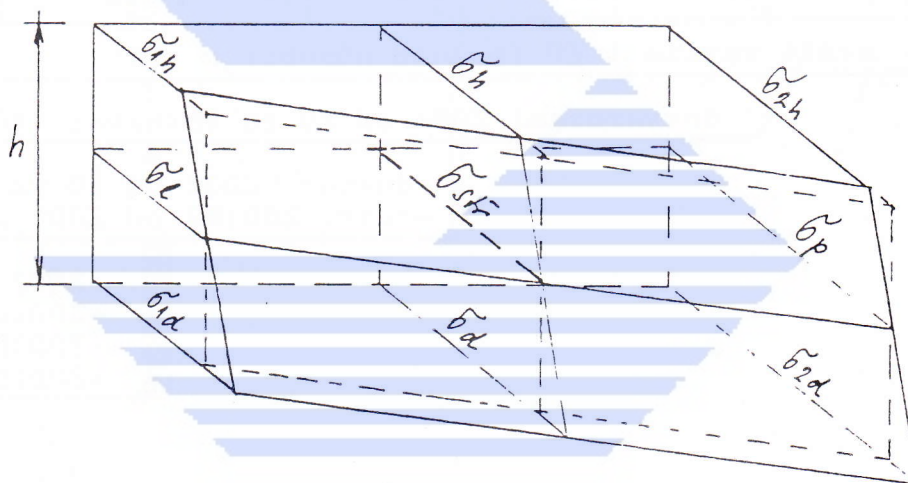


$\phi(t)$  součinitel dotvarování příslušný betonu, jehož stáří je  $t$ . Je to  $E_b$  násobek poměrného délkového přetvoření iniciovaného za časový interval  $(0, t)$  konstantním jednotkovým normálovým napětím betonu, které začalo působit v čase 0. Tento součinitel je uveden např. v ČSN 73 6207.

$E_b = E_{b,28}$  normový (charakteristický) modul pružnosti betonu (neproměnný v čase). Změna  $E_b$  v čase je, resp. může být, zohledněna ve funkci dotvarování  $\phi$ .

### C.3 Výpočet součinitele dotvarování

C.3.1 Řešením výpočtového modelu "spřažený nosník", popsaného v 6.8, jsou (resp. mohou být) mj. momenty a normálové síly, o kterých lze předpokládat, že mají po prvcích lineární průběh (resp. lze je takto stanovit):



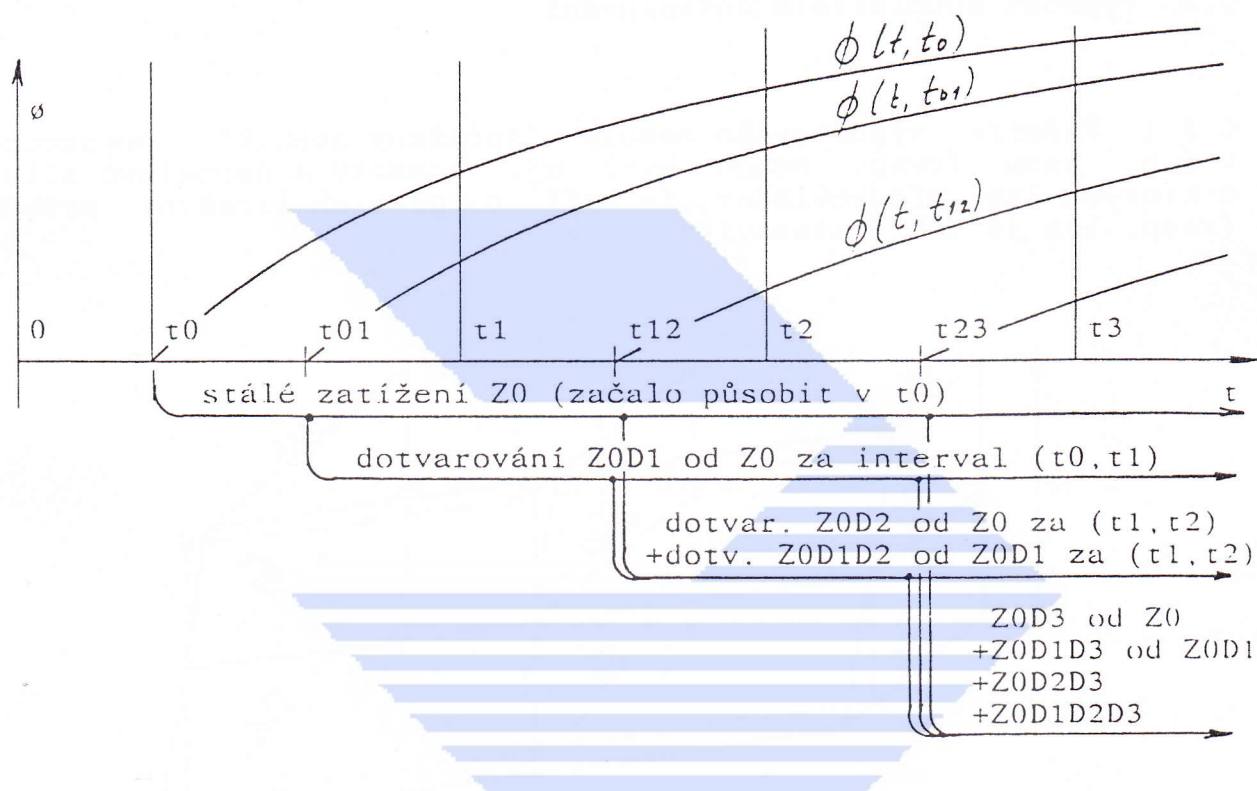
Poznámka - Příklad od příkladu, program od programu, bývají vyčíslovány např. čtyři hodnoty napětí v rozích prvků, nebo dvě protilehlé hodnoty uprostřed prvků (bud' podél nebo napříč) nebo dokonce jen jedna hodnota napětí uprostřed (v těžišti) prvků. Tato okolnost nemá vliv na zásady výpočtu součinitele dotvarování; přihlíží se však k ní při volbě hustoty dělení spřažené konstrukce na prvky, a to jak ve směru "horizontálním", tak i "vertikálním"; a také může ovlivnit volbu druhů zatěžovacích vektorů zohledňujících působení zatížení normálovým poměrným prodloužením (např. pokud nejsou na prvcích vyčíslována napětí "sigmahorní" a "sigmadolní", těžko mohou být prvky zatěžovány zakřivením).



### C.3.2 Za předpokladu, že současně:

- se uvažuje dotvarování betonu závislé na stáří betonu při vzniku příslušného normálového napětí (což bude u běžných zesilovaných mostních konstrukcích málokdy nutné);
- dotvarování betonu vyvoluje nejen deformační, ale i silové účinky, zejména normálová napětí (což u mostních konstrukcí zesilovaných železobetonovou deskou nastane téměř vždycky),

má jedno každé dlouhodobě působící zatížení, které začalo (nebo i přestalo) působit v čase  $t_0$ , za následek lavinovitě narůstání počtu zatížení, lišících se časem začátku působení, v závislosti na zvolené diskretizaci času:

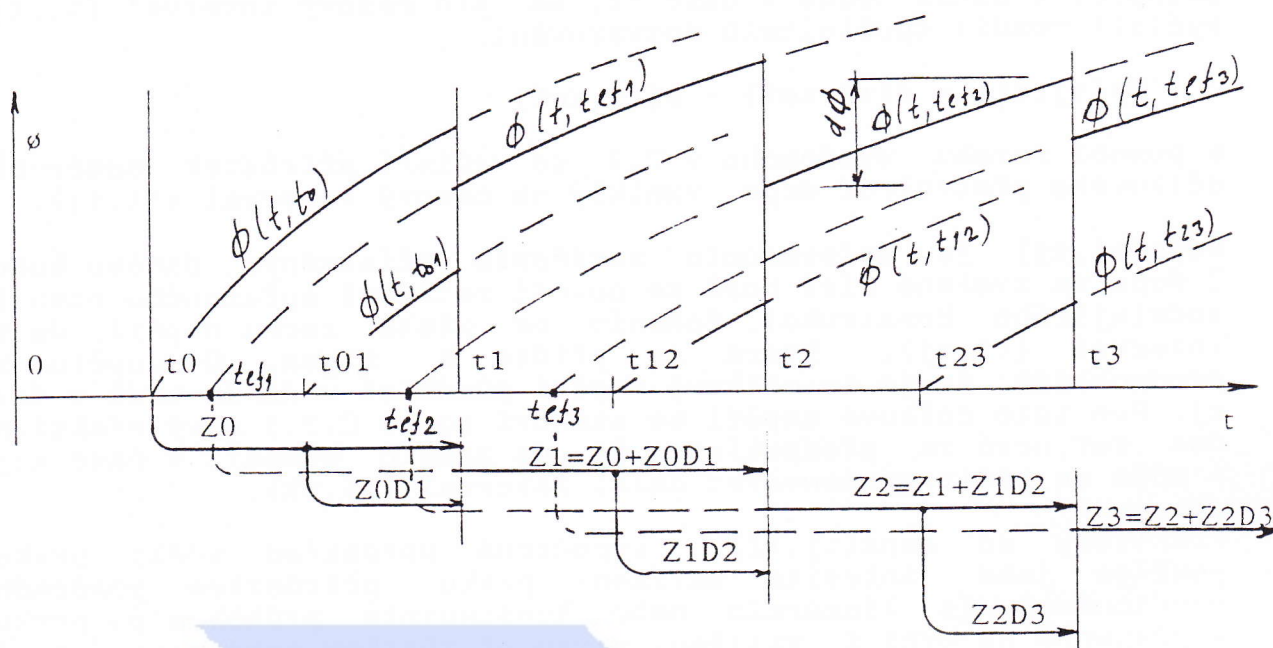


C.3.3 Jedním z možných úniků (jinou cestou může být nahrazení funkce dotvarování několika členy Dirichletovy řady s počátkem v  $t_0$  a rozklad napětí do amplitud závisle na čase, kdy toto napětí začalo působit) z této těžko zvládnutelné laviny velkého množství různých zatížení (vhodný počet časových intervalů jsou desítky až stovky) je zavádění tzv. "efektivních časů"  $t_{ef}$ , čili takových časů příslušných dvěma napětím  $s_i$  a  $s_j$ , která začala působit v časech  $t_i$  a  $t_j$ , při kterých by bylo dotvarování vyvozené napětím  $(s_i + s_j)(t_{ef})$ , které má začátek působení v čase  $t_{ef}$ , alespoň přibližně rovno součtu dotvarování od napětí  $s_i(t_i)$  a od napětí  $s_j(t_j)$ . Efektivní čas  $t_{ef}$  tedy odpovídá podmínce:

$$\text{dotvarování od } (s_i + s_j)(t_{ef}) = \text{dotv. od } s_i(t_i) + \text{dotv. od } s_j(t_j)$$

v níž je však kromě  $t_{ef}$  neznámý i čas (či časy), ve kterém má podmínka platit. Je tedy nutno zvolit další požadavek (či požadavky); lze požadovat, aby uvedená podmínka rovnice byla splněna např. buď přesně v jednom zvoleném "významném" čase  $t_k$  (pak stačí řešit rovnici iterací), nebo "co nejlépe" v "n"

zvolených časech, apod.. Uvedený postup redukování počtu zatížení lze znázornit schematem:



Vzhledem k povaze úlohy i k povaze používaných funkcí dotvarování není přílišná úzkostlivost při výpočtu efektivních časů  $t_{ef}$  namísto. Prakticky dostačující se ukázalo volit jako "významný" čas  $t_k$  střed následujícího časového intervalu a např. pro zatížení existující v čase  $t_1$  (v souladu s uvedeným schematem) určit  $t_{ef1}$  ze vztahu:

$$\phi(t_{12}, t_{ef1}) = \frac{s(t_0) \cdot \phi(t_{12}, t_0) + s(t_{01}) \cdot \phi(t_{12}, t_{01})}{s(t_0) + s(t_{01})}$$

v dalším kroku pak pro zatížení existující v čase  $t_2$  určit  $t_{ef2}$  ze vztahu:

$$\phi(t_{23}, t_{ef2}) = \frac{s(t_{ef1}) \cdot \phi(t_{23}, t_{ef1}) + s(t_{12}) \cdot \phi(t_{23}, t_{12})}{s(t_{ef1}) + s(t_{12})} \quad \text{atd.}$$

Ve vztazích je:

$s(t_0)$  ... napětí od zatížení  $Z_0$   
 $s(t_{01})$  ... napětí od dotvarování  $Z_{0D1}$   
 $s(t_{ef1}) = s(t_0) + s(t_{01})$  ... napětí od zatížení  $Z_1 = Z_0 + Z_{0D1}$   
 $s(t_{12})$  ... napětí od dotvarování  $Z_{1D2}$   
 $s(t_{ef2}) = s(t_{ef1}) + s(t_{12})$  ... napětí od zatížení  $Z_2 = Z_1 + Z_{1D2}$   
 $s(t_{23})$  ... napětí od dotvarování  $Z_{2D3}$  ... atd..

*Poznámka - Při aplikaci teorie stárnutí (ČSN 73 6207), podle které nezáleží na čase začátku působení napětí, není třeba hledat žádné efektivní časy a napětí se jednoduše stále přičítají. U "staticky určité konstrukce", u níž deformační zatížení a tedy ani dotvarování nezpůsobují změnu napětí, k lavinovitému růstu počtu zatížení lišících se počátkem působení, ani k jiným "potížím" (např. k redistribuci vnitřních sil) nedochází.*



C.3.4 Po stanovení  $t_{ef}$ , platného pro všechno napětí  $\sigma$  působící v daném bodě v čase  $t_i$ , se pro časový interval  $(t_i, t_j)$  vyčíslí rozdíl součinitelů dotvarování:

$$d\phi(t_j, t_i) = \phi(t_j, t_{ef}) - \phi(t_i, t_{ef})$$

a pomocí vztahu uvedeného v C.2 se vyčíslí přírůstek poměrného délkového přetvoření  $\epsilon_{ps}$ , vzniklý za časový interval  $(t_i, t_j)$ .

$\epsilon_{ps}(t_i, t_j)$  je deformačním zatížením příslušným danému bodu. Z  $\epsilon_{ps}$  ve zvolené síti bodů se odvodí zatížení spráženého nosníku modelujícího konstrukci; řešením se získá změna napětí  $\sigma$  za interval  $(t_i, t_j)$ , která se přičte k  $\sigma$ . O součtu se předpokládá, že je to celkové napětí působící v daném bodě v čase  $t_j$ . Pro toto celkové napětí se stanoví podle C.3.3 nový efektivní čas  $t_{ef}$ , nové za předpokladu, že  $\sigma$  začalo působit v čase  $t_{ij}$ . A může se začít zpracovávat další interval  $(t_j, t_k)$ .

Prakticky se  $\epsilon_{ps}(t_j, t_i)$ , vypočtené uprostřed výšky prvku, použije jako intenzita zatížení prvku přírůstkem poměrného prodloužení (s lineárním nebo konstantním průběhem po prvku) a případně se určí i zatížení prvku přírůstkem zakřivení (rovněž s lineárním nebo konstantním průběhem po prvku) s intenzitou:

$$d\phi \times (\sigma_{horní} - \sigma_{dolní}) / (E_b \times h)$$

odpovídající schematu uvedenému v C.3.1.

C.3.5 Postup stanovení zatížení konstrukce dotvarováním popsáný v C.3.4 bývá prakticky vyhovující jen v případech, kdy přírůstek napětí  $\sigma$  vyvozený během intervalu buď působením zatížení  $\epsilon_{ps}$ , nebo i případným jiným zatížením plynule narůstajícím během času, např. smršťováním betonu nebo dotvarováním předpínací výztuže, nepřekračuje několik málo procent (cca tři až čtyři). Pro dosažení běžné přesnosti výpočtu (cca 20%) si popsáný postup vyžaduje zvolit poměrně značný počet intervalů; je-li čas  $t_0$  menší než cca měsíc, tak i přes sto. Z tohoto hlediska je zvláště náročný výpočet účinků smršťování betonu a jím vyvozeného dotvarování.

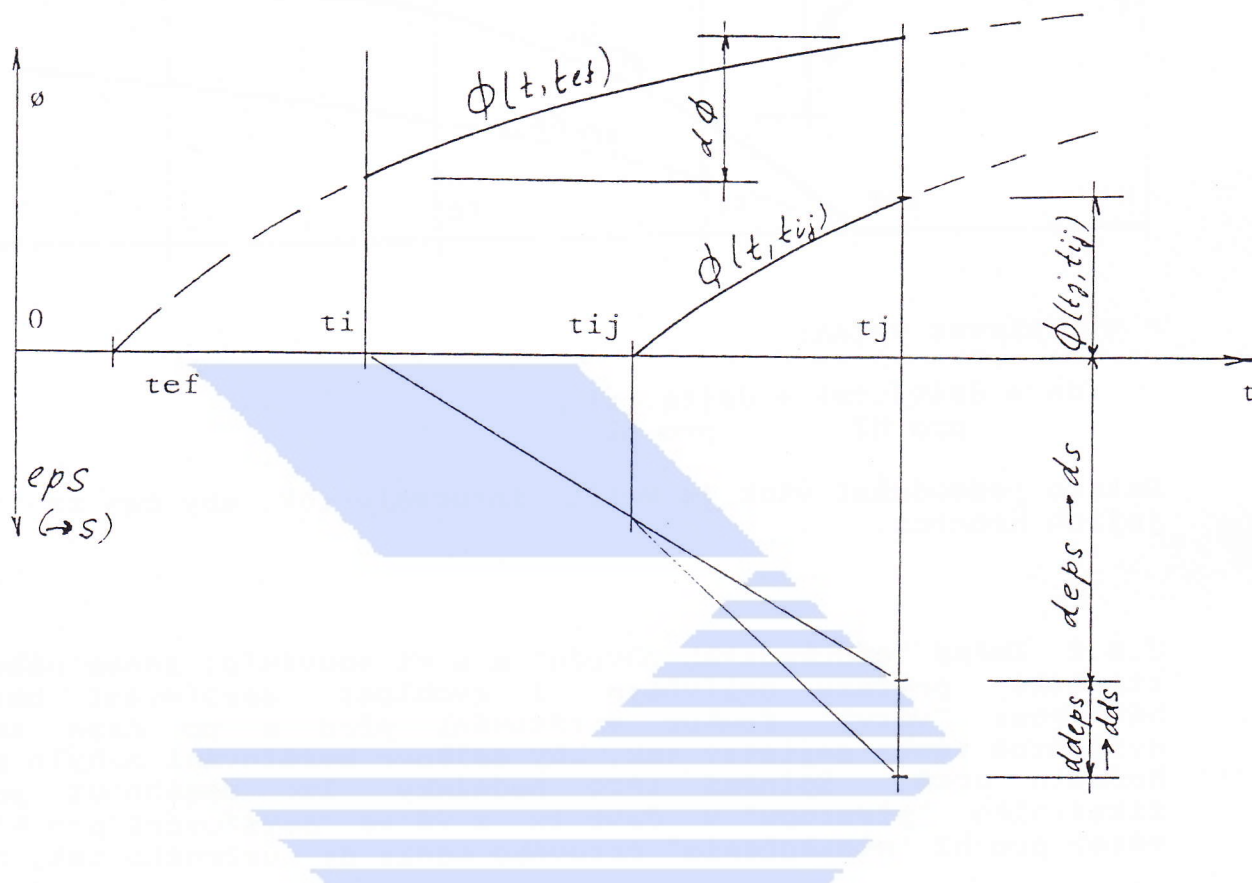
Kromě popsání zvyšování počtu časových intervalů se nabízí i alternativní cesta k požadované přesnosti, a to cesta "korekcí", které lze přirovnat k "úrokům z úroků" (a případně i "korekcí z korekcí" odpovídajících "úrokům z úroků z úroků"). Zavedení korekcí odpovídá dále uvedené úvaze a schematu:

Zatížení odpovídající  $\epsilon_{ps}(t_j, t_i)$  a případně i smršťování betonu, dotvarování předpínací výztuže, apod., přirůstá během intervalu  $(t_i, t_j)$  přibližně lineárně od nuly do konečné hodnoty a přitom vyvozuje změnu napjatosti, která je rovněž rostoucí od nuly do konečné hodnoty  $\sigma$ . Tato změna napětí evidentně zapříčiňuje vznikání dalšího dotvarování během intervalu. Konečnou hodnotu tohoto "korekčního" (doplňkového) dotvarování označme  $d\epsilon_{ps}$  a jím vyvozené "korekční" napětí  $d\sigma$ . Přibližně lze  $d\epsilon_{ps}$  vypočíst za předpokladu, že celé  $\sigma$  začalo působit najednou v čase  $t_{ij} = t_i + t_j/2$ , takže  $d\epsilon_{ps}$  se stanoví ze vztahu:

$$d\epsilon_{ps}(t_j, t_i) = \phi(t_j, t_{ij}) \times \sigma / E_b$$

Tímto ddeps se zatíží výpočtový model konstrukce, řešením se získá napjatost dds; a za napětí působící v čase tj se považuje součet sigma+ds+dds, kde o přírůstku ds+dds za interval (ti,tj) se dále předpokládá, že celý začal působit v čase tij.

Korekcí popsané korekce by bylo stanovení dddeps příslušného k dds a stanovení ddds, atd..



Zavedení korekcí sice komplikuje výpočet, ale umožňuje dosáhnout dostatečné přesnosti účinků dotvarování i v případech, kdy změna napětí během intervalů dosahuje i cca 15 až 20%, což obvykle dovoluje snížit počet časových intervalů pod dvacet.

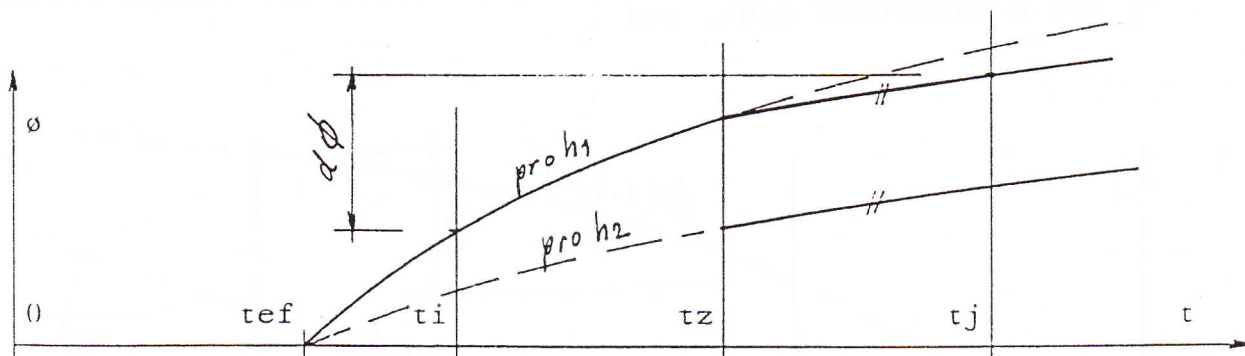
V obou případech, tj. při výpočtu účinků dotvarování s korekcemi během intervalů i bez korekcí, je vhodné volit délky intervalů tak, aby hodnoty dσ byly přibližně stejné, což vede k velmi rozdílným délkám trvání časových intervalů. Trvání prvních intervalů se obvykle volí ve dnech až hodinách, trvání posledních intervalů v desetiletích až letech.

#### C.4 Změna náhradní tloušťky průřezu

C.4.1 Dobetonováním spřažené desky, položením izolace, apod., dochází u nosných konstrukcí betonových mostů ke změně náhradní



tloušťky průřezu (způsobené změnou délky tzv. "ofouknutého obvodu") z  $h_1$  na  $h_2$ . Tato okolnost může ovlivnit výpočet rozdílu součinitelů dotvarování  $d\phi(t_j, t_i)$  v případech, kdy čas  $t_z$ , při kterém došlo ke změně náhradní tloušťky, padne dovnitř intervalu  $(t_i, t_j)$ . Při výpočtu  $d\phi$  lze postupovat podle schematu:



a vyčíslovat vztah:

$$d\phi = d\phi(t_j, t_z) + d\phi(t_z, t_i)$$

pro  $h_2$                       pro  $h_1$

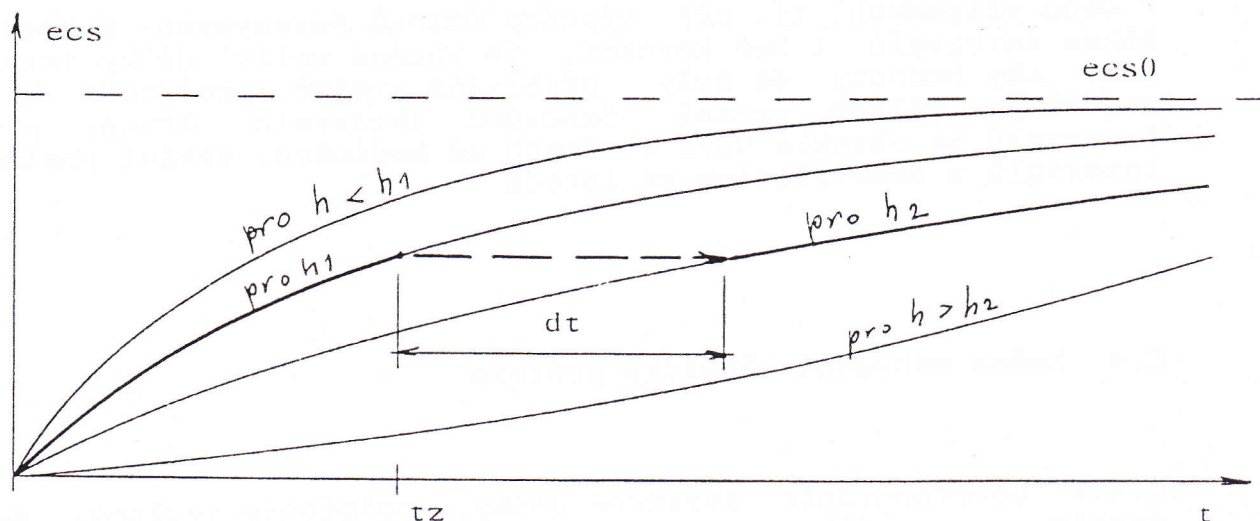
Daleko jednodušší však je volit intervaly tak, aby čas  $t_z$  tvořil jejich hranici.

C.4.2 Změna "ofouknutého obvodu" a s ní související změna náhradní tloušťky průřezu ovlivňuje i rychlost smršťování betonu. Návaznost "větví" funkce smršťování před a po čase  $t_z$  je evidentně třeba zajistit tak, aby celkové smršťování nabylo právě hodnotu  $ecs_0$ . Splnění této podmínky lze dosáhnout pomocí fiktivního "přestupu" v čase  $t_z$  z větve smršťování pro  $h_1$  na větve pro  $h_2$  "přeskočením" časového úseku  $dt$ , určeného tak, aby:

$$esc(t_z) = esc(t_z + dt)$$

pro  $h_1$                       pro  $h_2$

což odpovídá schematu:



## Příloha D

Vliv konečné tuhosti spřažení na vnitřní síly a posuvy částečně spřaženého nosníku

### D.1 Účel a obsah přílohy D

Účelem přílohy D je ukázat na jednoduchém a proto snad názorném příkladu spřaženého prostě uloženého nosníku vliv různé tuhosti spřažení na jeho chování, tj. na posuvy i vnitřní síly. Příklad je zvolen tak, aby výsledky řešení umožnily učinit závěry platné pro celou třídu podobných úloh.

Příloha D uvádí výsledky parametrické studie, která spočívá v modelování a řešení částečně spřaženého nosníku (tvarem, rozměry i dalšími vlastnostmi podobného nosníkům, jimiž se z jiných důvodů zabývají i přílohy A, B, F a G), přičemž proměnný parametr je jen jeden a to smyková tuhost spřažení definovaná v 6.9.2 a označená jako DS. V tomto příkladu byly uzly umístěny v úrovni spřažení, takže vypočtené posuvy ve směru osy x jsou posuvy spodní části nadbetonované desky a posuvy horní části původní konstrukce.

Pro některé případy mohou uvedené konkrétní výsledky přímo potvrdit (nebo naopak zpochybnit) vhodnost praktického použití plně spřaženého nosníkového modelu; pro další případy se snad v této příloze nalezne alespoň inspirace, jak jednoduchým způsobem přibližně stanovit účinnost spřažení.

Zadání částečně spřaženého nosníku a popis použitého výpočtového modelu je v D.2; vybrané výsledky řešení odpovídající různým tuhostem spřažení obsahuje tabulka uvedená v D.3 (uvedené vnitřní síly, napětí a průhyb odpovídají středu nosníku; intenzita "střihu" ve spřažení a vodorovné posuvy odpovídají kraji nosníku). V D.4 jsou kompletní tisky pro jeden vybraný případ a to pro případ odpovídající sedmému řádku tabulky uvedené v D.3.

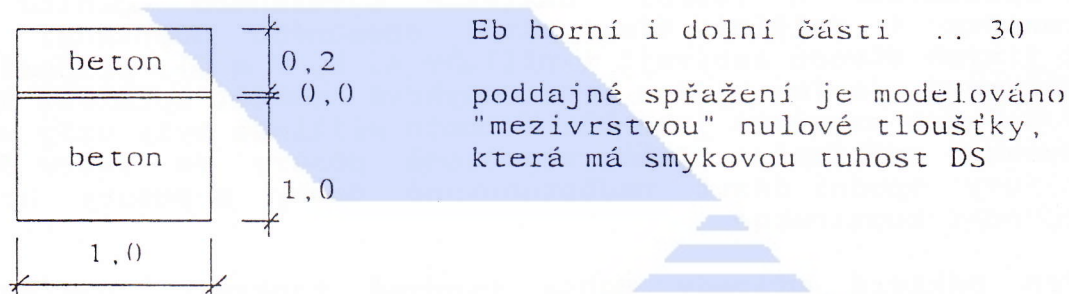
*Poznámka - Modelování i řešení modelů částečně spřažených i dokonale spřažených konstrukcí může (při užití vhodného programového vybavení) probíhat téměř stejně. Zásadní "filosofický" rozdíl mezi částečně a dokonale spřaženou konstrukcí se projeví až při zjišťování "mezních stavů" (odporů), neboť příčný řez částečně spřaženou konstrukcí není jedním průřezem, při jehož analýze by bylo přípustné aplikovat postupy uvedené v kap.7, ale několika průřezy, které je třeba analyzovat samostatně (resp. téměř samostatně). Při ověřování spolehlivosti řezu částečně spřažené konstrukce zatížené ohybovými momenty a normálovými silami proti porušení způsobenému překročením mezního délkového poměrného přetvoření se tedy posuzuje zvlášť horní deska a zvlášť spodní část řezu. Navíc jsou však průřezy poddajnější horní desky vázány se spodním průřezem, který je tužší, podmínkou společného spádu přetvoření (společné křivosti). Kdyby byl tužší horní průřez, vázala by uvedená podmínka*



maximálně přípustný rozdíl přetvoření horních a spodních vláken spodního průřezu (obecně platí, že u nejtuzší části řezu spráženou konstrukcí rozhoduje jen mezní přetvoření, kdežto mezní stav poddajnější části řezu může být, obvykle však co do výsledných hodnot ( $\mu$ ,  $\nu$ ) jen nepatrně a prakticky zanedbatelně, ovlivněn uvalenou vazbou). Při tomto posuzování se (ve prospěch bezpečnosti a tudíž v neprospěch hospodárnosti, avšak při použití běžných, snadno sestavitelných i snadno řešitelných výpočtových modelů) nepředpokládá již žádná další "vertikální" redistribuce vnitřních sil po řezu nedokonale sprážené konstrukce; každá část řezu má být schopna sama převzít ty vnitřní síly, které jí přisoudilo řešení částečně spráženého nosníku.

## D 2 Zadání částečně spráženého nosníku (tj. zadání geometrie, materiálů, tuhosti sprážení a zatížení)

Příčný řez:



Rozdělení na prvky, očíslování prvků a uzlů, uložení a zatížení:

druhy prvků:

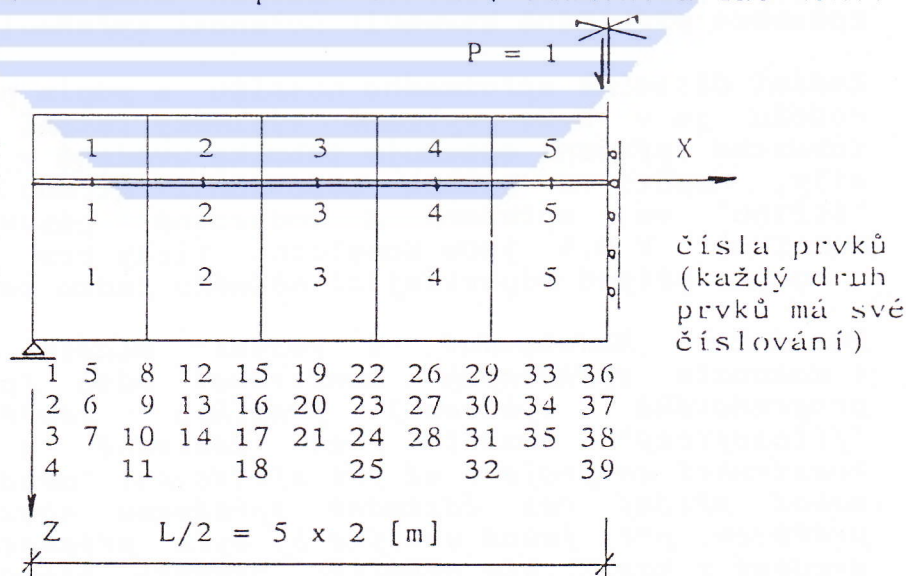
1 (pruty rámu):

2 (mezivrstva):

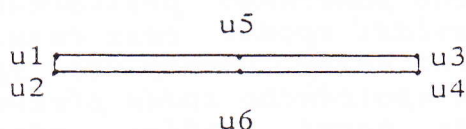
3 (pruty rámu):

čísla

uzlů:



Schema prvku "mezivrstvy" (byl použit prvek s nulovou tloušťkou):



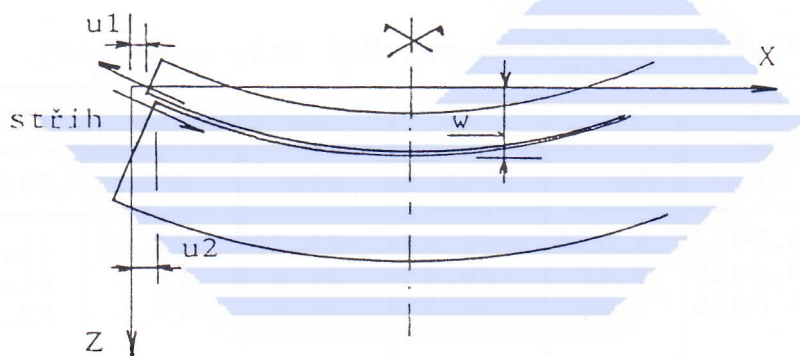
Parametry deformace prvku mezivrstvy jsou rozdíly posuvů dolního a protilehlého horního povrchu  $u_2 - u_1$ ,  $u_4 - u_3$  a  $u_6 - u_5$ ; průběh rozdílu po délce prvku je kvadratický; vnitřní síla (nazvaná v tiscích "střih"), která pracuje na rozdílu, je  $DS \times \text{rozdl}$ . Pokud není popsán prvek obsažen v programovém systému, který má být použit k řešení částečně spřaženého nosníku, lze jeho funkci přibližně nahradit dvojicí nebo trojicí vnitřních pružných vazeb (spojek) s tuhostí odpovídající integrálu z  $DS$  po sběrné oblasti.

### D.3 Výběr z výsledků řešení řady částečně spřažených nosníků lišících se tuhostí spřažení

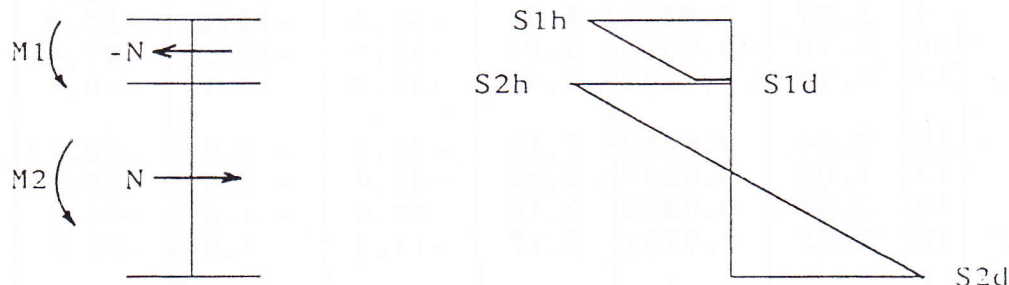
Vysvětlivky k tabulce:

-  $DS$ ,  $hs$ ,  $hs/L$  ...  $DS$  je vstupní údaj,  $hs$  i  $hs/L$  jsou z něj odvozeny (vysvětlení viz 6.9.2);

- Posuvy  $u_1$ ,  $u_2$  (na kraji nosníku), průhyb  $w$  (uprostřed), intenzitu smykové síly "střih" (její hodnotu na kraji nosníku) znázorňuje schema:



- Hodnoty uprostřed rozpětí, a to vnitřních sil (vlevo) a napětí (vpravo) znázorňuje schema:





První část tabulky (zadané tuhosti, vypočtené posuvy):

1	2	3	4	5	6	7	8
ř.	DS	hs	hs/L	u1	u2	u2-u1	w
1	nekoneč	0	0	4,630	4,630	0	77,5
2	100	0,13	0,007	4,625	4,632	0,007	77,8
3	10	1,3	0,07	4,59	4,66	0,07	78,2
4	5	2,7	0,13	4,55	4,69	0,14	78,7
5	3	4,5	0,22	4,50	4,73	0,23	79,2
6	1,8	7,5	0,38	4,41	4,80	0,39	80,1
7	1,2	11,4	0,57	4,31	4,89	0,58	81,2
8	0,8	16,8	0,84	4,15	5,01	0,86	82,7
9	0,5	27,0	1,35	3,88	5,23	1,45	85,1
10	0,30	45	2,25	3,45	5,58	2,13	88,9
11	0,18	75	3,75	2,84	6,06	3,22	93,9
12	0,12	113	5,7	2,25	6,54	4,29	98,8
13	0,08	168	8,4	1,58	7,07	5,49	104,2
14	0,05	270	13,5	0,80	7,69	6,89	110,6
15	0,02	680	34	-0,51	8,74	9,25	121,1
16	0,005	2700	135	-1,54	9,57	11,11	129,4
17	0,001	13500	670	-1,89	9,84	11,73	132,1
18	0	nekoneč	nekoneč	-1,984	9,921	11,905	132,90

Druhá část tabulky (vypočtené vnitřní síly a napětí):

1	9	10	11	12	13	14	15	16
ř.	N	M1	M2	S1h	S1d	S2h	S2d	střih
1	6,94	0,0463	5,796	-41,67	-27,78	-27,78	41,67	0,695
2	6,75	0,0465	5,81	-40,7	-26,8	-28,1	41,7	0,695
3	6,55	0,0475	5,94	-39,9	-25,6	-29,1	42,2	0,695
4	6,40	0,0482	6,03	-39,2	-24,8	-29,8	42,6	0,694
5	6,26	0,0490	6,13	-38,6	-24,0	-30,5	43,0	0,694
6	6,06	0,0500	6,25	-37,8	-22,8	-31,4	43,6	0,694
7	5,86	0,0510	6,38	-37,0	-21,6	-32,5	44,1	0,692
8	5,62	0,0522	6,53	-35,9	-20,3	-33,6	44,8	0,687
9	5,27	0,0540	6,74	-34,4	-18,2	-35,2	45,7	0,672
10	4,79	0,0563	7,04	-32,4	-15,5	-37,4	47,0	0,638
11	4,19	0,0592	7,40	-29,8	-12,1	-40,2	48,6	0,579
12	3,64	0,0619	7,73	-27,5	-8,9	-42,7	50,0	0,515
13	3,05	0,0647	8,09	-25,0	-5,6	-45,5	51,7	0,439
14	2,36	0,0680	8,50	-22,0	-1,6	-48,6	53,4	0,345
15	1,25	0,0734	9,17	-17,3	4,8	-53,8	56,3	0,185
16	0,37	0,0776	9,70	-13,5	9,8	-57,8	58,6	0,056
17	0,08	0,0790	9,87	-12,2	11,4	-59,1	59,3	0,012
18	0	0,0794	9,921	-11,91	11,91	-59,53	59,53	0

Poznámka - Rozměry veličin v tabulce jsou [m] a [MN] (a veličiny z nich odvozené), avšak tato okolnost ani absolutní velikosti veličin nejsou podstatné. Pro případné užití tabulky jako pomůcky při rozhodování, zda je vhodné modelovat konstrukci jako dokonale spřaženou, je významný sloupec 4 (bezrozměrná veličina) a vzájemné poměry údajů ve sloupcích 5 až 16.

#### D.4 Tisky (vstupní údaje, deformace, vnitřní síly) odpovídající případu, kdy je tuhost spřažení 1,2

Otisk kompletních vstupních dat pro jeden z osmnácti řešených případů, jejichž vybrané výsledky jsou uvedeny v tabulce v D.3 (a to pro případ odpovídající řádce č. 7, tj. pro DS = 1,2):

##### PROSTY NOSNIK S MEZIVRSTVOU

1 39 3 0 0 0 5

8 9 8

9 9 3 5 8

##### ZATÍŽENÍ: BREMENO UPROSTŘED

5 1 0 0 0 6

100 202 100 202 100 104

ED1 typ

5 1 7 1 1 3 8 10 5 7

ED1 kod.c

1 1 1

2.

ED1 1v1

6. 0.02 2.7 -0.1 -0.1

ED1 2v1

0.0 0.0 0.0 0.0

ED1 3v1

ED1 prv.zat

5 1 0 1

ED1 prv.tis

5 1

ED2 typ

5 1 7 1 1 8 5 7

ED2 kod.c

1 1

2.

ED2 1v1

1.2 00.

ED2 2v1

ED2 prv.zat

5 1 0 1

ED2 prv.tis

5 1 0 0 0 4

301 301 101 104

ED3 typ

5 1 7 1 2 9 6 7

ED3 kod.c



1	1	1			
			2.		
ED3 1vl					
30.	2.5		13.5	0.5	0.5
ED3 2vl					
0.0	0.0		0.0	0.0	
ED3 3vl					
ED3 prv.zat					
5 1	0	1			
ED3 prv.tis					
1 38	1	0	1.		
E osamela sily					
E pruziny					
E spojky					
1 3	0	0			
2 36	0	1			
1 39	0	0			
E ulozeni					
E dane par.def.					
E geom.vazby					
39 1	0	1			
E uzl.tis					

Tisk vypočtených parametrů deformace a uzlových zatížení:

PROSTY NOSNIK S MEZIVRSTVOU, ZATIZENI BREMENEM UPROSTRED

PARAMETRY DEFORMACE A UZLOVA ZATIZENI

UZEL\*POS.X\*OS.SILA\*POS.X\*OS.SILA\*POS.W\*SILA Z\*ROT.FIY\*MOM.MY\*GAMA

1	4.3102	.00	4.8872	.00	.000	-1.0	-11.9777	.00
5	4.2642	.00	4.8407	.00				
7								-.06175
8	4.1260	.00	4.7012	.00	23.769	.0	-11.5133	.00
12	3.8961	.00	4.4683	.00				
14								-.06175
15	3.5752	.00	4.1415	.00	45.680	.0	-10.1179	.00
19	3.1646	.00	3.7198	.00				
21								-.06174
22	2.6669	.00	3.2010	.00	63.860	.0	-7.7800	.00
26	2.0871	.00	2.5812	.00				
28								-.06174
29	1.4349	.00	1.8527	.00	76.392	.0	-4.4578	.00
33	.7274	.00	1.0017	.00				
35								-.06173
36	.0000	-5.86	.0000	5.86	81.188	1.0	.0000	10.00

## Tisk vypočtených vnitřních sil:

### PROSTY NOSNIK S MEZIVRSTVOU, ZATÍŽENÍ BREMENEM UPROSTŘED

Vnitřní síly v prvcích druhu : 1

PRVEK	OSOVA SILA	MZ V L0	MZ V L/2	MZ V LK	POS.SILA TZ
1	-.69203	.00000	.00464	.00929	.16673
2	-2.07113	.00928	.01395	.01863	.16672
3	-3.42613	.01861	.02338	.02815	.16669
4	-4.69287	.02809	.03322	.03836	.16669
5	-5.64190	.03813	.04458	<u>0.05102</u>	.16667

Vnitřní síly v prvcích druhu : 2

PRVEK	STRIH L0	STRIH L/2	STRIH LK
1	<u>0.69236</u>	.69187	.69017
2	.69017	.68661	.67960
3	.67960	.66630	.64086
4	.64086	.59295	.50146
5	.50146	.32912	.00000

Vnitřní síly v prvcích druhu : 3

PRVEK	OSOVA SILA	MZ V L0	MZ V L/2	MZ V LK	POS.SILA TZ
1	.69200	-.00019	.58050	1.16118	.83365
2	2.07112	1.16042	1.74428	2.32814	.83359
3	3.42621	2.32605	2.92238	3.51872	.83347
4	4.69304	3.51098	4.15276	4.79454	.83344
5	5.64195	4.76660	5.57219	<u>6.37774</u>	.83333

### Průběhy vnitřních sil po prvcích:

- Osové síly mají lineární průběh po prvku (v tiscích je uvedena jen střední hodnota).
- Momenty mají lineární průběh po prvku (v tiscích jsou uvedeny poněkud nadbytečně tři hodnoty, a to na začátku prvku, uprostřed, a na konci).
- Posouvající síla je po prvku konstantní (hodnota uvedená v tiscích platí pro celý prvek).
- Střih v mezivrstvě má kvadratický průběh po prvku (v tiscích jsou uvedeny tři hodnoty).



## Příloha E

Tuhost a únosnost prvků, zajišťujících spřažení, vyvinutých a vyzkoušených v rámci "VÚ". Popis a vyhodnocení zkoušek

### E.1 Účel a obsah přílohy E

E.1.1 Zpracovatel "VÚ" se zabýval technologií zesilování, prováděl zatěžovací zkoušky trámů zesílených přilepenou externí výztuží (aby zjistil moment potřebný k jejich zlomení), a sledoval chování několika zesílených mostů jako celku (např. zda most, jehož vypočtená zatížitelnost před zesílením byla velmi nízká, je po zesílení schopen přenášet zatížení běžným silničním provozem, zda při zatěžování zesíleného mostu dopravou nedochází k uvolňování zesilujících prvků, atp.). Dosažené výsledky vedly k závěru, že nově vyvinuté a v rámci "VÚ" uvedeným způsobem vyzkoušené způsoby zesilování jsou účinné, nepřiliš nákladné a proveditelné, takže je lze doporučit stavební praxi.

Pro umožnění a usnadnění širšího využívání výsledků "VÚ" byly vypracovány technické podmínky popisující ověřenou technologii provádění příslušných způsobů zesilování (lit.[30]) a tento "Pokyn", který je koncipován jako "průvodce" po specifikách výpočtu zesilovaných a jim co do funkce podobných (tj. např. spřažených) betonových konstrukcí a je zaměřen (avšak nikoliv výlučně) na konstrukce zesilované způsoby vyvinutými (a/nebo prakticky ověřenými) ve "VÚ" a popsány v lit.[30].

Před zahájením prací na "Pokynu" bylo konstatováno, že z podkladů pro výpočty konstrukcí zesilovaných způsoby nově vyvinutými (a/nebo prakticky ověřenými) v rámci "VÚ" a popsány v lit.[30] jsou obecně známé a v normách pro navrhování uvedené jen údaje charakterizující mechanické chování jak zesilovaných (či základních) konstrukcí, tak i zesilujících prvků, tj. externí výztuže tvořené pásy plechu a železobetonové desky, jen jako samostatných konstrukčních prvků (nespojených, bez interakce), kdežto vlastnosti styků (tj. slepů epoxidovým lepidlem, šroubů M12 vlepených do předvrtaných těsných otvorů, a případně i vlastností betonové spáry vyztužené betonářskou výztuží vlepenou do otvorů) obecně známé nejsou. Jde zejména o smykové pevnostní a tuhostní charakteristiky, které "VÚ" explicitně neuvádí a jejichž stanovení analýzou údajů získaných při řešení "VÚ" nepovažuje zpracovatel "Pokynu" za dostatečně spolehlivé (ba ani za možné). Také se analýzou výsledků prací provedených v rámci "VÚ" nepodařilo ani podepřít, ale ani vyvrátit pracovní hypotézu, že dostatečně výstižnou předpověď chování uvedených styků lze získat pomocí údajů obsažených v normách pro navrhování (např. v ČSN 73 1201).



Proto bylo rozhodnuto pokusit se vyrobit fyzické modely funkčně pokud možno blízké nově vyvinutým prvkům zajišťujícím spřažení a při jejich zatěžování až do porušení změřit vztahy mezi působícími smykovými silami (napětími) a jimi vyvozenými posuvy (čili pracovní diagramy) a vyhodnocení výsledků tohoto měření využít k potvrzení nebo k vyvrácení hypotézy, že tyto styky zajišťují plné spřažení a že jejich smyková pevnost není znatelně menší, než s jakou u podobných styků uvažuje ČSN 73 1201; a případně výsledky měření využít k přizpůsobení nebo doplnění vztahů (či alespoň součinitelů) uvedených v čl.10.3.2 ČSN 73 1201 tak, aby věrně postihovaly i únosnost styků vyvinutých ve "VÚ" a popsanych v lit.[30].

E.1.2 Stručné popisy vzorků a průběhu zkoušení, převzaté ze zpráv č. 234 24 4, č. 234 25 4 a č. 234 26 4 o zkouškách, zhodnocení výsledků měření, a závěry týkající se uplatnění těchto výsledků ve výpočtech zesilovaných (a případně i jiných spřažených) konstrukcí, provedené zpracovatelem "Pokynu", jsou uvedeny pro spřažení betonového prefabrikátu s:

- plechem, připojeným slepem epoxidovým lepidlem, v E.2;
- plechem, připojeným šroubem M12 vlepeným do otvoru, v E.3;
- monolitickým betonem, připojeným jen soudržností, v E.4.

Všechny popsané zkoušky byly provedeny na Ústavu stavebnin a zkušebních stavebních hmot VUT Brno. Zprávy o zkouškách jsou přiloženy k "VÚ". Obsahují popis vzorků, popis provádění zkoušek a výsledky měření. Nezabývají se statistickým ani jiným vyhodnocením naměřených veličin a neobsahují žádné závěry ani doporučení, jak uplatnit získané výsledky při navrhování.

Poznámka 1 - Při plánování zkoušek se ukázalo, že okruhy znalostí, představ a zájmů, kterými by bylo možné vyjádřit vztahy zpracovatele "VÚ", zástupců zkušebny a zpracovatele "Pokynu" k potřebě poznání mechanické funkce zesílení, jež byla předmětem zkoušení, se téměř nepřekrývají, a že dosažení dohody o tom, jaké údaje jsou potřebné pro výpočet a jak tyto údaje získat, je obtížné. Na provedené zkoušky (metodiku, vzorky, rozsah prací, aj.) je proto třeba pohlížet jako na kompromis a dohodu tří nepříteli si vzájemně rozumějících stran, omezených (jako vždy) i finančními prostředky a termíny. Navíc výsledky měření nebyly zpracovány a vyhodnoceny odborníkem "na zkoušení a diagnostiku", takže učiněné obecné závěry mohou být (a měly by být) předmětem další diskuse. Pochybnosti a výhrady zpracovatele "Pokynu" jak ke zkušebním vzorkům, tak i k vypovídací schopnosti výsledků zkoušek o vlastnostech jednotlivých spřahujících prvků, jsou uvedeny v E.2, E.3 a E.4.

Poznámka 2 - Vzhledem k prakticky dosažitelné rovinatosti spojovaných ploch i vzhledem k dalším výrobním tolerancím (např. v profilech šroubů, výztuže a vývrtů) nelze stavební výrobu předepisovat, kolik setin nebo desetin milimetru má být vrstva lepidla tlustá a proto ani při výpočtu nelze tento údaj uplatňovat ve výpočtových modelech. Lepený plošný spoj, vlepený šroub i vlepený prut betonářské výztuže jsou tedy z hlediska "Pokynu" (i z hlediska výpočtu prováděného při navrhování



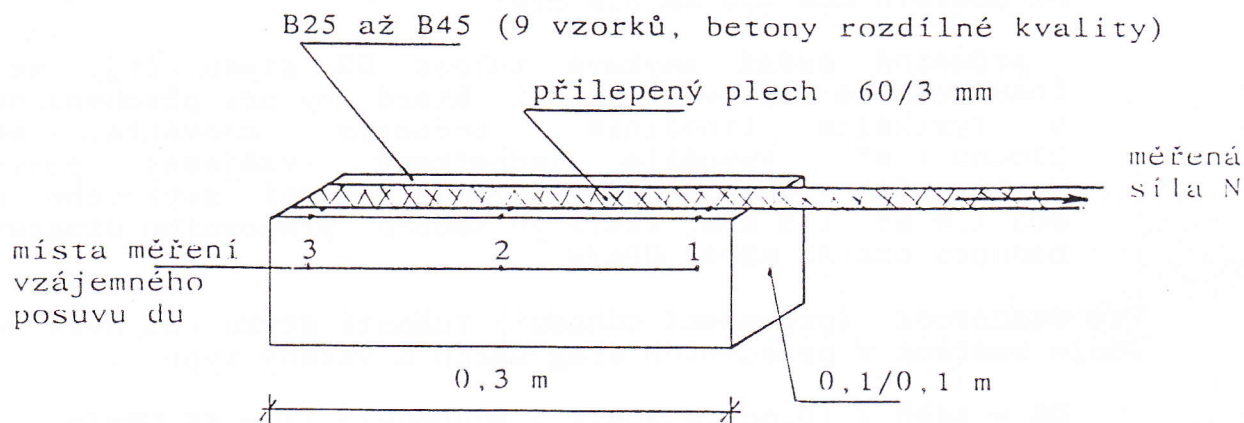
konstrukce) základními fenomény, k jejichž vlastnostem nelze dospět přístupem založeným na syntéze ještě jednodušších prvků. Na druhé straně analýza chování (zjištěného měřením) složitých soustav (např. konstrukčních prvků, konstrukcí nebo dokonce celých objektů), které je vždy výsledkem interakcí (s neznámými zákonitostmi) mnoha ingrediencí (s neznámými vlastnostmi) bývá velmi náročná a její spolehlivost nízká. Z této poněkud odtahité úvahy snad vyplývá, že z hlediska potřeb projekce (tj. pro získání podkladů pro výpočet zesilované či jiné sprážené konstrukce) je vhodná "složitost" zkušebních prvků úzce omezena jak "zdola" (není účelné zjišťovat např. modul pružnosti epoxydového lepidla), tak i "shora" (není účelné měřit např. průhyb zesíleného nosníku), a že toto omezení výrazně ovlivňuje výběr měřených veličin, návrh zkušebních prvků, a návrh způsobu jejich zkoušení.

E.1.3 Všechny popsání zkoušky byly provedeny za běžných "pokojových" teplotních, vlhkostních i rychlostních poměrů zatížením rostoucím převážně monotonně. Vlivem času, zvýšení nebo snížení teploty, náhlých změn napětí, únavy, trhlin (např. jde o schopnost vrstvy lepidla lokálně redistribuovat napětí při zavírání a otevírání trhlin), apod. na vlastnosti styků obsahujících epoxidové lepidlo, které má ve všech způsobech zesilování vyvinutých (a/nebo prakticky ověřených) v rámci "VÚ" (a v lit.[30] popsáných) významnou roli (je používáno nejen k plošnému přilepení ocelového plechu, ale i k vlepování šroubů a betonářské výztuže do předvrtaných těsných otvorů), se zkoušky nezabývaly. Možná budou uvedené styky fungovat sto let, možná dvacet, možná pět. Za tohoto stavu poznání lze těžko doporučit něco jiného, než prozatím buď navrhovat tyto styky jen u konstrukcí menší důležitosti, případně tam, kde jde o záchranu konstrukce na několik let, a nebo, při návržení těchto styků u trvalých a významných konstrukcí, "pojistit" zajištění spolehlivosti konstrukce i jinými spojovacími prostředky (např. kotvením nejen na koncích, ale i mezilehlým), jejichž vlastnosti v čase jsou zaručené a známé, a to alespoň proti porušení. Je třeba dále sbírat informace a zkušenosti z tu i cizozemí a snad i napláňovat nějaké další výzkumné či vývojové práce nebo alespoň organizovat sledovací činnost.

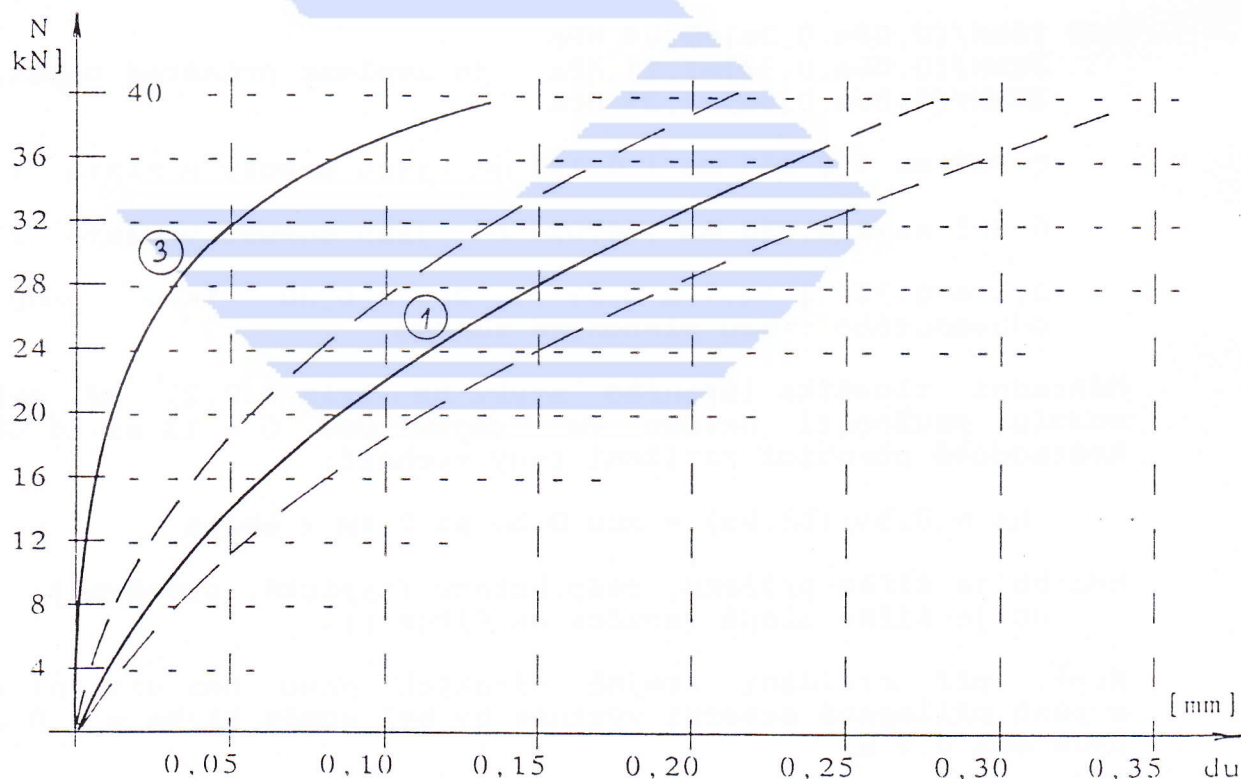
Poznámka - Přiznání skutečnosti, že podklady pro navrhování konstrukcí zesilovaných způsoby vyvinutými a/nebo prakticky ověřenými ve "VÚ" a popsány v lit.[30] nejsou úplné ani stoprocentně spolehlivé (což se týká i podkladů pro navrhování sprážených betonobetonových konstrukcí), pravděpodobně vyvolá rozpaky. Před vynášením soudů o tom, co je nezbytným podkladem pro navrhování, co již mohlo nebo mělo být spolehlivě zjištěno a v "Pokynu" uvedeno, co z toho mělo být přínosem "VÚ" (a co "Pokynu"), atd., by mohlo být inspirující připomenout si více než stoletou historii konstrukčního betonu. Dodnes, po společném úsilí prakticky celého světa, nejsou podklady pro navrhování betonových konstrukcí "úplné", vynořují se další problémy a napravují se omyly, a přesto se slovo "betonový" stalo synonymem pro trvanlivý a spolehlivý.

## E.2 Připevnění externí výztuže k betonové konstrukci epoxydovým lepidlem

### E.2.1 Vzorek vypadal takto:



### E.2.2 Průměry naměřených hodnot u vzorků s plechem zdrsňeným příčným broušením (čísla v kroužcích označují místa měření hodnot vzájemného posuvu du v souladu s výše uvedeným obrázkem):



Ve všech šesti případech byla destrukce styku způsobena převážně ztrátou soudržnosti uvnitř betonu pod lepidlem, někdy se vytrhly i větší kusy betonu. K oddělení lepidla a externí výztuže docházelo jen na menší části plochy (je dokladováno fotografiemi).



Při uvážení pravděpodobného průběhu přenosové funkce na délce slepu (byť v tomto případě, vzhledem k málo vhodným tvarům vzorků, s mnoha otazníky) bylo vyhodnocením uvedeného pracovního diagramu stanoveno (či odhadnuto?), že:

- průměrné smykové napětí při destrukci styku v místě "1", tj. v místě, kde je maximální (čili "smyková pevnost styku"), má hodnotu cca 2,5 až 3,5 MPa;
- průměrná sečná smyková tuhost DS styku (tj. velikost konstantního smykového napětí, které by při působení na styk s fyzikálně lineárním "sečnovým" chováním, majícím plochu 1 m<sup>2</sup>, vyvolalo jednotkový vzájemný posuv du stykovaných ploch) odpovídající úrovni smykového napětí cca 1,0 až 1,5 MPa, která je sečnou pracovního diagramu, má hodnotu cca 30 až 45 GPa/m.

Pro stanovení (provedení odhadu?) tuhosti styku DS byly použity údaje změřené v pracovních diagramech a vztahy typu:

$$\begin{aligned} DS &= 16\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000060\text{m}/3,1) = 46 \text{ GPa/m} \\ DS &= 20\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000085\text{m}/2,7) = 35 \text{ GPa/m} \\ DS &= 24\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000115\text{m}/2,5) = 29 \text{ GPa/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DS &= 16\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000005\text{m}/0,32) = 56 \text{ GPa/m} \\ DS &= 20\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000010\text{m}/0,37) = 30 \text{ GPa/m} \\ DS &= 24\text{kN} / (0,06\text{m} \cdot 0,30\text{m} \times 0,000020\text{m}/0,40) = 27 \text{ GPa/m} \end{aligned}$$

kde  $16\text{kN}/(0,06\text{m} \cdot 0,3\text{m}) = 0,89 \text{ MPa}$   
 $20\text{kN}/(0,06\text{m} \cdot 0,3\text{m}) = 1,11 \text{ MPa}$  je zvolené průměrné napětí;  
 $24\text{kN}/(0,06\text{m} \cdot 0,3\text{m}) = 1,33 \text{ MPa}$

0,060 mm | 0,085 mm | 0,115 mm jsou posuvy v místě "1";

0,005 mm | 0,010 mm | 0,020 mm jsou posuvy v místě "3";

3,1 a 0,32 | 2,7 a 0,37 | 2,5 a 0,40 jsou součinitele odhadnutého tvaru přenosové funkce.

Náhradní tloušťka lepeného styku  $h_s$  (viz 6.9.2) při průměrném modulu pružnosti betonu ve smyku cca  $G = 12$  až  $16 \text{ GPa}$  pro krátkodobě působící zatížení tedy vychází:

$$h_s = G \cdot b_b / (DS \cdot b_s) = \text{cca } 0,3\text{m až } 0,4\text{m} \times b_b / b_s$$

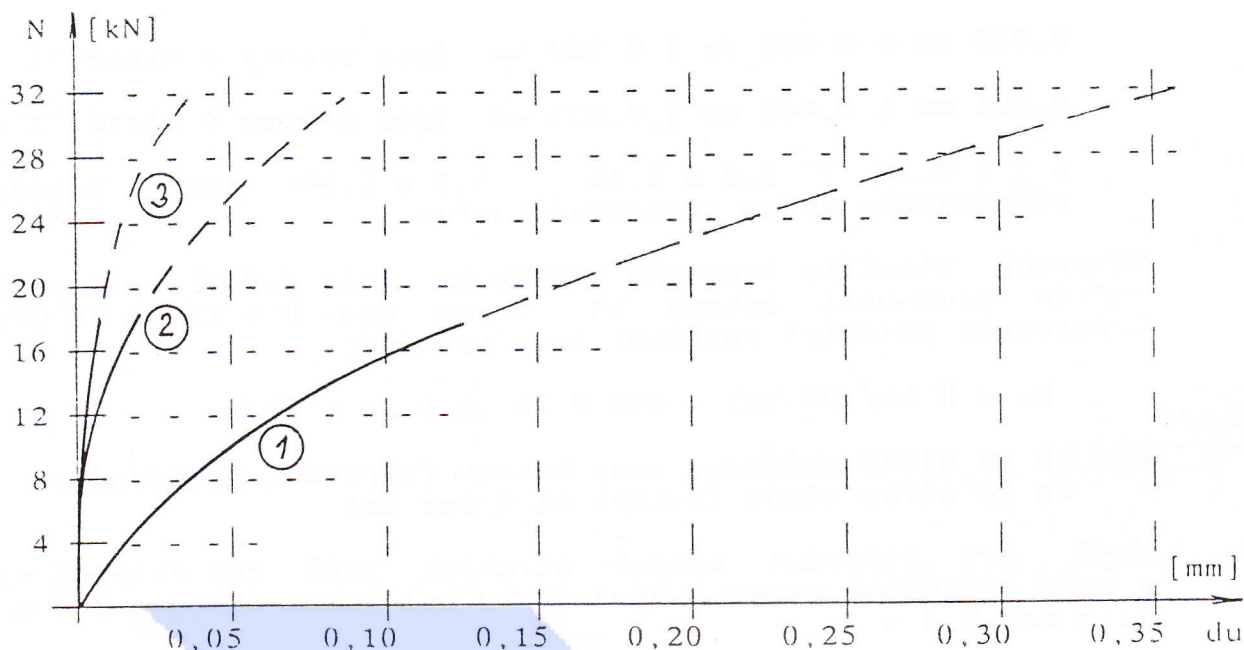
kde  $b_b$  je šířka průřezu, resp. betonu (typická, průměrná);  
 $b_s$  je šířka slepů (součet na šířce  $b_s$ ).

Např. při střídání stejně širokých pásů bez externí výztuže a pásů přilepené externí výztuže by byl poměr  $b_b/b_s = 2,0$  a  $h_s$  by byla cca 0,7 m.

Pro výpočet z toho plynou tyto závěry:

- Pro stanovení návrhové posouvající síly lze pro tento lepený styk použít čl.10.3.2 ČSN 73 1201.
- Spřažení plechu zdrsňeného příčným broušením s betonem, realizované slepením epoxydovým lepidlem podle lit.[30], je pro běžné mostní konstrukce prakticky nekonečně tuhé.

### E.2.3 Průměry naměřených hodnot u vzorků s nezdrsněným (nebroušeným) plechem:



Ve všech třech případech byla destrukce styku způsobena převážně ztrátou soudržnosti lepidla a ocelového plechu. Většina lepidla zůstala na betonu a plech se "čistě odloupl" (je dokladováno fotografiemi).

Při uvážení pravděpodobného průběhu přenosové funkce na délce slepu (byť v tomto případě, vzhledem k málo vhodným tvarům vzorků, s mnoha otazníky) bylo vyhodnocením uvedeného pracovního diagramu stanoveno (či odhadnuto?), že:

- průměrné smykové napětí při destrukci styku v místě "1", tj. v místě, kde je maximální (čili "smyková pevnost styku"), má hodnotu cca 1,5 až 2,5 MPa;
- průměrná sečná smyková tuhost DS styku (tj. velikost konstantního smykového napětí, které by při působení na styk s fyzikálně lineárním "sečnovým" chováním, majícím plochu  $1 \text{ m}^2$ , vyvolalo jednotkový vzájemný posuv du stykovaných ploch) odpovídající úrovni smykového napětí cca 0,5 až 0,8 MPa, která je sečnou pracovního diagramu, má hodnotu cca 50 až 80 GPa/m.

Pro stanovení (provedení odhadu?) tuhosti styku DS byly použity údaje změřené v pracovních diagramech a vztahy typu:

$$\begin{aligned} DS &= 8 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000030 \text{ m} / 6,5) = 97 \text{ GPa/m} \\ DS &= 12 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000060 \text{ m} / 5,5) = 61 \text{ GPa/m} \\ DS &= 16 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000100 \text{ m} / 4,5) = 40 \text{ GPa/m} \\ \\ DS &= 8 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000001 \text{ m} / 0,20) = 89 \text{ GPa/m} \\ DS &= 12 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000006 \text{ m} / 0,60) = 67 \text{ GPa/m} \\ DS &= 16 \text{ kN} / (0,06 \text{ m} \cdot 0,30 \text{ m} \times 0,000015 \text{ m} / 0,80) = 47 \text{ GPa/m} \end{aligned}$$



kde  $8\text{ kN}/(0,06\text{ m} \cdot 0,3\text{ m}) = 0,44\text{ MPa}$   
 $12\text{ kN}/(0,06\text{ m} \cdot 0,3\text{ m}) = 0,67\text{ MPa}$  je zvolené průměrné napětí;  
 $16\text{ kN}/(0,06\text{ m} \cdot 0,3\text{ m}) = 0,89\text{ MPa}$

0,030 mm | 0,060 mm | 0,100 mm jsou posuvy v místě "1";

0,001 mm | 0,006 mm | 0,015 mm jsou posuvy v místě "2";

6,5 a 0,20 | 5,5 a 0,60 | 4,5 a 0,80 jsou součinitele odhadnutého tvaru přenosové funkce.

Náhradní tloušťka lepeného styku  $h_s$  (viz 6.9.2) při průměrném modulu pružnosti betonu ve smyku cca  $G = 12$  až  $16\text{ GPa}$  pro krátkodobě působící zatížení tedy vychází:

$$h_s = G \cdot b_b / (D_S \cdot b_s) = \text{cca } 0,2\text{ m až } 0,3\text{ m} \times b_b / b_s$$

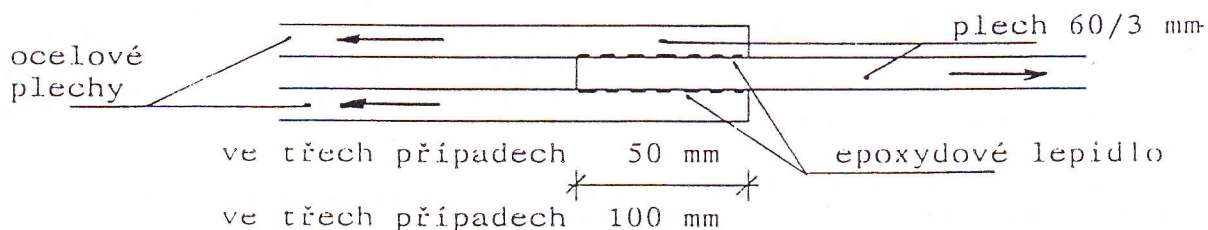
kde  $b_b$  je šířka průřezu, resp. betonu (typická, průměrná);  
 $b_s$  je šířka slepů (součet na šířce  $b_s$ ).

Např. při střídání stejně širokých pásů bez externí výztuže a pásů přilepené externí výztuže by byl poměr  $b_b / b_s = 2,0$  a  $h_s$  by byla cca  $0,5\text{ m}$ .

Pro výpočet z toho plynou tyto závěry:

- Pro stanovení návrhové (mezní) posouvající síly se pro tento lepený styk doporučuje uvažovat s mezním smykovým napětím  $0,6\text{ MPa}$ , jde-li o spřažení plechu s betonem třídy B15 nebo vyšší; jde-li o beton nižší třídy než B15, lze použít čl.10.3.2 ČSN 73 1201.
- Spřažení nezdrsněného (nebroušeného) plechu s betonovým povrchem, realizované slepením epoxydovým lepidlem podle lit.[30], je pro běžné mostní konstrukce prakticky nekonečně tuhé.

E.2.4 Dále byly provedeny (navíc oproti domluvě) trhací zkoušky:



při kterých k destrukci docházelo ztrátou soudržnosti buď mezi externí výztuží a lepidlem nebo uvnitř v lepidle samém (rozlišení nebylo provedeno) při smykových napětích údajně  $1,5$  až  $2,0\text{ MPa}$  (ve dvou případech) a při smykových napětích  $4,2$  až  $5,1\text{ MPa}$  (ve čtyřech případech), přičemž nebylo uvedeno, v kterých případech šlo o plechy zdrsněné příčným broušením a v kterých o nezdrsněné (nebroušené), a ani nebylo uvedeno, s jakým rozdělením smykového napětí po ploše (snad s rovnoměrným ?) se uvažovalo.

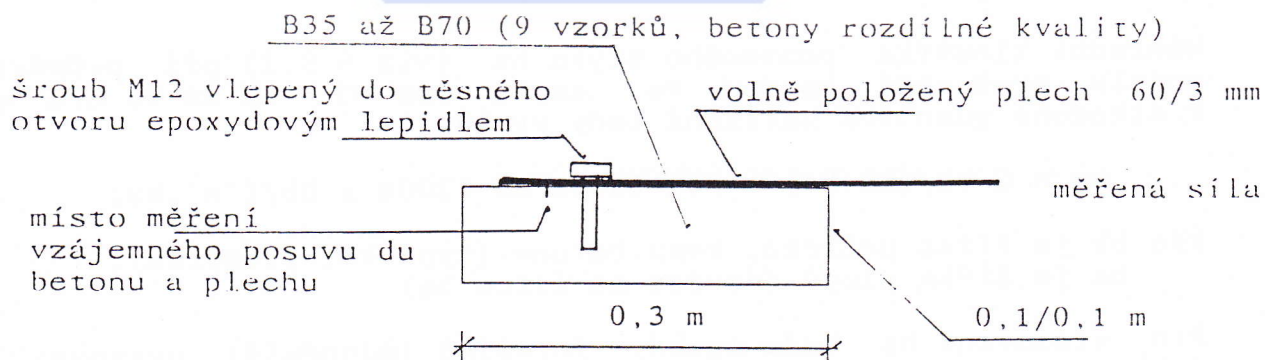
Pokud (což však není ověřeno) nešlo v oněch dvou případech s nižší mezní smykovou pevností o plechy se zdrsňenými povrchy, lze konstatovat, že jsou výsledky těchto šesti zkoušek jsou v souladu s výsledky zkoušek uvedenými v E.2.2 a E.2.3.

E.2.5 Podle názoru zpracovatele "Pokynu" nebyly vhodně zvoleny rozměry zkušebních vzorků. Značné rozdíly vzájemných posuvů "du" betonu a externí výztuže mezi místy 1, 2 a 3 svědčí o tom, že v důsledku malé tuhosti plechu (a možná i betonu) nebyla přenášená síla rozdělena po ploše styku rovnoměrně. A protože je současně neznámá jak přenosová funkce (která může být v daném případě hodně divoká), tak i závislost mezi smykovým napětím a posuvem, je provedení identifikace pracné a problematické (vždy půjde jen o spekulaci, i když se jí dá učený kabát a bude se hovořit o "přenosové funkci"). Uvedené okolnosti pravděpodobně snížily spolehlivost získaných výsledků, což se mohlo promítnout i do závěrů uvedených v E.2.2 a E.2.3.

Podle názoru zpracovatele "Pokynu" měl být slep kratší (cca 100 až 150 mm), přilepovaný plech měl být mnohem tlustší (přes 10 mm) a možná i betonový trámek měl mít větší průřez (cca 200/200 mm). Takové uspořádání by snad zajistilo rovnoměrné smykové napětí po ploše slepu, což by usnadnilo vyhodnocování a zvýšilo spolehlivost výsledků (odpadlo by harakiri s odhadováním přenosové funkce).

### E.3 Připevnění externí výztuže k betonové konstrukci šroubem vlepeným do předvrtaného otvoru

#### E.3.1 Vzorek vypadal takto:

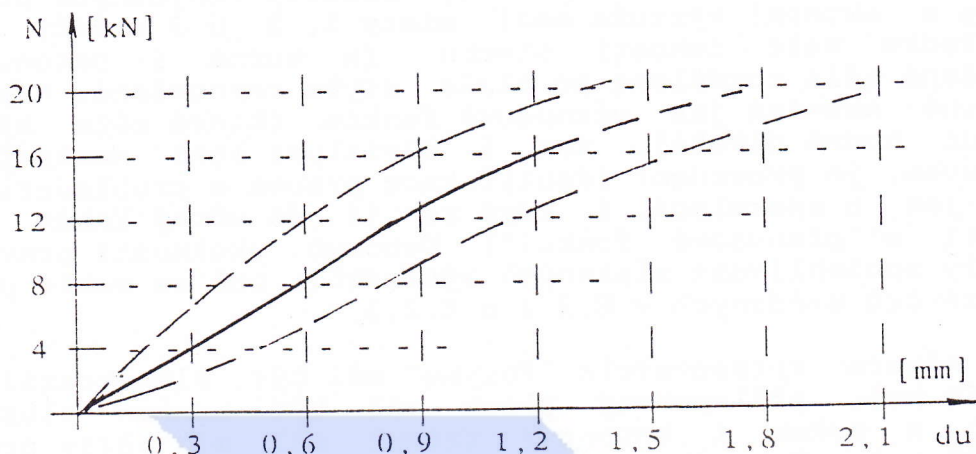


E.3.2 V osmi případech došlo k destrukci (k roztržení pačením; trámký byly z prostého betonu a rozlomily se na dva kusy) betonu pod šroubem. V jednom případě (šlo o beton nejvyšší kvality ze všech devíti vzorků), který není do grafu zapracován, došlo při síle 34,6 kN k utržení hlavy šroubu, přičemž při zatížení 26 kN byl posuv du cca 4 mm.



Při zkoušce tedy nebylo dosahováno meze pevnosti styku, dosažení meze kluzu šroubů při smykovém namáhání lze vytušit při síle cca 15 kN, což odpovídá "střihovému" napětí ve šroubu pod hlavou cca 130 až 135 MPa.

Průměry naměřených hodnot:



Průměrnou smykovou tuhost styku DS 3 mm tlustého plechu s betonovou konstrukcí připojeného šrouby podle lit.[30] (tj. velikost smykové síly, která by při působení na styk s fyzikálně lineárním chováním vyvodila vzájemný posuv stykovaných ploch du o velikosti 1 m) odpovídající smykové síle nepřekračující 15 kN na jeden šroub, lze (podle definice uvedené v 6.9.2) stanovit pomocí vztahu:

$$DS = \text{"hustota šroubů"} \times 15 \text{ kN} / 1,2 \text{ mm} = "n" \times 12,5 \text{ MN/m}^3$$

kde "n" (též "hustota šroubů") je počet šroubů na 1 m<sup>2</sup> styku;

1,2mm je změřený vzájemný posuv du ocelového plechu oproti betonovému podkladu při zvolené velikosti smykové síly 15kN.

Náhradní tloušťka popsaného styku  $h_s$  (viz 6.9.2) při průměrném modulu pružnosti betonu ve smyku cca  $G = 12$  až  $16$  GPa pro krátkodobě působící zatížení tedy vychází:

$$h_s = G \cdot b_b / (DS \cdot b_s) = \text{cca } 1000 \text{ m až } 1200 \text{ m} \times b_b / ("n" \cdot b_s)$$

kde  $b_b$  je šířka průřezu, resp. betonu (typická, průměrná);  
 $b_s$  je šířka slepů (součet na šířce  $b_s$ ).

Pro stanovení  $h_s$  bude mnohdy formálně jednodušší uvažovat "n" jako počet šroubů na 1 m<sup>2</sup> konstrukce (nikoliv jako počet šroubů na 1 m<sup>2</sup> připojovaného zesilujícího prvku) a považovat  $b_b/b_s$  za jednotku.

Např. při střídání stejně širokých pásů bez externí výztuže a pásů nepřilepené, ale šrouby M12 kotvené, externí výztuže, přičemž jeden šroub by připadal na 0,02 m<sup>2</sup> plechu (resp. na 0,04 m<sup>2</sup> konstrukce), "n"=50 (resp. "n"=25), poměr  $b_b/b_s = 2,0$  (resp.  $b_b/b_s = 1,0$ ), by  $h_s$  byla cca 45 m.

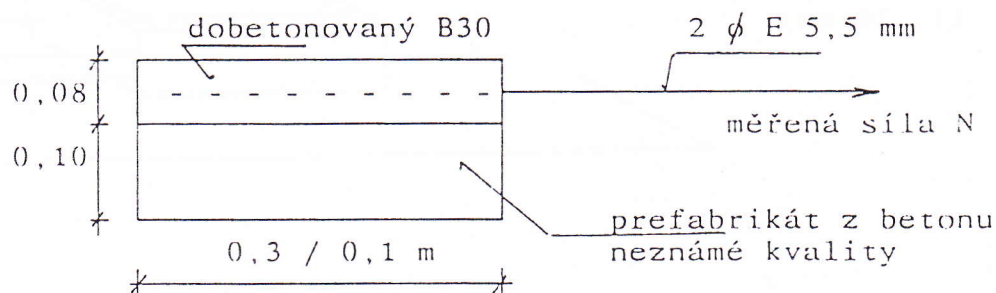
Pro výpočet z toho plynou tyto závěry:

- Návrhovou (mezni) únosnost šroubu M12 ve smyku lze při spřažení plechu alespoň 3 mm tlustého s betonem třídy B30 nebo lepším uvažovat hodnotou 11 KN; u betonů BXX nižších tříd než B30 se doporučuje snížit únosnost šroubu vynásobením "třídním" poměrem krychelných pevností ( $XX/30$ ).
- Při použití styku v takovém provedení, jak byl zkoušen, půjde ve většině případů o částečné spřažení; srv. tabulka v D.3, řádek 8 až 11 (s plným spřažením by snad bylo přijatelné uvažovat u mostů větších rozpětí a současně při velmi hustém osazení šroubů).
- Se součinnostmi šroubů s řádově tužšími druhy styků bez výrazných plastických větví (např. se slepem popsáným v E.2) lze uvažovat jen za předpokladu, že únosnost šroubů nebude využita víc než na cca 5 až 10 %.
- V návrhu zesilované konstrukce mohou šrouby sehrát významnou úlohu jako pojistka lepeného styku, který se sice jeví jako únosný i tuhý, avšak jeho chování v čase není dostatečně známé. V takovém případě však nejde o součinnost a šrouby by měly být nadimenzovány tak, aby byly samy schopny přenést smykovou sílu ve spřažení, která by se na ně přenesla v případě odloupení slepu, a konstrukce by měla být schopna alespoň nějakou dobu spolehlivě fungovat i jako částečné spřažená.

E.3.3 Podle názoru zpracovatele "Pokynu" poskytla provedená zkouška šroubů M12 věrohodné informace o chování tohoto způsobu zajištění spřažení 3 mm tlustého plechu s poměrně kvalitním betonem. Možná by zvětšení tloušťky připojovaného plechu a možná i rozměrů betonového trámku styk poněkud ztuhlilo, avšak naměřenou mez kluzu by tyto změny pravděpodobně výrazně neovlivnily.

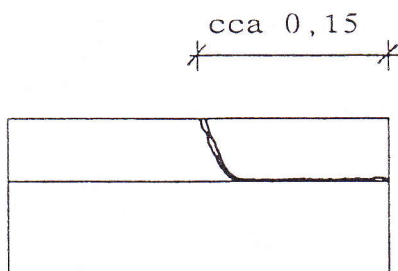
#### E.4 Připevnění nadbetonované železobetonové desky k betonové konstrukci soudržností v pracovní spáře

E.4.1 Vzorky (9 ks) vypadaly takto:





E.4.2 V pěti případech došlo k přetržení výztuže a to jednotně při síle  $N$  rovné 16,5 až 16,9 kN (tj. při průměrném smykovém napětí v pracovní spáře 0,55 MPa, přičemž pohyby ve spáře byly v tisícinách, případně v setinách mm). U čtyřech vzorků došlo při silách  $N$  rovných 16,6; 16,4; 15,5 a 12,9 kN k destrukci podle obrázku:

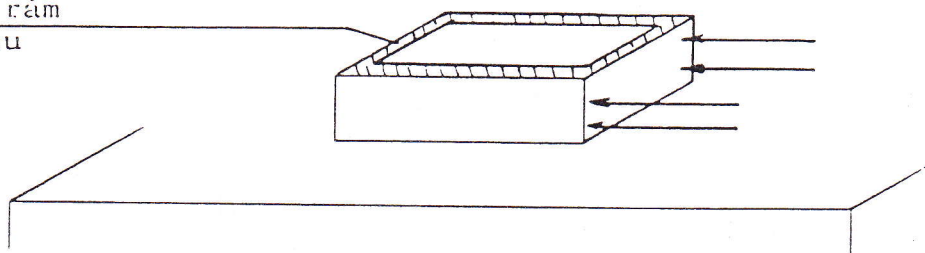


Pro výpočet z toho plynou tyto závěry:

- Normová hodnota smykové pevnosti (soudržnost) v betonové spáře mezi monolitem a prefabrikátem je zcela určitě vyšší než 0,6 MPa a možná nabývá hodnot 1,2 až 3,0 MPa (trhliny v monolitu mohly vzniknout následkem smršťování betonu; přenosová funkce je sice neznámá, ale evidentně zdaleka nejde o rovnoměrný přenos).
- Výsledky zkoušek nezpochybňují doporučení postupovat při stanovení návrhové hodnoty smykového napětí v nevyztužené i vyztužené spáře monolitický\_beton-prefabrikovaný\_beton, provedené podle lit.[30], buď podle čl.10.3.2 ČSN 73 1201, nebo podle lit.[33].
- Spřažení zajišťované soudržností obou betonů je prakticky nekonečně tuhé.

E.4.3 Podle názoru zpracovatele "Pokynu" nepřinesly výsledky této zkoušky žádné informace použitelné při výpočtu zesilované (resp. spřažené betonobetonové) konstrukce. Zkouška, která by mohla zajistit rovnoměrné "usmykování" monolitu po podkladu (aby se odstranila chyba způsobená odhadem přenosové funkce), by musela být uspořádána zcela jinak, snad takto:

tuhý ocelový rám  
(snad z plechu  
tl. 10 mm)



Přitom by asi bylo lepší do vzorku tlačit než za něj táhnout, nadbetonovaná vrstva by měla být málo smrštivá (aby byl vyloučen vliv trhlin) a vhodné rozměry i tvar vzorku by se ještě měly prodiskutovat. Přitom by se mělo uvážit a zohlednit, že tato zkouška nemá význam jen sama o sobě, ale že jejím hlavním účelem je přinést podklady umožňující odseparovat při vyhodnocování následných (dosud pravděpodobně neprovedených) smykových zkoušek kotevních prvků, tvořených pruty betonářské výztuže vlepenými do předvrtaných těsných otvorů, vliv soudržnosti spáry.

E.4.4 ČSN 73 1201 (i další prameny, např. lit.[33]) uvádí smykovou pevnost vyztužené betonové spáry ve tvaru polynomu prvního stupně  $a_0 + a_1 \cdot x$  (obdobně jako mechanika zemin uvádí smykovou pevnost zeminy odporující pohybu na smykové ploše), ve kterém tvoří konstantu  $a_0$  soudržnost nevyztužené spáry (koheze), vliv zazubení nebo "hmoždinkového působení" nevyztužené spáry, a případně i vliv hmoždinkového působení kotevních prvků; konstanta  $a_1$  (součinitel tření) je dána tabulkou č.16; a " $x$ " je tlakové napětí kolmé ke spáře. Pro fungování spáry odpovídající uvedenému vztahu je nutné, aby aktivizace všech složek (soudržnosti i tření), podílejících se na únosnosti styku, proběhla při přibližně stejně velkém pohybu; u betonové spáry půjde o malé zlomky milimetru.

Nelze tedy uvažovat se současným "záběrem" soudržnosti betonů a hmoždinkové únosnosti betonářské výztuže (či jiných poddajných kotevních prvků nebo kotevních opatření s "vůli"), ale není vyloučena součinnost soudržnosti betonů s tuhými kozlíky se závlačemi; snad i součinnost soudržnosti betonů s částí tření (odpovídajícího sice vysokému " $a_1$ ", neb jde o "tření z klidu", ale malému " $x$ ", zdaleka neodpovídajícímu mezi kluzu kotvených vložek); a snad i součinnost soudržnosti betonů s "těsnými" ozuby (přenášejícími však jen část své únosnosti). "Tření za pohyb" může spolupůsobit se všemi ostatními uvedenými složkami smykové únosnosti kromě "počáteční soudržnosti". U různých druhů hmoždinek (jde jak o projevy působení různě upraveného povrchu starého betonu, tak i o "střih" diskrétních prvků, např. ozubů, výztuže, tuhých ocelových kotev, šroubů, hmoždinek, aj.) může být tuhost ("těsnost", "volný chod") velmi různá, čímž bude předurčena možnost jejich součinnosti jak vzájemná, tak i s ostatními složkami podílejícími se na únosnosti.

Z uvedeného též plyne, že v nepřilíš namáhané spáře (např. při návrhovém zatížení provozním) může být mechanismus přenášení smykových sil zcela jiný a mohou se na něm podílet jiné prvky než při zvýšení zatížení (např. na extrémní intenzitu); rovněž smyková tuhost méně namáhané spáry může být zcela jiná, obvykle výrazně větší (natolik, že při zatížení provozním se bude jevit týž nosník jako plně spřažený a při zatížení extrémním jen jako poddajně či přerušovaně spřažený).

U betonové spáry se může na tlakovém napětí " $x$ " rozhodující měrou podílet betonářská (měkká) výztuž jdoucí přes spáru zabetonovaná (resp. jinak zakotvená, pravděpodobně i vlepená) do obou spřahovaných betonů (tedy " $x$ " není jen tíhou či napětím souvisejícím se svislým předpětím předpínací výztuží). Tato výztuž, je-li kolmá ke spáře, se již při nepatrných vzájemných pohybech obou betonů nejen "střihá", ale, jak se dokázalo



zkouškami, i natahuje (dochází jak k deplanaci řezů, což lze ověřit řešením stěnového modelu ohýbaného prvku, tak i k oddalování obou betonů od sebe vlivem "mikroposuvů" po nerovnostech ve spáře), a takto vzniklé "předpětí" způsobuje značné tření, které se může významnou měrou podílet na smykové únosnosti spáry.

I když příslušné zkoušky zjišťující nejen smykovou pevnost, ale i tuhostní charakteristiky výztuže na jedné straně spáry zabetonované a na druhé straně vlepené do těsného vyvrtaného otvoru nebyly provedeny, takže nemohla být zjištěna míra součinnosti smykové únosnosti této výztuže se soudržností betonů, mnohé (např. měření a pozorování zesilovaných konstrukcí) nasvědčuje tomu, že se bude výztuž vlepená do otvoru chovat podobně jako výztuž zabetonovaná na obou koncích na kotevní délku. Proto se v 7.7 dovoluje dimenzovat podle ČSN 73 1201 i rovinné styky opatřené tímto způsobem.

*Poznámka - Vyvrtaný otvor by měl být tak těsný, aby se do něj dala výztuž lehce (bez otlacení betonu v okolí) zatlouct kladivem, a lepidlo by mělo být tvrdé (jeho modul pružnosti by měl být srovnatelný s  $E_b$ ). Volné díry (dovolující vložkou před ztuhnutím lepidla točit rukou) a měkké lepidlo (mající  $E$  řádově nižší než  $E_b$ ) pravděpodobně součinnost soudržnosti a tření nezajistí.*

E.4.5 Uvedenou problematikou se zabývá (rovněž hypoteticky) lit.[32], uvádějící požadavek zachytit smyková napětí ve spáře, odpovídající provoznímu stavu, jen samotnou soudržností betonů, protože tato soudržnost vzhledem ke své vysoké tuhosti není schopna spolupůsobit s ostatními kotevními prvky a protože její "stržení" znamená definitivní znehodnocení spáry, a tím i celé sprážené konstrukce, bez ohledu na to, jaké (jak tuhé a jak rozmístěné) kotevní prvky zabezpečují její smykovou únosnost při zatížení extrémním.

Protože však tento požadavek je prakticky nesplnitelný v místech kumulace smykových napětí, ke které dochází ve spáře mezi dvěma betony různého stáří, zejména na okrajích konstrukce (ale i v sousedství každé trhliny), a to ať je povrch starého betonu připraven jakkoliv kvalitně, vede tato hypotéza na jedné straně k evidentnímu pesimistickému závěru, týkajícímu se trvanlivosti sprážené betonobetonové konstrukce (jehož oprávněnost prověří až čas) a na druhé straně vede k řadě úlev (týkajících se např. rozdělení diskrétních kotevních prvků a jejich využití až do zplastizování, bez ohledu na to, že se tím stane z konstrukce dokonale sprážené konstrukce poddajně sprážená s jiným rozdělením vnitřních sil) při zajišťování spolehlivosti spáry beton-beton proti porušení účinky extrémního zatížení, jejichž oprávněnost (bez ověření spolehlivosti proti porušení celé konstrukce, která se stává poddajně, resp. přerušovaně spráženou) může být rovněž diskutabilní.



## Příloha F

### Příklad zadání a řešení spřaženého průřezu

#### F.1 Účel a obsah přílohy F

Účelem přílohy F je podpořit úvahy uvedené v 7.1 týkající se výpočtového modelu nazvaného "spřažený průřez" a předvést na příkladech "výrobu" interakčních funkcí vyjadřujících mezní stav průřezu namáhaného ohybovým momentem a normálovou silou. V příkladech je názorně předveden vliv počátečního (vstupního) stavu napětí a deformace spřaženého průřezu na velikost mezního momentu.

Geometrie analyzovaného průřezu, pracovní diagramy materiálů, a účinky zatížení transformované do formy počátečního stavu průřezu (vyjádřené jak v napětích, tak i v poměrných prodlouženích), popsané v F.2, jsou voleny tak, aby existovala návaznost, byť velmi volná, na příklad výpočtu vnitřních sil uvedený v příloze B.

Výpočtem interakční funkce, definované dosažením mezních normálových napětí, se zabývá F.3. Taková funkce může být výhodnou pomůckou při ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezních (návrhových, výpočtových) normálových napětí, proti překročení dovolených namáhání, proti porušení průřezu mnohokrát opakovaným namáháním, apod..

Výpočtem interakční funkce, definované dosažením mezních poměrných přetvoření, se zabývá F.4. Taková funkce může být výhodnou pomůckou při ověřování spolehlivosti průřezu proti porušení jednorázovým ohybovým momentem a normálovou silou (a poslouží, byť jen jednou hodnotou, i v případech, kdy je normálová síla nulová a průřez je pouze ohýbaný).

Při výpočtu zesilovaných konstrukcí (prakticky vždy jde o konstrukce spřažené) je téměř nezbytné používání aparátu umožňujícího stanovit nejen "mezní moment" odpovídající daným mezním přetvořením nebo mezním (resp. dovoleným) namáháním ohýbaného průřezu při daném vstupním (též počátečním) vesměs "nenulovém" stavu průřezu, ale umožňujícího vytvořit i interakční "mezní" funkci ( $M_u, N_u$ ; resp.  $M_{Yu}, M_{Zu}, N_u$ ) průřezu nebo alespoň provést posouzení přípustnosti působení daných účinků zatížení ( $M, N$ ; resp.  $M_Y, M_Z, N$ ) na průřez. Je to nezbytné proto, že průřez, který se jeví při působení návrhového zatížení s provozní intenzitou ohýbaným průřezem plně spřažené konstrukce, se může (např. při působení návrhových zatížení s extrémní intenzitou, viz 5.2, tab.1; též E.4.4) stát řezem poddajně nebo přerušovaně spřažené konstrukce sestávajícím z několika průřezů namáhaných jím příslušným ohybovým momentem a normálovou silou. Tyto "subprůřezy" musí být schopny těmto účinkům vzdorovat samostatně

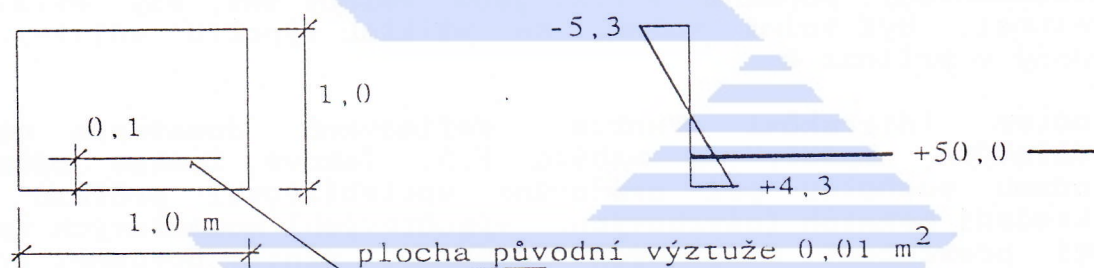


bez možnosti redistribuce těchto "příslušných" vnitřních sil po výšce řezu (obvykle jim musí být schopny vzdorovat dokonce při nepřekročení "mezního spádu přetvoření", daného "mezním zakřivením", které bývá dáno možnostmi toho ze subprůřezů, jenž má nejvyšší výšku.

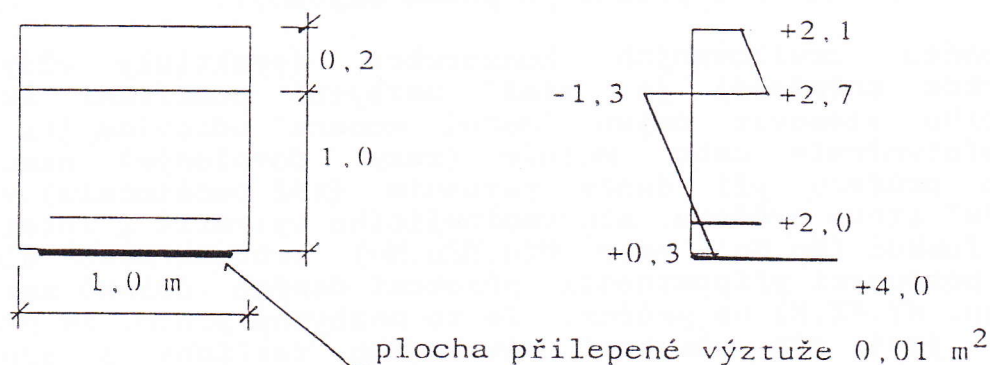
## F.2 Zadání průřezu (tj. zadání geometrie, materiálů a počátečního stavu deformace)

F.2.1 Na rozdíl od ideálních průřezů, u nichž vždy existuje nulový počáteční stav (tj. stav, od kterého se obvykle "startuje" analýza průřezu) napjatosti i deformace, bývá u spřažených průřezů počáteční stav obecně nenulový. Popis tohoto stavu může být významným vstupním údajem pro analýzu průřezu (tj. např. pro výpočet interakční funkce, pro výpočet napětí a deformace odpovídající daným vnitřním silám, pro posouzení, atd.).

Nechť pro příklad uvedený v příloze F je napjatost průřezu v původní konstrukci před zesílením (resp. spřažením):



a přírůstek napětí v průřezu, který vznikl až po instalaci zesílení (spřažení), a který může odpovídat např. konstrukci nezatížené krátkodobě působícím zatížením (není podmínkou), nechť je:

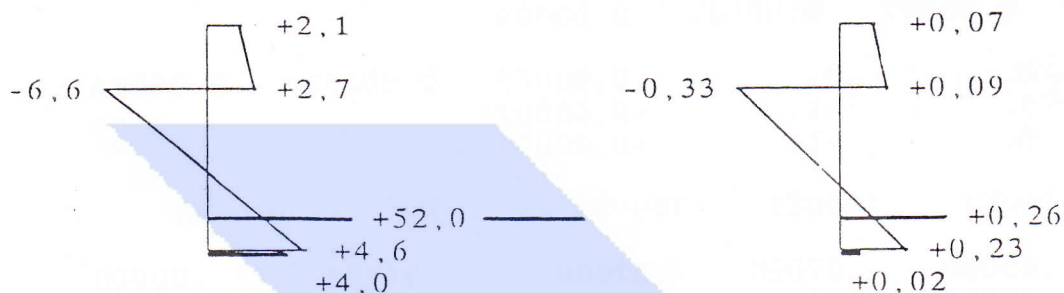


F.2.2 Moduly pružnosti materiálů v modelu konstrukce (tj. moduly, které byly použity při výpočtu účinků zatížení, jejichž účelem je alespoň přibližně popsat průměrné chování konstrukce

při zatížení blízkém meznímu a které se uplatní i při výpočtu účinků dalšího zatížení konstrukce, např. při výpočtu účinků zatížení dopravou) nechť jsou:

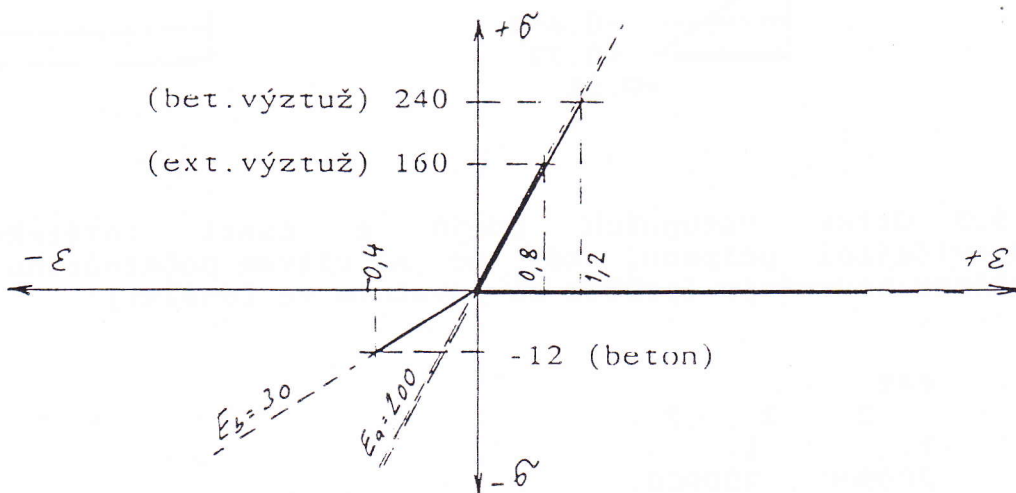
- Eb nadbetonované desky .. 30;
- Eb původního betonu .. 20;
- Ea výztuže (betonářské i lepené) .. 200.

Uvedené údaje umožňují popsat "počáteční napjatost" průřezu a odpovídající stav "počátečního poměrného délkového přetvoření", k nimž každé krátkodobě působící zatížení přičiní lineární přírůstek poměrného prodloužení a přírůstky napětí odpovídající pracovním diagramům. Tento počáteční stav napětí (vlevo) a poměrného přetvoření (vpravo) tedy je:



### F.3 Ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezního normálového napětí

F.3.1 Pracovní diagramy výztuží a betonů, uplatňované v průřezu, jehož řešení má sloužit k ověření spolehlivosti konstrukce proti překročení daných (dovolených, návrhových, mezních) normálových napětí, předepisují normy pro navrhování obvykle ve tvaru:

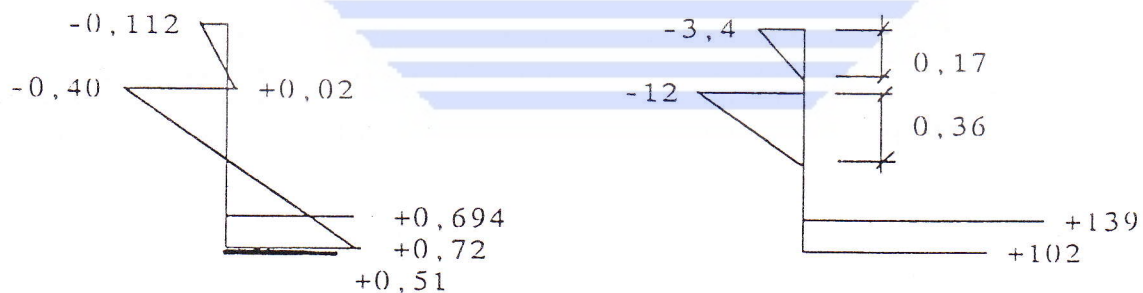




F.3.2 Otisk vstupních údajů a části interakční funkce odpovídající případu, kdy se s vlivem počátečního přetvoření průřezu uvažuje:

text	2	2	2			1		
-1.		1.						
-200000.		200000.						
-1.		0.		1.				
-30000.		0.		0.				
1	1	0	1	0.	-0.1			0.01
0.00026								
1	1	0	1	0.	0.			0.01
0.00002								
199	2	0	1	0.5	-1.	-1.	1.	
-0.00033	-0.00033		0.00023					
120	2	0	1	0.5	-1.2	-1.	0.2	
0.00007	0.00007		0.00009					
0.	0.		0.00065	0.00032	-0.00008			
1.	-1.		-0.00007					
0.	-1.		-0.00007					
1000E1	1000E2	1000E3	N	MY	MZ			
.65000	-.07000	-.07000	.76193	.00000	1.94468			
.57000	-.07000	-.07000	.37999	.00000	2.00373			
* .49000	-.07000	-.07000	-.01973	.00000	2.07467			
.41000	-.07000	-.07000	-.44185	.00000	2.15999			
.33000	-.07000	-.07000	-.89191	.00000	2.26276			

Vyznačenému řádku odpovídá průběh poměrného přetvoření (vlevo) a normálového napětí (vpravo):

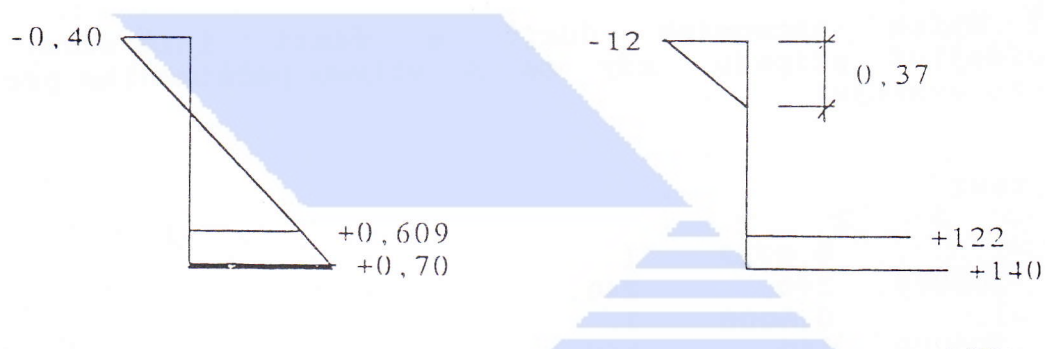


F.3.3 Otisk vstupních údajů a části interakční funkce odpovídající případu, kdy se s vlivem počátečního přetvoření průřezu neuvažuje (průřez se považuje za ideální):

text	2	2	2			1		
-1.		1.						
-200000.		200000.						
-1.		0.		1.				
-30000.		0.		0.				

1	1	0	0	0.	-0.1		0.01
1	1	0	0	0.	0.		0.01
199	2	0	0	0.5	-1.	-1.	1.
120	2	0	0	0.5	-1.2	-1.	0.2
0.	0.			0.00080	0.00059	-0.00005	
1.	-1.2			-0.00040			
0.	-1.2			-0.00040			
1000E1	1000E2	1000E3	N	MY	MZ		
.80000	-.40000	-.40000	.60006	.00000	2.41985		
.75000	-.40000	-.40000	.30432	.00000	2.52559		
* .70000	-.40000	-.40000	-.00129	.00000	2.63905		
.65000	-.40000	-.40000	-.31758	.00000	2.76066		
.60000	-.40000	-.40000	-.64657	.00000	2.89169		

Vyznačenému řádku odpovídá průběh poměrného přetvoření (vlevo) a normálového napětí (vpravo):



F.3.4 Uvedený příklad názorně (snad) ukazuje, že existence počátečních napětí může výrazně ovlivnit hodnotu mezního momentu (v příkladu sníží tuto hodnoty z 2,64 na 2,07). Navíc se může stát, že "rozhodující" bude jiná část průřezu (v uvedeném příkladu rozhodlo o "zatížitelnosti" průřezu při uvážení vlivu počátečních napětí tlakové napětí betonu pod nadbetonovanou deskou, kdežto neuvážil-li se tento vliv, byl rozhodující částí průřezu beton horního povrchu nadbetonované desky).

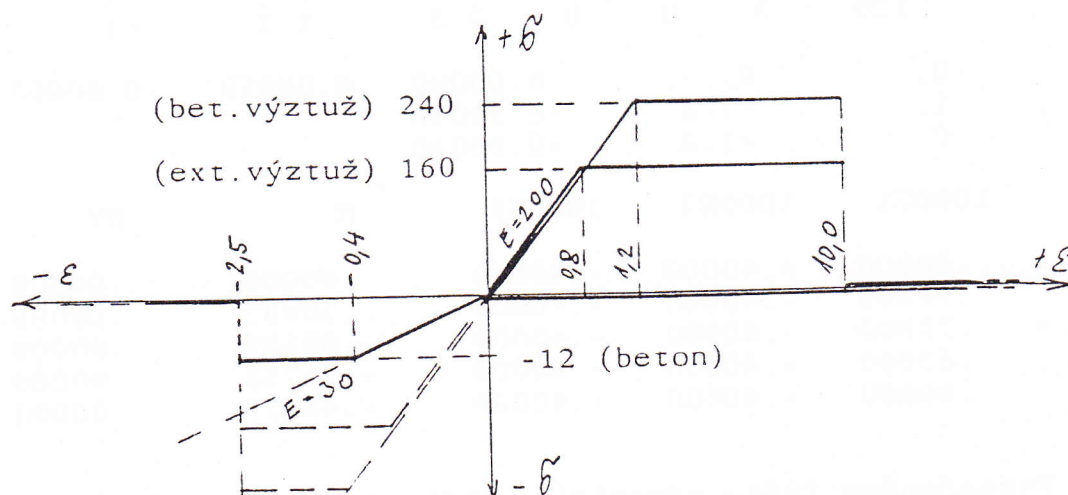
Naproti tomu při stanovení mezního momentu pro tytéž případy, ale za předpokladu, že mezním stavem je dosažení mezního přetvoření a že pracovní diagramy materiálů mají plastické větve, se ukazuje vliv počátečních napětí prakticky bezvýznamný (přičemž jde o pravidlo, nikoliv o specifikum zvoleného příkladu), což je předvedeno v F.4.

#### F.4 Ověřování spolehlivosti průřezu proti překročení mezního poměrného přetvoření

F.4.1 Pracovní diagramy ocelí a betonů, uplatňované v průřezu, jehož řešení má sloužit k ověření spolehlivosti konstrukce proti



překročení mezních poměrných přetvoření, předepisují normy pro navrhování obvykle ve tvaru:



F.4.2 Otisk vstupních údajů a části interakční funkce odpovídající případu, kdy se s vlivem počátečního přetvoření průřezu uvažuje:

```

text
  3      2      2      1
-1.      0.0012      1.
-200000. 240.      240.
-1.      0.0008      1.
-200000. 160.      160.
-1.      -0.0004      0.      1.
-12.     -12.      0.      0.

  1      1      0      1      0.      -0.1      0.01
0.00026

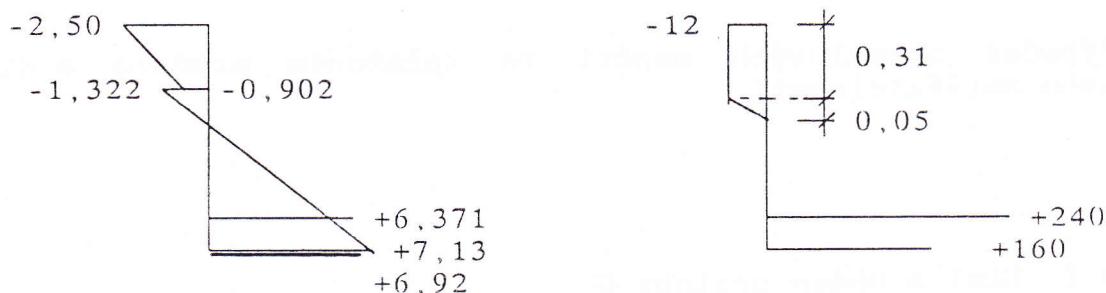
  1      2      0      1      0.      0.      0.01
0.00002

  199     3      0      1      0.5      -1.      -1.      1.
-0.00033 -0.00033 0.00023
  120     3      0      1      0.5      -1.2      -1.      0.2
0.00007 0.00007 0.00009

0.      0.      0.0090 0.0047 -0.0007
1.      -1.2    -0.00257
0.      -1.2    -0.00257
    
```

1000E1	1000E2	1000E3	N	MY	MZ
9.00000	-2.57000	-2.57000	.69199	.00000	3.27291
8.30000	-2.57000	-2.57000	.49220	.00000	3.45572
7.60000	-2.57000	-2.57000	.26532	.00000	3.65940
* 6.90000	-2.57000	-2.57000	.00988	.00000	3.88364
6.20000	-2.57000	-2.57000	-.28852	.00000	4.13853
5.50000	-2.57000	-2.57000	-.63282	.00000	4.42352
4.80000	-2.57000	-2.57000	-1.03468	.00000	4.74361

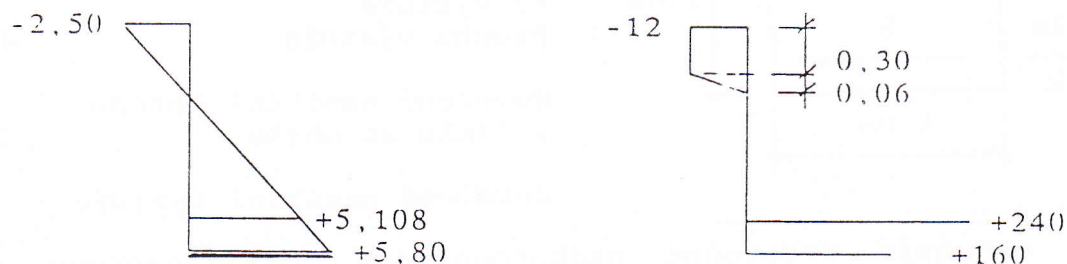
Vyznačenému řádku odpovídá průběh poměrného přetvoření (vlevo) a normálového napětí (vpravo):



F.4.3 Otisk vstupních údajů a části interakční funkce odpovídající případu, kdy se s vlivem počátečního přetvoření průřezu neuvažuje (průřez se považuje za ideální):

text	3	2	2			1		
-1.		0.0012		1.				
-200000.		240.		240.				
-1.		0.0008		1.				
-200000.		160.		160.				
-1.		-0.0004		0.	1.			
-12.		-12.		0.	0.			
1	1	0	0	0.	-0.1			0.01
1	2	0	0	0.	0.			0.01
199	3	0	0	0.5	-1.	-1.	1.	
120	3	0	0	0.5	-1.2	-1.	0.2	
0.		0.		0.0070	0.0045	-0.0006		
1.		-1.2		-0.0025				
0.		-1.2		-0.0025				
1000E1	1000E2	1000E3	N	MY	MZ			
7.00000	-2.50000	-2.50000	.51371	.00000	3.43588			
6.40000	-2.50000	-2.50000	.28014	.00000	3.64579			
* 5.80000	-2.50000	-2.50000	.00894	.00000	3.88383			
5.20000	-2.50000	-2.50000	-.30236	.00000	4.14959			
4.60000	-2.50000	-2.50000	-.66581	.00000	4.44955			

Vyznačenému řádku odpovídá průběh poměrného přetvoření (vlevo) a normálového napětí (vpravo):





## Příloha G

Výpočet normálových napětí ve spráženém průřezu a stanovení jeho zatížitelnosti

### G.1 Účel a obsah přílohy G

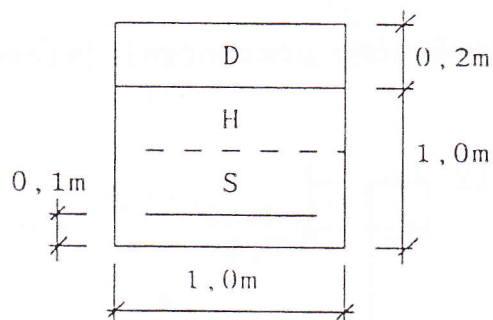
Účelem přílohy G je ukázat na jednoduchém příkladu spráženého betonobetonového prostě uloženého nosníku stanovení "počátečního stavu" napětí a přetvoření (podle intencí uvedených v kap.6) při uplatnění předpokladů uvedených v 6.5, že v části konstrukce s ohybovými (kolmými) trhlinami je oproti materiálovým charakteristikám betonu uvedeným v normě pro beton bez trhlin:

- modul pružnosti cca 0,67 násobkem;
- smršťování poloviční;
- součinitel dotvarování dvojnásobný,

na vypočtené velikosti a rozložení normálových napětí po průřezu; a následně i stanovení teoretické zatížitelnosti průřezu podle kap.7

### G.2 Zadání příkladu

G.2.1 Rozměry průřezu i všechny materiálové charakteristiky (i zatížení) byly zvoleny náhodně; bez zkoumání, zda odpovídají či neodpovídají normám pro navrhování a zatížení, nějaké reálné konstrukci, jejímu provádění (tj. časům odbedňování, délce ošetřování betonu), atd.:



smrštění betonu	0,0003
dotvarování pro zatížení tíhou	2
dotvarování pro zatížení smrštěním	3
$E_b$ betonu	30 GPa
$E_a$ výztuže	200 GPa
plocha výztuže	0,01 m <sup>2</sup>
dovolené namáhání betonu v tlaku za ohybu	13,2 MPa
dovolené namáhání výztuže	235 MPa

D označuje dodatečně nadbetonovanou část průřezu tloušťky 0,2 m;

- H označuje horní část původního průřezu tloušťky 0,4 m, o které se při stanovení účinků zatížení předpokládá (pro všechna zatížení a pro všechna stadia provozu), že nebude významnou měrou prostoupena trhlinami;
- S označuje dolní část původního průřezu tloušťky 0,6 m, o které se při stanovení účinků zatížení předpokládá (pro všechna zatížení a pro všechna stadia provozu), že bude významnou měrou prostoupena trhlinami.

G.2.2 Zadaný průřez nechť se nachází poblíž středu prostého nosníku o délce cca 15 m. Uvažují se tyto zatěžovací stavy:

- 1) Stálé zatížení tíhou (včetně příslušného dotvarování, které proběhlo "kdysi dávno") působící na původní (starý) průřez výšky 1m před nadbetonováním desky, které vyvodilo moment 0,90 MNm.
- 2) Smršťování původního (starého) betonu (včetně příslušného dotvarování), které proběhlo "kdysi dávno", působící na původní (starý) průřez výšky 1m před nadbetonováním desky.
- 3) Stálé zatížení tíhou (včetně příslušného dotvarování nového betonu) působící na spřažený průřez, které vyvodilo moment 0,20 MNm.
- 4) Smršťení betonu horní desky (včetně příslušného dotvarování nového betonu) působící na spřažený průřez.

G.2.3 Příklad obsahuje stanovení účinků zatížení jen pro čas "nekonečno", ale pro dvojí materiálové vlastnosti betonu dolní 0,6 m vysoké části průřezu, které se uvažují jednou pro beton bez trhlin a podruhé pro beton s trhlinami. Náhradní tuhostní charakteristiky jednotlivých částí spřaženého průřezu, které mohou být pro každý zatěžovací stav jiné, jsou uvedeny v následující tabulce.

Tabulka tuhostních charakteristik betonových částí průřezu

zat. stav	D			H			S (bez trhlin)			S (trhliny)		
	En	EF	EJ	En	EF	EJ	En	EF	EJ	En	EF	EJ
1)	-	-	-	10	4	0,05333	10	6	0,18	4	2,4	0,072
2)	-	-	-	12	4,8	0,064	12	7,2	0,216	5	3	0,09
3)	10	2	0,00667	30	12	0,16	30	18	0,54	20	12	0,36
4)	12	2,4	0,008	30	12	0,16	30	18	0,54	20	12	0,36
En je $E_b$ , náhradní [GPa] EF je "normálová" tuhostní charakteristika [ $\text{MN} \times 10^{-3}$ ] EJ je "ohybová" tuhostní charakteristika [ $\text{MNm}^2 \times 10^{-3}$ ]												



G.2.4 Vstupní data, tj. definice výpočtového modelu zadané spřažené konstrukce (nikoliv průřezu!):

a) pro výpočet deformací a vnitřních sil (jsou uvedena data pro zatěžovací stav 4), přičemž se v části S nosníku uvažuje s vlivem trhlin na tuhostní charakteristiky):

t1	1	8	1				
	8						
t2	4		1				
	4	1	0	1	1	6	4
E kod.c.	1	4	1				
	0.0		0.0		1.0		0.0
E 1.vl.	2.4	0.008		0.0		0.0	0.0
	12.0	0.16		0.0		0.3	0.3
	12.0	0.36		0.0		0.8	0.8
	2.0	0.0		0.0		1.0	1.0
E 2.vl.	0.0	0.0		0.0		0.0	
E 3.vl.	1	1	2	0	-0.3		
	1	2	2	0	-0.0		
	1	3	2	0	-0.00		
E prv.zat.	4	1		1			
E prv.tis.	1	3	1	0	-0.0		
E uzl.zat.							
E pruz.							
E spojky	3	6	0	1			
E ulozeni							
E dane pd							
E geom.vazby	8	1		1			
E ut							

b) pro převod vnitřních sil na napětí:

t1	0	4	4	
	0.2	0.00666667	.00666667	
	0.4	0.02666667	.02666667	
	0.6	0.06	.06	
	0.01	10000.0	10000.0	
	1	1	1	1
	1	2	2	1
	1	3	3	1
	1	4	4	1
E	4	1		1
E				

## G.3 Výsledky výpočtů

G.3.1 Normálové síly a ohybové momenty stanovené řešením výpočtového modelu spřažené konstrukce (tj. hodnoty N a M) umožňují stanovit běžným způsobem napětí betonu po průřezu (a samozřejmě i jeho poměrné přetvoření), které je za daných předpokladů určeno šesti hodnotami v šesti "úrovních" (tj. nahoře a dole ve vrstvách D, H, S); dále je uvedeno napětí ve výztuži V. Toto řešení výpočtového modelu spřažené konstrukce (dosud nejde o analýzu průřezu, ale o výsledek řešení konstrukce jako celku) je uvedeno přehledně (snad) v následujících tiscích (vše v [MN] a [m]):

ZATEZ. STAV CAST PRUREZU	N (vnitřní síly)	M	NAHORE (napětí)	DOLE
1), bez trhlin				
D	.00000	.00000	.00000	.00000
H	-1.20000	.04364	-4.63636	-1.36364
S	.65454	.14727	-1.36364	3.54545
V	.54545	.00000	54.54538	54.54538
1), s trhlinami				
D	.00000	.00000	.00000	.00000
H	-1.23731	.05330	-5.09200	-1.09454
S	.45685	.07195	-.43782	1.96066
V	.78046	.00000	78.04551	78.04551
2), bez trhlin				
D	.00000	.00000	.00000	.00000
H	-.07103	.01033	-.56502	.20987
S	.47462	.03487	.20987	1.37219
V	-.40359	.00000	-40.35880	-40.35880
2), s trhlinami				
D	.00000	.00000	.00000	.00000
H	.05142	.02086	-.65353	.91063
S	.07094	.02933	-.37057	.60703
V	-.12236	.00000	-12.23606	-12.23606
3), bez trhlin				
D	-.06643	.00038	-.38862	-.27569
H	-.19531	.00903	-.82706	-.14947
S	.21523	.03049	-.14947	.86692
V	.04650	.00000	4.65013	4.65013
3), s trhlinami				
D	-.07154	.00044	-.42360	-.29181
H	-.19203	.01054	-.87543	-.08472
S	.20333	.02372	-.05648	.73423
V	.06024	.00000	6.02447	6.02447
4), bez trhlin				
D	.51105	.00091	2.41875	2.69174
H	-.63526	.01820	-2.27064	-.90566
S	.07084	.06142	-.90566	1.14180
V	.05337	.00000	5.33705	5.33705
4), s trhlinami				
D	.50216	.00098	2.36410	2.65745
H	-.64921	.01956	-2.35638	-.88968
S	.08414	.04400	-.59312	.87359
V	.06291	.00000	6.29140	6.29140



G.3.2 Nechť je v daném příkladu hledaným výsledkem výpočtu velikost kladného momentu vyvozeného zatížením dopravou, stanoveného "podle dovolených namáhání", který může působit současně s momentem vyvozeným stálým zatížením (tj. v našem případě tíhou, celkem 1,1 MNm). Jde tedy o hodnotu momentu, při které dosahuje výsledné poměrné přetvoření buď:

- betonu v úrovni Dh hodnotu -0.000440;
- nebo betonu v úrovni Hh hodnotu -0.000440;
- nebo výztuže V hodnotu 0.001175,

přičemž žádná z těchto tří hodnot není překročena, a to za předpokladů, že současně:

- přírůstek přetvoření po průřezu, přičítaný k "počátečnímu" přetvoření danému tabulkou, má lineární průběh;
- tažený beton je vyloučen z funkce.

Hledaná hodnota momentu se získá sestavením a řešením modelu průřezu (provedením "analýzy průřezu") např. způsobem popsáním v 7.1, 7.2, 7.4 a příloze F.

Významným vstupním údajem popisujícím model spřaženého průřezu je jeho počáteční stav vyjádřený průběhem "mechanických" poměrných přetvoření" (tj. vypočtených přetvoření, od nichž se odečtou "nemechanické" objemové změny nevyvozuující napětí). Pro daný příklad jsou tato vstupní přetvoření (získaná součtem řešení ze zatěžovacích stavů 1) až 4)) uvedena v následující tabulce.

Tabulka součtů napětí ([MPa]) a přetvoření ([1] x 10<sup>6</sup>):

zat.		Dh	Dd	Hh	Hd	Sh	Sd	výztuž
bez	nap.	2.030	2.416	- 8.299	-2.209	-2.209	6.926	24.174
trh.	př.	67.67	80.54	-276.64	-73.63	-73.63	230.88	120.87
s	nap.	1.940	2.366	- 8.977	-1.158	-1.458	4.176	78.125
trh.	př.	64.68	78.85	-299.24	-38.61	-72.90	208.78	390.63
Dh značí "nahore" v části D, Dd značí "dole" v části D), atd.								

Vstupní data a výsledky řešení modelu průřezu pro případ "bez vlivu trhlin":

```

text
      2      1      3      1
-1.      1.
-200000. 200000.
-1.      0.      1.
-30000.  0.      0.
      1      1      0      1      0.      1.1      0.01
.00012087
      140      2      0      1      0.5      0.0      -1.      0.2
.00006767 .00006767 .00008054
      180      2      0      1      0.5      0.2      -1.      0.4
-.00027664-.00027664-.00007363
    
```

199	2	0	1	0.5	0.6	-1.	0.6
- .00007363-	.00007363	.00023088					
0.	0.2	- .000121	- .000117	.000001			
1.0	1.1	.00105413					
0.	1.1	.00105413					
1000E1	1000E2	1000E3	N	MY	MZ		
- .12100	1.05413	1.05413	- .02281	.000000	2.14866		
- .12000	1.05413	1.05413	- .01035	.000000	2.15107		
* - .11900	1.05413	1.05413	.00211	.000000	2.15348		
- .11800	1.05413	1.05413	.01457	.000000	2.15589		

Závěr k výsledku řešení případu "bez vlivu trhlin":

Hledaná "zatížitelnost" průřezu je  $2,153 - 1,1 = 1,05$  MNm. Rozhodující je dosažení dovoleného napětí ve výztuži 235 MPa; přitom je tlak v betonu cca 9,4 MPa v místě Dh a cca 11,9 MPa v místě Hh.

Závěr k výsledku řešení případu "s vlivem trhlin":

Hledaná "zatížitelnost" průřezu je  $2,092 - 1,1 = 0,98$  MNm. Rozhodující je dosažení dovoleného napětí ve výztuži 235 MPa; přitom je tlak v betonu cca 7,3 MPa v místě Dh a cca 12,3 MPa v místě Hh.

G.3.3 Přestože zadání příkladu bylo zvoleno náhodně, neodporuji uvedené výsledky zkušenostem, že:

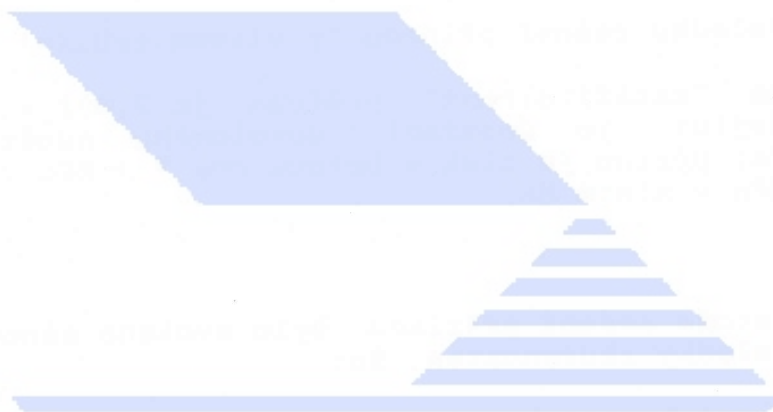
- spřažená konstrukce (rozumí se prostě podepřená) může klást značné nároky nejen na beton "zcela nahoře", ale i na beton při horním povrchu původní (základní, spodní) části konstrukce (i tam mohou být "rozhodující" vlákna, zejména jde-li o beton nižší kvality);

- tah ve výztuži může být (zejména v důsledku smršťování betonu v horních částech spřaženého průřezu) větší než u obdobné konstrukce nespřažené;

- vychází-li zatížitelnost spřažené konstrukce výrazně nižší než obdobné konstrukce nespřažené, lze obvykle situaci zlepšit zavedením "záporného zatížení" (vzepření) před betonáží horní desky; částečně "může pomoci" i zpřesnění výpočtu takové, při kterém se uvažuje dotvarování starého (podle teorie stárnutí téměř mrtvého) betonu např. podle Eurokódu 2.

Uvedený příklad vykázal nepříliš velký rozdíl mezi případy, kdy se uvažuje a kdy se neuvažuje s vlivem trhlin na materiálové charakteristiky betonu. Z tohoto výsledku však nelze činit obecný závěr typu "co dává víc" nebo že rozdíl bude prakticky málo významný vždy. Větší rozdíly (nejen v napětích, ale i v "dovolených momentech") lze očekávat zejména v případech, kdy bude uvažováno zatížení částí průřezu s očekávanými trhlinami teplotními změnami nebo rozdílným oteplením.





Název: Zesilování betonových mostů pozemních komunikací  
externí lepenou výztuží a/nebo  
spřaženou železobetonovou deskou.  
Pokyn pro výpočet

Vydal: Ministerstvo dopravy ČR, odbor pozemních komunikací  
Ředitelství silnic ČR

Vypracoval: Dopravoprojekt Brno, a.s.  
Ing. Pavel Šmerk

Náklad: 35

Počet stran: 150

Tisk a  
distribuce: IMOS holding, s.r.o  
Olomoucká 174, 627 00 Brno  
tel. 05 / 5197111  
fax 05 / 5197392