

TECHNICKÁ KNIŽNICE
AUTORIZOVANÉHO INŽENÝRA A TECHNIKA



BETONOVÉ MOSTY

TK21

Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků
vydal Český svaz stavebních inženýrů

Praha 2001

Prof. Ing. Jiří Stráský, CSc, RE.

© Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků, 200

ISBN 80-86426-05-X

Obsah

Úvod	5
1. Filozofie návrhu mostu	7
2. Typy mostních konstrukcí.....	9
3. Návrh mostu,	17
Přesypané konstrukce	17
Jednopolové mosty	18
Nadjezdy nad dálnicemi a rychlostními komunikacemi	18
Městské viadukty	20
Dálniční a silniční viadukty	22
Mosty přes řeky	23
Mosty přes hluboká údolí	25
Lávky pro pěší	25
4. Technologie výstavby.....	26
Monolitické konstrukce	
Konstrukce betonované na pevných skružích	26
Konstrukce betonované na výsuvných skružích	27
Letmá betonáž - monolitické segmentové konstrukce.....	29
Vysouvané konstrukce.....	32
Konstrukce otáčené	35
Prefabrikované konstrukce.....	36
Podélné prefabrikované prvky	36
Příčně dělené konstrukce - prefabrikované segmentové konstrukce	37
Výroba segmentů	37
Montáž segmentů	39
Konstrukce montované na skruži	39
Konstrukce montované letmo	40
Hybridní konstrukce.....	42
5. Modelování betonových mostů	44
Programové systémy a výpočtové modely	44
Prutová analýza komorového nosníku	47
Analýza tenkostěnného komorového nosníku.....	47
Spolupůsobící šířka.....	49

Modelování konstrukcí prutovými prvky	53
Metoda náhradního roštu	55
Analýza konstrukcí	58
Příhradová analogie - metoda strut and tie	60
6. Konstrukční beton	61
Konstrukční beton.....	61
Předpětí.....	64
Působení předpětí v provozním stavu	67
Dotvarování a smršťování betonu.....	71
7. Vybrané problémy konstrukcí	74
Uložení komorového nosníku	74
Zachycení kroucení komorových nosníků v podpěrách	75
Nepřímé uložení.....	77
Uložení Gerberových nosníků	78
Konstrukce s náběhy	79
Vliv předpětí v zakřivených prvcích.....	79
8. Vybrané problémy technologií	81
Prefabrikované nosníky.....	81
Monolitické konstrukce stavěné po polích	84
Konstrukce vysouvané	89
Konstrukce betonované nebo montované letmo (konzolové mosty).....	90
Prefabrikované segmentové konstrukce.....	97
9. Literatura.....	101

Úvod

Beton se stal nejrozšířenějším stavebním materiálem minulého století. V kombinaci se správně navrženou betonářskou a předpínací výztuží je schopen odolávat velkému zatížení, má velké plastické rezervy a umožňuje překlenout mimořádná rozpětí. Jeho předností je poměrně nízká cena, velká pevnost v tlaku, spojitost a možnost vybetonovat v jakémkoliv tvaru. Pro tyto vlastnosti se stal také základním stavebním materiálem v mostním stavitelství.

Zatímco u železového betonu betonářská výztuž pasivně odolává účinkům vnějšího zatížení, umožňuje technologie předpjatého betonu vhodným uspořádáním a napnutím předpínací výztuže přerozdělit deformační a statické účinky tak, abychom dostali optimální stav napjatosti, který nám umožní využít charakteristické vlastnosti betonu. Předpjatý beton tedy představuje aktivní přístup k navrhování konstrukcí, změnu v myšlení i v provádění a jeho zavedení způsobilo opravdu revoluci v betonovém stavitelství. Nejúspěšnější aplikace předpjatého betonu, založené na jednotě architektonického a konstrukčního řešení, vychází z aktivního působení předpětí při současném pochopení vlastností betonu i chování konstrukcí i konstrukčních detailů v mezním stavu.

Masová produkce betonových konstrukcí má však i stinné stránky. V průběhu let byly bohužel lehké transparentní konstrukce nahrazeny těžkými trámovými konstrukcemi, masová produkce přinesla řadu typových konstrukcí, které hyzdí krajinu. Mnohdy byly konstrukce špatně navrženy, nekvalitně provedeny a nebyly vůbec udržovány. To vedlo k tomu, že některé konstrukce bylo nutno po několika letech provozu opravovat nebo dokonce snést. Bohužel, socialistické šlendriánství je využíváno těmi, kteří přirozenou a prospěšnou soutěž materiálů a konstrukcí nahrazují tendenčními hledisky.

Protože jsem přesvědčen, že beton zůstane klíčovým stavebním materiálem i v tomto století, snažil jsem se v předložené knize upozornit na některé problémy, jejichž řešení umožní návrh kvalitních betonových mostů. Omezený rozsah publikace mi neumožňuje uvést vývoj betonových mostů a popsat všechny problémy návrhu, provádění a údržby betonových mostních konstrukcí. S ohledem na rozsah knihy nemohl jsem se také podrobně zabývat problémy spojenými s návrhem mimořádných obloukových, visutých nebo zavěšených konstrukcí. V knize také nezbylo místo na diskusi mostního příslušenství.

Architektonické a konstrukční řešení mostů vychází mnohdy z technologie jejich výstavby. Proto důležitou součástí knihy tvoří popis současných technologií výstavby mostů.

V knize navazuji na knihy profesorů Bechyně, Klimeše, Zůdy a Jandy [2], [3], [11], [13], [14], kteří ve svých knihách seznámili českou technickou veřejnost s moderními betonovými konstrukcemi a kteří významně přispěli k tomu, že v naší zemi bylo postaveno mnoho konstrukcí světových parametrů.

V současné době, kdy se naše země snaží o návrat do kulturní Evropy, dochází také ke změně filozofie navrhování a k přechodu k připravovaným evropským normám. Bohužel, jejich úplná aplikace nebyla dosud nikde plně zavedena. Proto v knize neuvádím články norem, spíše se snažím na problémy upozornit.

Během své projekční praxe doma i v zahraničí jsem bohužel poznal, že názory na typy konstrukcí a řešení detailů jsou mnohdy ovlivněny osobními názory státních úředníků, které mnohdy nemají racionální základ. To, co je v jedné zemi považováno za správné, je o 200 km dál považováno za špatné. Proto v knize neuvádím oficiální názory nyní uplatňované u nás, ale názory svoje, založené na vlastní zkušenosti. Snad tento přístup najde pochopení u inženýrů, kteří podobně jako já nehledají pravdu v doslovné aplikaci norem, ale v hlubokém poznání konstrukcí a materiálu a v tvořivém přístupu k navrhování.

Brno, červen 2001

Jiří Stráský

1. Filozofie návrhu mostu

Structural design is concerned with much more than science and techniques: It is also very much concerned with art, common sense, sentiment, aptitude, and enjoyment of the task of creating opportune outlines to which science calculations will add finishing touches, substantiating that the structure is sound and strong in accordance with the requirements,

Eduardo Torroja: Philosophy of Structures

Základní funkcí mostu je bezpečně a hospodárně převést dopravu přes překážku. A proto návrh mostu musí vycházet z tohoto základního požadavku. Most musí projektant navrhnout tak, aby jeho konstrukce co nejlépe zapadla do krajiny a aby co nejlépe vyjádřila povahu přemostění. Musí navrhnout ekonomickou konstrukci, jejíž architektura vychází ze správného konstrukčního řešení. Její architektura musí vyjádřit současnou dobu a pokrok ve vědě i technologii.

Při návrhu konstrukce musí projektant syntetizovat statické a dynamické požadavky na konstrukci s požadavky na zajištění bezporuchového provozu a jednoduchou údržbu. Je samozřejmé, že návrh konstrukce musí vycházet z technologických možností případných dodavatelů a musí se vyznačovat minimální spotřebou materiálu. Ekonomie konstrukce je důležitým hlediskem vyjadřujícím přiměřenost řešení.

Je samozřejmé, že není jedno řešení daného problému, vždy je několik možností. A jaké řešení bude vybráno, záleží na osobnosti projektanta a na jeho schopnosti přesvědčit zúčastněné, že řešení, které předkládá, je optimální.

Bohužel mnozí inženýři se více snaží na sebe upozornit neobvyklým řešením, technologickým pokrokem a ne snahou najít přiměřené řešení. Konstrukce mostu musí vyjít z dlouholeté zkušenosti z návrhu, realizace a provozu konstrukcí a detailů. Most je příliš vážná konstrukce, která bude sloužit společnosti více než sto let a která výrazně zasáhne do krajiny. Ke stavbě mostu je nutno vynaložit značné prostředky. Řešení mostu tedy nemůže vycházet z modních směrů snad přijatelných u menších staveb pozemního stavitelství.

Estetické řešení konstrukce musí vždy vycházet a musí umocňovat statické působení konstrukce. Musí být čitelné a pochopitelné i pro laika. Je-li konstrukce podepřena ložisky, musí být ložiska viditelná; je-li konstrukce rámově spojená se spodní stavbou, musí být rámové spojení zvýrazněno, atd. Tvar konstrukčních prvků musí sledovat průběh napětí a umocnit jejich funkci. Při návrhu je nutno využít charakteristické vlastnosti jednotlivých materiálů. Nic víc nemůže uškodit betonu, než jeho nevhodná aplikace.

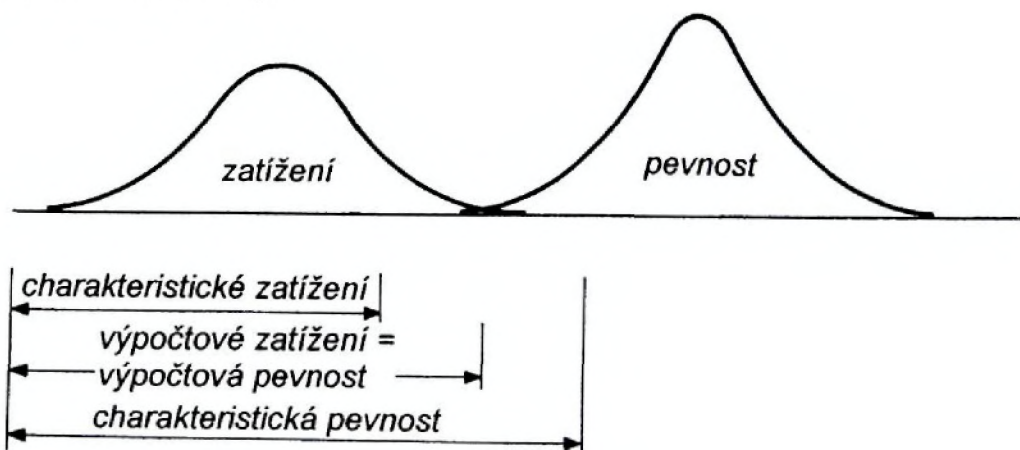
Most je součástí komunikace a proto musí být navržen tak, aby neovlivnil návrhové a bezpečnostní parametry komunikace. Most musí splňovat požadavky dané normami pro prostorové uspořádání, musí zachovat požadované průjezdní a plavební prostory a musí zajistit odvedení návrhové vody.

S ohledem na hospodárnost i údržbu je nutno navrhovat spojitě konstruované s minimálním počtem dilatačních spár. Spojité, mnohonásobně staticky neurčité konstrukce mají také větší bezpečnost, protože únosnost konstrukce není vyčerpána únosností jednoho kritického průřezu.

Při návrhu je nutno pamatovat na řádné vyztužení konstrukcí jak předpínací, tak i betonářskou výztuží tak, aby vždy byla zachována schopnost plastického přetvoření konstrukcí. Velkou pozornost je nutno věnovat takzvaným poruchovým oblastem, jejichž řádná funkce určuje funkci celé konstrukce.

Při návrhu průřezu je nutno volit jednoduché čisté tvary, které lze jednoduše vyztužit a řádně probetonovat. Protože vývin hydratačního tepla i průběh dotvarování a smršťování betonu závisí na tloušťce prvků, je nutno navrhovat konstrukce tak, aby průřezy konstrukce měly pokud možno stejnou tloušťku. Zabrání se tak dodatečným namáháním vyvolaným přerozdělením vnitřních sil vyvolaných rozdílnými poměrnými deformacemi.

Připravované předpisy pro navrhování mostů vychází ze semiprobabilistní metody mezních stavů. Posuzují se dvě skupiny mezních stavů, a to: a) mezní stavy únosnosti, u nichž dochází k úplné ztrátě únosnosti konstrukce, to je porušení (dosažení pevnosti - obr. 1.1), ztráty stability tvaru (vybočení), ztráty stability polohy (převržení, posunutí, nazdvihnutí apod.), vznik tvarově neurčité soustavy.



Obr. 1.1 Mezní stav porušení.

- b) mezní stavy použitelnosti, při nichž se vychází z účinků provozního zatížení. K nim patří nepřipustné deformace, kmitání (rychlost nebo zrychlení), vznik nebo šířka trhlin apod. Je nutno zdůraznit, že mezní stavy použitelnosti jsou stejně důležité jako mezní stavy únosnosti.

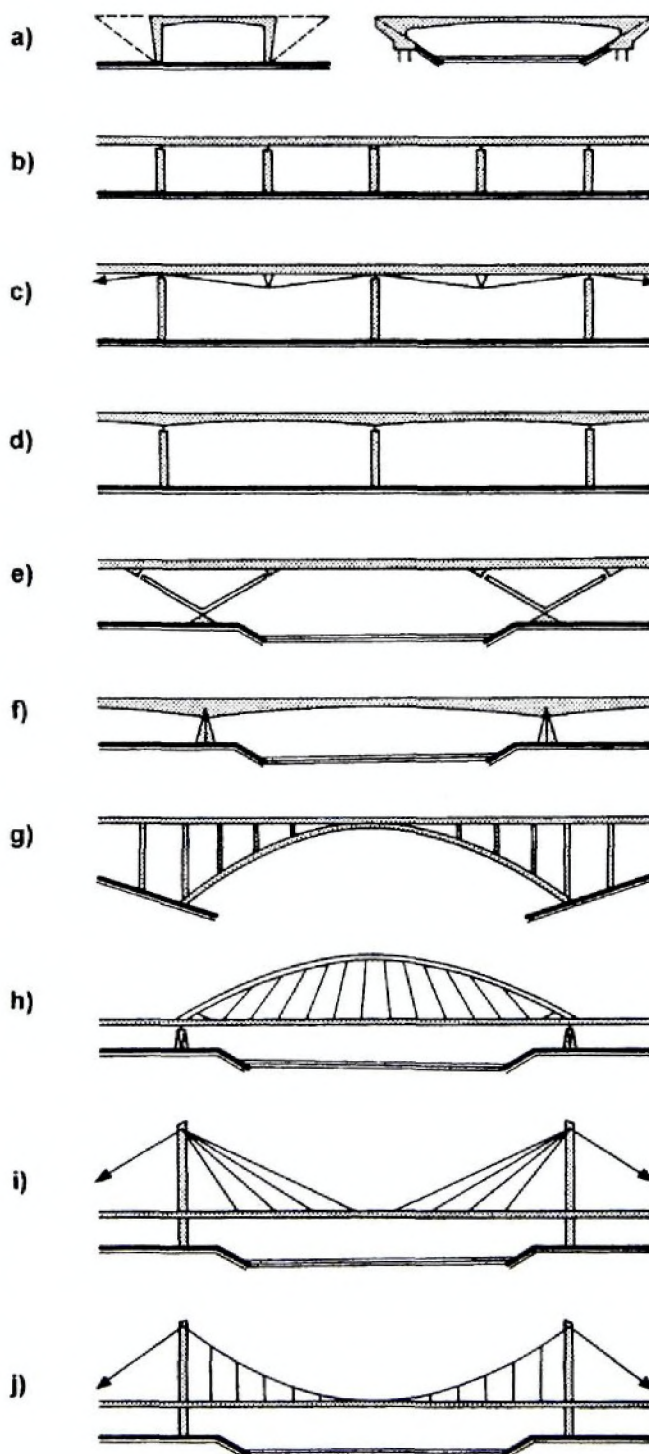
2. Typy mostních konstrukcí

Rozdělení mostů podle typů konstrukcí v dosud platných normách i dosud publikovaných knihách vychází z dříve používaného způsobu analýzy mostů. Mosty se dělily na mosty deskové, trémové, rámové, atd. Uvážíme-li, že např. deska může být nejen prostě uložena, ale může také tvořit rámovou konstrukci o jednom nebo více polích, nebo spolu s obloukem nebo závěsnými, popřípadě visutými kabely může vytvářet složitější soustavu, vidíme, že u moderních konstrukcí toto dělení ztrácí původní význam.

Mimo přespané nebo přímo pocházené obloukové nebo visuté konstrukce jsou mosty vždy tvořeny mostovkou přenášející zatížení do podpěr. Mostovka může být na podpěrách uložena na ložiscích, nebo s ní může být spojena rámově nebo kloubově. U větších rozpětí je mostovka podpírána vzpěrami nebo oblouky; může být také zavěšena na obloucích, visutých anebo závěsných kabelech - obr.2.1.

Obr.2.1 Typy mostních konstrukcí:

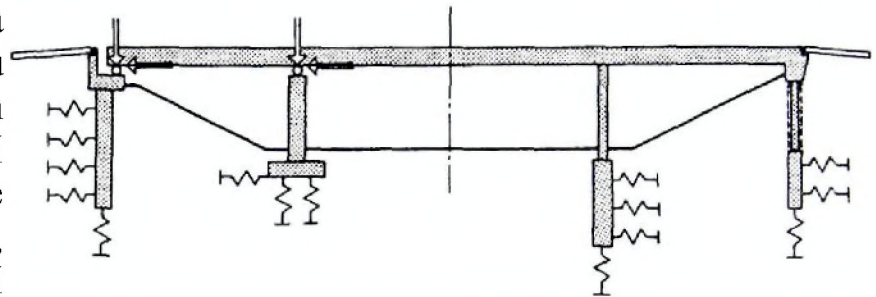
a) rámová konstrukce o jednom poli, b) spojitá rámová konstrukce, c) spojitá rámová konstrukce předeprnutá vnějšími kabely, d) spojitá rámová konstrukce proměnného průřezu, e) vzpěradlová rámová konstrukce, f) rámová konstrukce proměnného průřezu, g) oblouková konstrukce s horní mostovkou, h) oblouková konstrukce s dolní mostovkou, i) zavěšená konstrukce, j) visutá konstrukce.



Vlastní mostovka je buď tvořena deskou, deskovým trámem, roštem nebo komorovým nosníkem - obr.2.3 a 2.4. Všechny typy mostovek mohou být podle povahy konstrukce a zatížení součástí složitějších soustav. Mohou být vetknuty do krajních podpěr a tvořit tak rámové konstrukce (obr.2.1a) nebo mohou být podepřeny svislými nebo šikmými stojkami (obr.2.1b, 2.1f). Mostovka může být se stojkami spojena rámově, popřípadě kloubově, nebo může být uložena na stojkách prostřednictvím ložisek. Většina betonových mostů je předepnuta předpínacími kabely situovanými v obrysu anebo vně průřezu (obr.2. 1c), které v konstrukci vyvozují normálovou sílu. Uvážíme-li, že i při podepření

ložisky je mostovka namáhána normálovou silou od tření v ložiscích a že do doby překonání tření působí konstrukce jako rámová, je zřejmé, že klasické dělení

konstrukcí na trámové a rámové nemá smysl - obr.2.2. Navíc opěry i podpěry mostů vždy spolupůsobí s podložím. Most tedy vždy tvoří integrální systém. To stejné platí pro deskové konstrukce, které vždy fungují jako deskostěnové konstrukce.



Obr.2.2 Rámová konstrukce o třech polích: a) klasická, podepřená ložisky, b) integrovaná s opěrou.

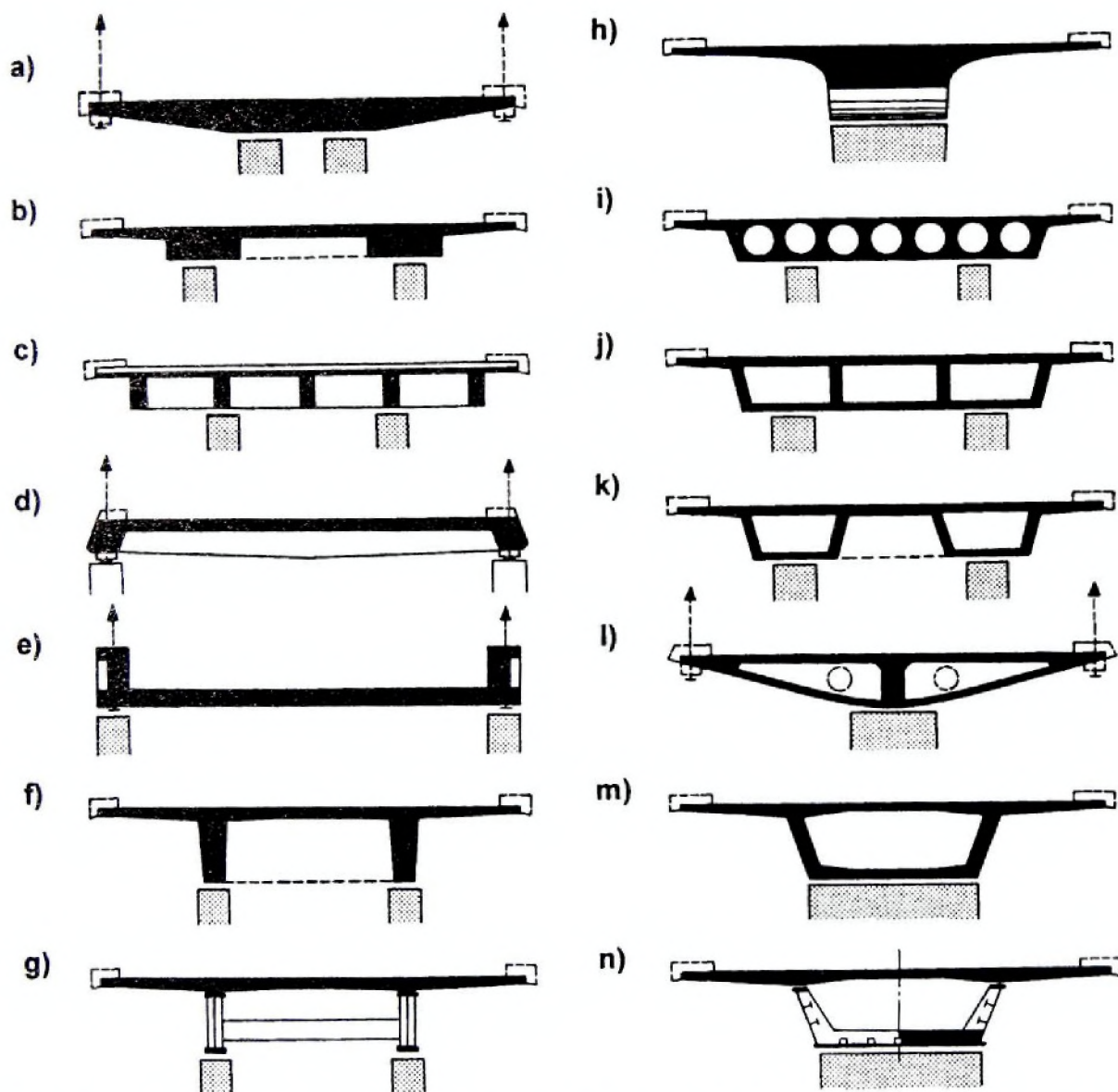
U obloukových, zavěšených nebo visutých konstrukcí mostovka spolupůsobí s obloukem závěsy a pylony, s nimiž také vytváří integrální systém, ve kterém vnitřní síly závisí na geometrii, poměru tuhosti a na okrajových podmínkách - obr.2.7 -2.10.

Plná deska obdélníkového nebo lichoběžníkového průřezu (obr.2.3a) je vhodná nejen pro mosty malých rozpětí, ale může být součástí i obloukových nebo zavěšených soustav s rozpětími až 200 m. Lichoběžníková deska je u spojitých konstrukcí hospodárná do rozpětí 21 m. Při větším rozpětí - do 30 m - je vhodný deskový trám (obr.2.3b) nebo deska vylehčená kruhovými otvory (obr.2.3i).

Pro větší rozpětí jsou vhodné trámové konstrukce. Roštové konstrukce sestavené z několika podélných trámů se nyní navrhují jen z prefabrikovaných nosníků, které jsou spolu spojeny spřaženou mostovkovou deskou - obr.2.3c. Příčnický mezi nosníky se navrhují jen na podpěrách. Pro zavěšené konstrukce nebo pro konstrukce, u nichž se využívá prostor pod mostem se navrhuje dvojtrám tvořený okrajovými nosníky, které jsou v příčném směru mostu ztuženy příčnickami - obr.2.3d. Podobnou konstrukci tvoří parapetní nosník, který může být na okrajích také zavěšen. V případě malé stavební výšky spojuje okrajové nosníky jen příčně předepnutá deska mostovky - obr.2.3e.

Pro rozpětí do 45 m je velmi ekonomický dvojtrám - obr.2.3f. Příčníky mezi trámy se navrhují jen na koncích mostů. Při větším rozpětí nebo při neúnosné základové půdě lze betonové nosníky nahradit ocelovými - obr.2.3g. Betonová mostovková deska spolupůsobí s ocelovými nosníky v podélném směru a spolu s nízkými příčníky zajišťuje spolupůsobení podélných nosníků.

Při osovém podepření jsou vhodné trémové konstrukce tvořené středním páteřním nosníkem s velmi vyloženými konzolami. Při konstantní výšce jsou vhodné do rozpětí 35 m, při proměnné výšce do 45 m.



Obr.2.3 Průřezy mostovek běžných šířek: a) deska, b) deskový trám, c) rošt, d) dvojtrám s okrajovými nosníky, e) parapetní trám, f) dvojtrám, g) ocelobetonový dvojtrám, h) jednotrám, i) deska vylehčená kruhovými otvory, j) vícekomorový nosník, k) dva komorové nosníky spojené deskou mostovky, l) dvojkomorový nosník se skloněnými vnějšími stěnami, m) jednokomorový nosník, n) jednokomorový ocelobetonový nosník.

Pro rozpětí od 30 do 45 m jsou hospodárné komorové konstrukce tvořené vícekomorovým nosníkem (obr.2.3j) nebo dvěma komorovými nosníky spojenými deskou mostovky (obr.2.3k). Po estetické stránce se osvědčily dvou nebo tříkomorové konstrukce se skloněnými krajními stěnami bez tradičních konzol - obr.2.3l.

Pro rozpětí od 45 do 60 m je vhodný jednokomorový nosník konstantního průřezu, pro větší rozpětí jednokomorový nosník proměnného průřezu - obr.2.3m. Pro tato rozpětí jsou také ekonomické ocelobetonové komorové nosníky, u kterých ocelový korýtkový průřez je spřažen s betonovou mostovkovou deskou - obr.2.3n. Betonová mostovka nejen roznáší zatížení a spolupůsobí na přenosu podélného ohybu, ale zajišťuje i integritu konstrukce. Beton lze také spřáhnout s ocelí nad podporou, kde může nejen redukovat plochu oceli, ale také zajistit stabilitu tlačené pásnice.

U moderních ocelobetonových konstrukcí je komorový průřez tvořen horní a dolní betonovou deskou a stěny jsou tvořeny buď vlnitým plechem, nebo ocelovou příhradovinou. Tyto konstrukce jsou předepnuty vnějšími kabely.

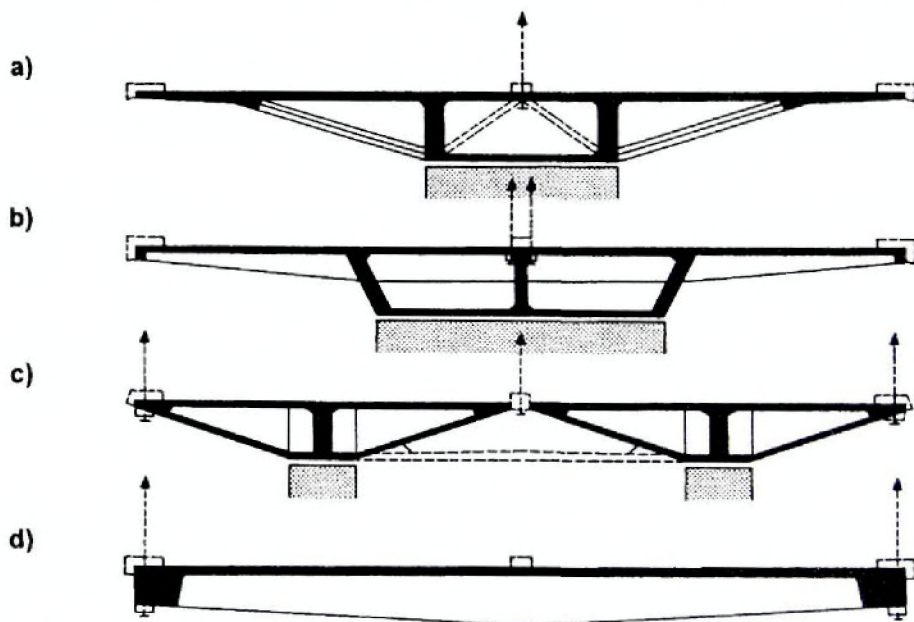
U mostů konstantních výšek se tloušťka deskových a komorových průřezů se volí do $1/25$ rozpětí, tloušťka trámových konstrukcí do $1/20$ rozpětí.

Dálniční mosty vedené vysoko nad terénem nebo konstrukce zavěšené na obloucích nebo pylonech jsou často, i při šířkách kolem 30 m, tvořeny jedinou mostní konstrukcí. Při osovém zavěšení nebo podepření jsou tvořeny komorovým nosníkem s vnějšími konzolami podepíranými vzpěrami - obr. 2.4a, nebo jedno,

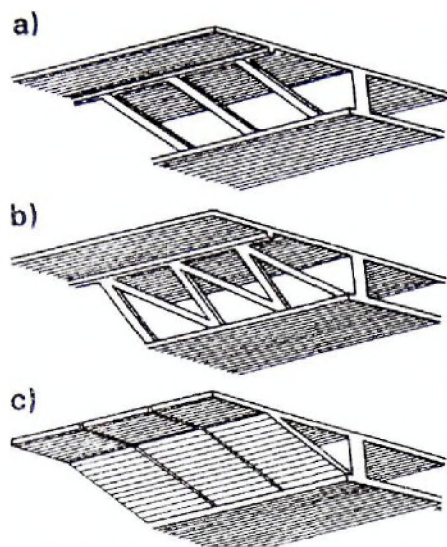
popřípadě dvoukomorovým nosníkem ztuženým nízkými příčnicí, které také podepírají vnější konzoly - obr. 2.4b.

Mnohdy hlavní most navazuje na dlouhé příjezdové rampy malých rozpětí.

V hlavním poli lze pak tuto konstrukci vzájemně spojit příčnicí nebo systémem



Obr. 2.4 Průřezy mostovek větších šířek: a) komorový nosník s vnějšími konzolami podepíranými vzpěrami, b) komorový nosník s vnějšími konzolami podepíranými příčnicí, c) dva komorové nosníky spojené systémem táhel a vzpěr, d) dvojtrám s okrajovými nosníky.



Obr. 2.5 Komorový nosník s vnějšími konzolami podepíranými vzpěrami: a) prutové vzpěry, b) příhradové vzpěry, c) deskové vzpěry.

táhel a vzpěr. Při zavěšení v ose mostu jsou táhla tvořena příčně předepnutou horní deskou, vzpěry jsou tvořeny prefabrikovanými prvky vloženými mezi spodní desky podélných nosníků - obr.2.4c. Při zavěšení na okrajích slouží horní deska jako vzpěry a prefabrikované prvky jako táhla. Pro široké mosty bez příjezdových ramp, které jsou zavěšeny na okrajích, je velmi vhodný průřez tvořený okrajovými nosníky spojenými příčnicí - obr.2.4d.

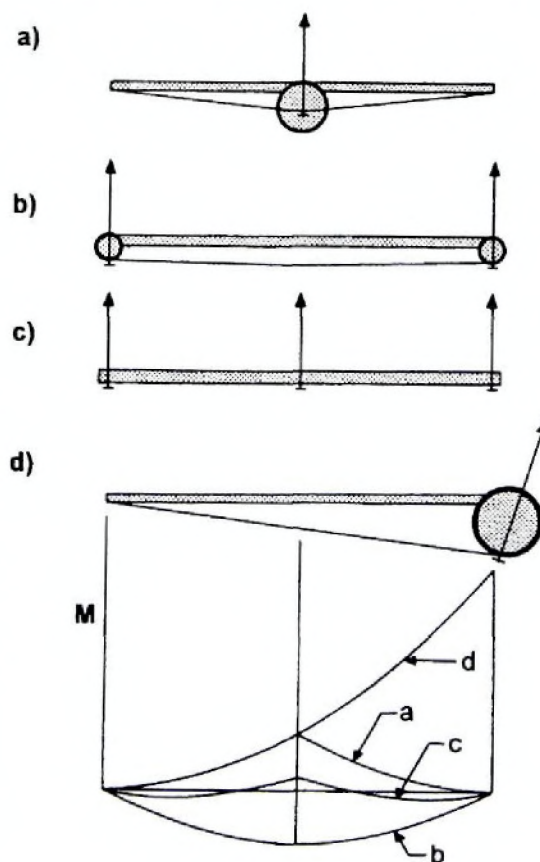
Konstrukce tvořené komorovým nosníkem s vnějšími konzolami podepíranými vzpěrami se často budují postupně, nejdříve se vytvoří páteřní komorový nosník, potom se osadí vnější vzpěry a vybetonuje se mostovka. Vzpěry mohou být tvořeny osamělými prvky (obr.2.5a), příhradovinou (obr.2.5b) nebo

prefabrikovanými stěnami (obr.2.5c). Ty mohou být vzájemně monoliticky spojeny, nebo zůstat bez spojení. Parametrické výpočty prokázaly, že příhradové a vzájemně nespojené stěny se také podílí na přenosu kroucení konstrukce.

Mostovky zavěšené na oblouky nebo pylony mohou mít závěsy uspořádané v ose mostu (obr.2.6a) nebo na okrajích (obr.2.6b). Navrhovány jsou také konstrukce zavěšené ve třech rovinách (obr.2.6c), nebo konstrukce zavěšené jen na jednom okraji (obr.2.6d). Je zřejmé, že konstrukce zavěšené v ose a na jednom okraji vyžadují, aby mostovka měla dostatečnou tuhost v kroucení. Konstrukce zavěšená na okraji musí navíc přenést kroucení i od zatížení stálého.

Na obr.2.6 je také vykreslen průběh ohybových momentů namáhajících konstrukce v příčném směru. Z obrázku je zřejmé, že namáhání konstrukce zavěše-

Obr.2.6 Zavěšení mostovky: a) v ose mostu, b) na okrajích, c) ve třech rovinách, d) na jednom okraji.

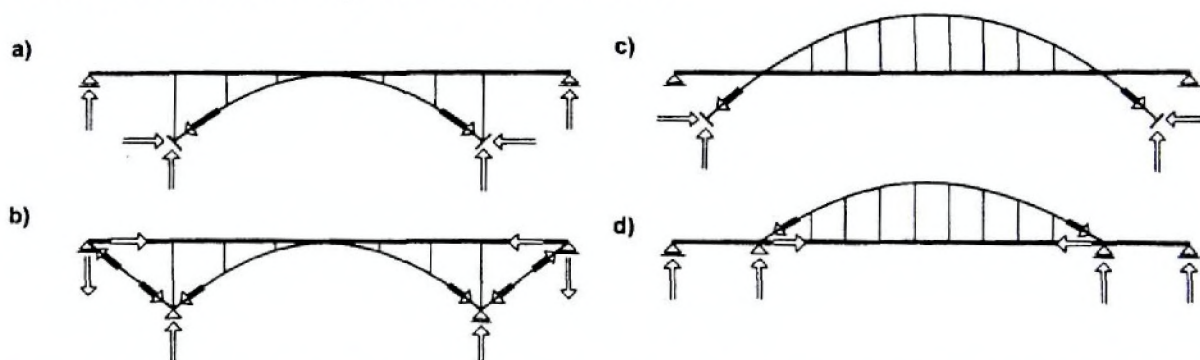


né v ose anebo na okrajích má stejnou absolutní velikost, a že zavěšení jen na jednom okraji je výrazně nehospodárné.

Jak již bylo uvedeno, mostovka vytváří spolu s oblouky nebo kabely integrované systémy. Oblouky nebo pylony mohou být s mostovkou rámově nebo kloubově spojeny nebo mohou být vzájemně nespojeny.

Oblouky nebo pylony mohou být situovány ve svislé či šikmé rovině a mohou být situovány v ose, na okrajích a nebo jen jednom okraji mostovky. Je zřejmé, že existuje nepřehledné množství kombinací a jejich volba závisí na řadě faktorů. Jejich rozbor přesahuje rozsah knihy. Dále je upozorněno jen na některé z nich.

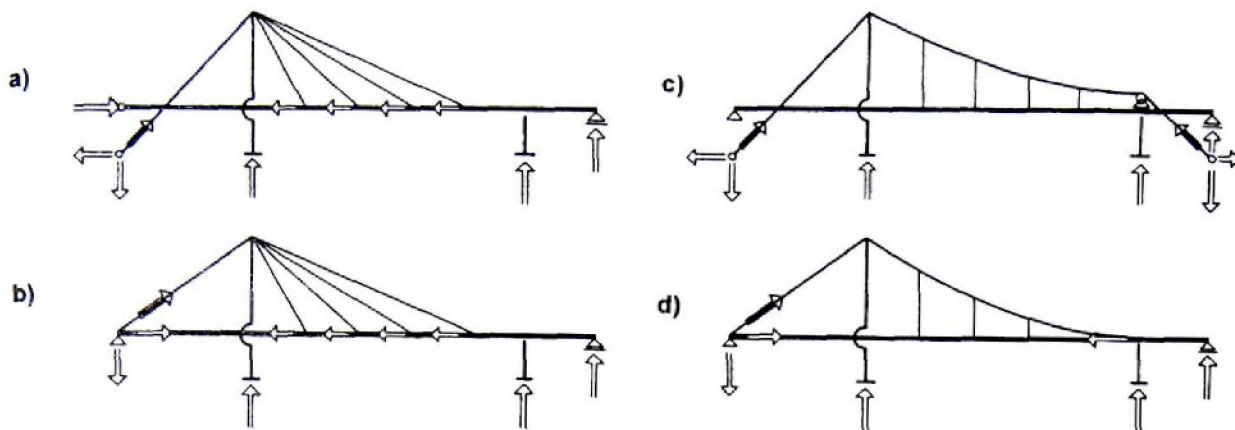
U klasických obloukových konstrukcí je mostovka podepřena (obr.2.7a) nebo zavěšena (obr.2.7c) na obloukové konstrukci založené v únosné základové spáře schopné přenést velkou obloukovou sílu. Obloukové konstrukce však také mohou vytvářet samokotvený systém, ve kterém je základová půda namáhána jen svislými reakcemi. Na obr.2.7b je vykreslena konstrukce, u níž je pata oblouku spojená s mostovkou tlačenu vzpěrou přenášející horizontální složku obloukové síly do mostovky. Ta je potom namáhána tahovou silou. Na obr.2.7d je vykreslena oblouková konstrukce u nás nazývaná Langrův trám. Oblouk je vetnut do mostovky, která přenáší obloukovou vodorovnou sílu svojí tahovou únosností.



Obr.2.7 Typy obloukových konstrukcí: a) oblouk s horní mostovkou, b) samokotvený oblouk s horní mostovkou, c) oblouk s dolní mostovkou, d) samokotvený oblouk s dolní mostovkou (Langrův trám).

Na obr.2.8a a 2.8b je ukázána konstrukce zavěšená na jediném pylonu. Zatímco u první konstrukce je závěs krajního pole zakotven do základové půdy, u druhé konstrukce je zakotven v mostovce. Je zřejmé, že první systém je výrazně nehospodárný, protože základová půda musí přenést velké vodorovné síly. U druhého systému lze výhodně využít tlakovou únosnost betonové mostovky a vytvořit úspornou samokotvenou konstrukci, která namáhá základovou půdu jen svislými silami.

Podobně je na obr.2.8c a 2.8d znázorněna visutá konstrukce. Ačkoliv i u visuté konstrukce podle obr.2.8c musí základová půda zachytit velkou tahovou sílu, používá se samokotvená konstrukce jen zřídka. Důvod je, že

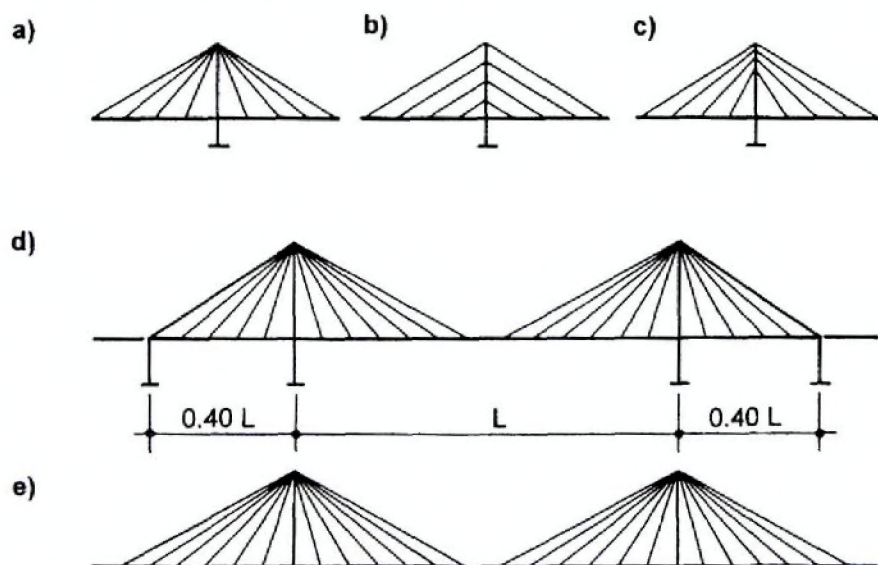


Obr. 2.8 Typy zavěšených konstrukcí: a) zavěšená konstrukce, b) samokotvená zavěšená konstrukce, c) visutá konstrukce, d) samokotvená visutá konstrukce.

v tomto případě je nutno nejdříve na skruži vybetonovat mostovku. Naopak u konstrukce podle obr. 2.8c lze po montáži kabelů montovat mostovku nezávisle na terénu.

U zavěšených konstrukcí lze závěsy uspořádat radiálně (obr. 2.9a) nebo rovnoběžně (obr. 2.9b). Protože u radiálního uspořádání se všechny závěsy stýkají v pylonu v jednom bodu, přenášejí zatížení ze zatíženého závěsu všechny závěsy. Proto je ohybové namáhání pylonu mnohem menší než u konstrukce s rovnoběžnými (harfovými) závěsy, kde se zatížení do ostatních závěsů přenáší ohybem pylonu. Protože je však konstrukčně obtížné zakotvit všechny závěsy v jednom bodu, navrhuje se většinou kompromisní řešení se závěsy kotvenými v horní části pylonu - obr. 2.9c. Závěsy pak mají poloharfové uspořádání.

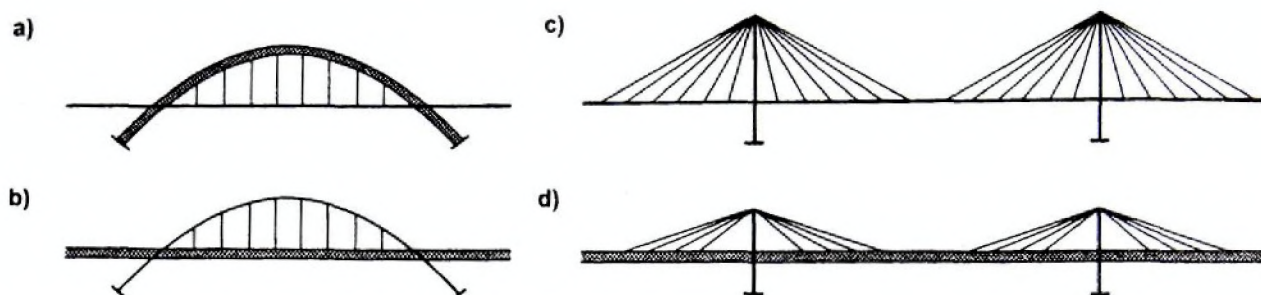
Zavěšené konstrukce jsou většinou navrhovány jako dvoupolové s jedním pylonem nebo jako třípolové se dvěma pylony. Výška pylonu H je obvykle rovna $0.20L$, kde L je rozpětí hlavního pole. U konstrukcí s prostým



Obr. 2.9 Zavěšená konstrukce: a) radiální uspořádání závěsů, b) harfové uspořádání závěsů, c) poloharfové uspořádání závěsů, d) konstrukce s prostým uložením krajních polí, e) konstrukce se spojitým uložením krajních polí.

uložením krajního pole je optimální délka krajního pole $0.4 L$ (obr.2.9d). Aby byla zajištěna rovnováha vodorovných sil v pylonu, navrhují se krajní zesílené závěsy. U spojitých konstrukcí, u kterých krajní pole spojitě navazuje na přilehlá pole, je optimální délka krajního pole $0.45 L$ (obr.2.9e). V tomto případě se navrhuje symetrické uspořádání závěsů a krajní závěsy se kotví v přilehlých polích.

U obloukových konstrukcí závisí ohybové namáhání mostovky a oblouku především na poměru jejich tuhosti. Tuhý oblouk může být navržen s ohybově měkkou mostovkou (obr.10a) a naopak štíhlý oblouk vyžaduje ohybově tuhou mostovku (obr.10b).



Obr.2.10 Poměr tuhostí obloukové a zavěšené konstrukce.

U zavěšených konstrukcí závisí velikost ohybového namáhání mostovky především na výšce pylonu. Je-li pylon dostatečně vysoký, lze navrhnout štíhlou mostovku (obr.10c). Tuhost systému je pak dána tuhostí závěsných kabelů, které jsou namáhány velkým únavovým namáháním. Je-li mostovka tvořena ohybově tuhým nosníkem, lze zmenšit výšku pylonu (obr.10d). Závěsné kabely pak mají charakter vnějšího předpětí. Jejich únavové namáhání je pak také menší.

3. Návrh mostu

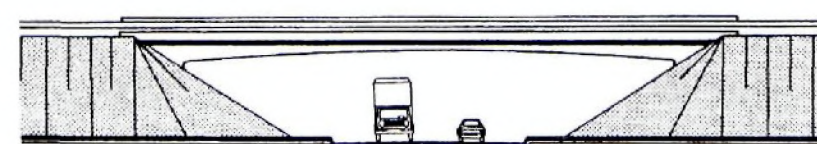
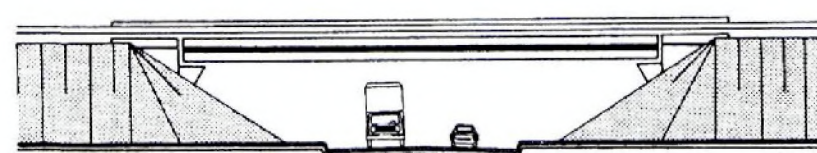
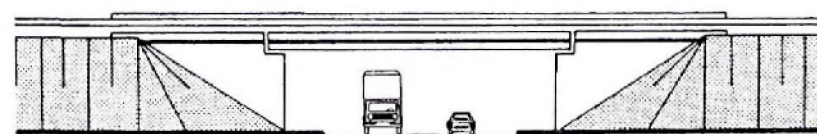
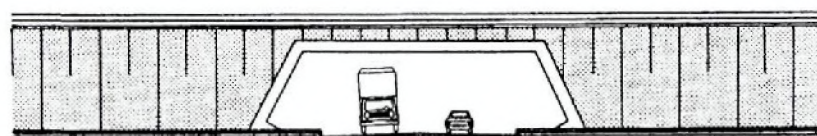
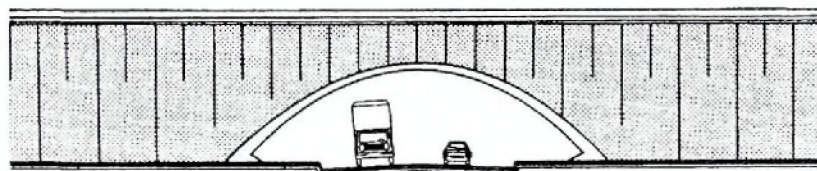
Při návrhu mostu je vhodné sledovat doporučení uvedená v knize prof. Leonhardta [19]. Z nich jsou zde uvedeny ty, které jsou vhodné v našich poměrech.

Je všeobecně známo, že se vzrůstajícím rozpětím roste tloušťka konstrukce i její cena. Proto bychom se měli snažit navrhovat konstrukce přiměřených rozpětí a pokud možno s co nejmenší stavební výškou. Konstrukce by měly být lehké a transparentní a měly by mít řád a proporci.

PŘESYPANÉ KONSTRUKCE

Přesypané klenby svým tvarem přirozeně zapadají do krajiny a jsou velmi hospodárné - obr.3.1 a. Při návrhu lze využít spolupůsobení s násypem. Proto lze ekonomicky navrhnout až pro 45 m rozpětí. Řešení bývá mnohdy znehodnoce-

a) no mohutnými poprsnými zdmi a křídly. Proto je vhodné navrhnout klenbu tak, aby její okraje sledovaly sklon násypu. b) Ztužení okrajů klenby řádně vyztuženou obrubou zajistí rozno- c) sil z okrajů do celé klenby a spolupůsobení krajních konzolových částí s klenbou.



Obr.3.1 Přesypané a jednopólové mosty: a) přesypaná klenba, b) přesypaný rám, c) prosté pole uložené na vysokých opěrách, d) prosté pole uložené na nízkých opěrách, e) rámová konstrukce.

Podobně lze řešit i přesýpané rámové konstrukce, které se navrhují při menší výšce nadnásypu - obr.3.1b. I u těchto konstrukcí je lépe navrhnout svahová křídla plynule navazující na rámovou konstrukci.

Nad přesýpanými konstrukcemi se na okrajích vozovky navrhuje svodidlo, které brání pádu chodců. Další záchytné zábradlí vyžadované investory u nás se v zahraničí nestaví a je zbytečné. Pracovník, který provádí údržbu, musí být řádně vyškolen a musí být zavěšen na pomocném laně.

JEDNOPOLOVÉ MOSTY

S ohledem na cenu mostu jsou mnohdy navrhovány jednopolové mosty s mohutnými opěrami a křídly - obr.3.1c. Tyto konstrukce vytváří v přírodě cizí prvek, který podle autora nelze ekonomicky opodstatnit. Pokud možno, měly by být tyto konstrukce navrhovány s co možná nejmenšími opěrami. Velmi vhodné jsou rámové konstrukce s příčlí proměnného průřezu (obr.3.1e), u kterých rámové stojky nahrazují opěry. Pro větší rozpětí jsou vhodné prefabrikované konstrukce spřažené s monolitickou mostovkovou deskou - 3.1d. I prefabrikované nosníky lze monoliticky spojit s opěrami a vytvořit tak integrované konstrukce.

NADJEZDY NAD DÁLNICEMI A RYCHLOSTNÍMI KOMUNIKACEMI

Řešení nadezdů vychází z povahy převáděné komunikace a tomu odpovídajícímu úhlu křížení. Pro místní komunikace, které kříží dálnici pod velkým úhlem, jsou vhodné deskové konstrukce o čtyřech polích - obr.3.2a. Mostovku tvoří buď lichoběžníková deska (obr.2.3a), nebo deskový trám s konzolami (obr.2.3b). U širších mostů je mostovka tvořena dvěma nebo více deskovými trámy spojenými deskou. Krajiní opěry by měly mít co nejmenší pohledovou plochu. Mohou být rámově spojeny s mostovkou a tvořit takzvané integrované konstrukce.

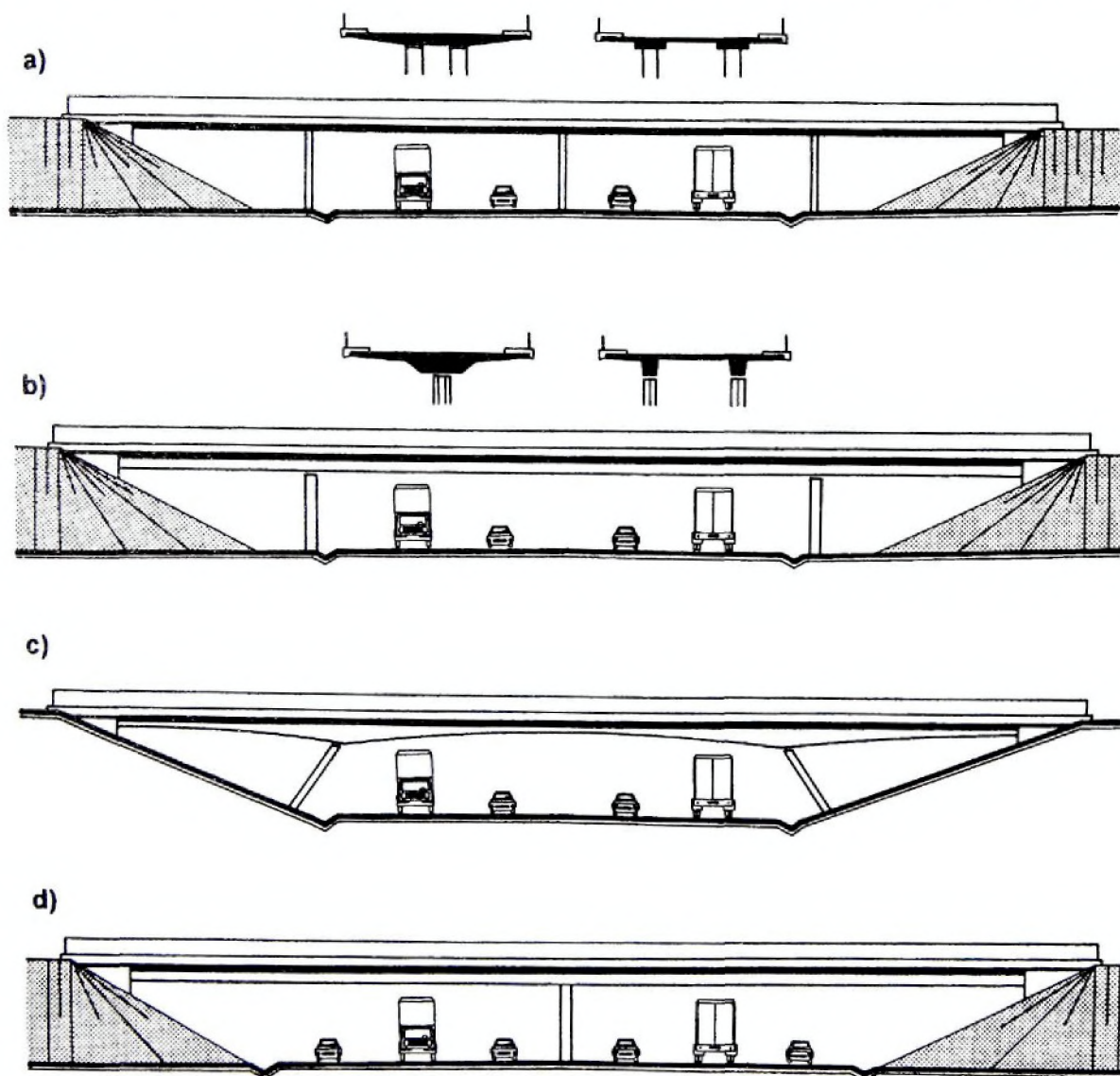
Není-li možné postavit střední stojku, navrhujeme konstrukce o třech polích - obr.3.2b. Protože rozpětí středních polí je kolem 30 m, tvoří mostovku jednotrámová nebo dvoutrámová konstrukce. Je-li komunikace vedena v zářezu, je možné navrhnout úsporné rámové konstrukce se šikmými stojkami (obr.3.2c). Je-li most situován ve větší výšce, je vhodná oblouková konstrukce.

Pro nadezdy polních a lesních cest je možné navrhnout konstrukci o dvou polích s mostovkou tvořenou parapetním nosníkem - obr.2.3e. Navrheme-li nosník ve tvaru svodidla New Jersey, lze vytvořit zábradlí jen z jednoduché trubky. Je-li dále mostovka monoliticky spojená s opěrou, vzniká tak takřka bezúdržbový most. Dvoupolová konstrukce je také vhod-

ná v případě, že do dálnice zasahují odbočující rampy. Volný prostor na krajích mostu zajišťuje bezpečný výhled do křižovatky.

Při menším úhlu křížení, nebo je-li most situován v křižovatce, je nutno zvážit, že most je viděn v šikmém úhlu. Je-li mostovka podepřena u každé podpěry řadou sloupů, je v šikmém pohledu vidět nepřehledný *les stojek*, ve kterém se obtížně orientuje a most tak znehodnocuje dopravní řešení. Proto je vhodné podepřít konstrukci jen sloupy situovanými v ose mostu a zachytit kroucení jen na krajních podpěrách - obr.3.3.

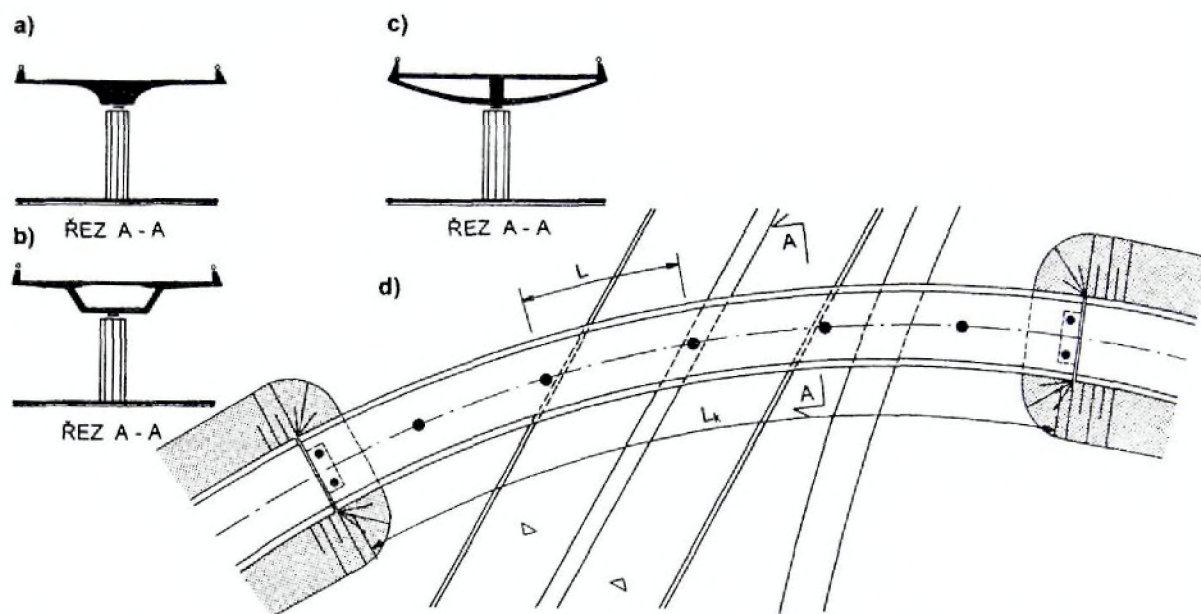
Při rozpětích jednotlivých polí L do 30 m a vzdálenosti krajních opěr L_k do 120 m lze navrhnout jednotrámový průřez (obr.3.3a), při větších rozpětích a vzdálenostech opěr do 160 m komorový průřez (obr.3.3b). Po estetické stránce se velmi osvědčily komorové konstrukce se skloněnými, popřípa-



Obr:3.2 Nadjezdy: a) rámová konstrukce o čtyřech polích, b) rámová konstrukce o třech polích, c) vzpěradlová rámová konstrukce, d) rámová konstrukce o dvou polích.

dě zakřivenými vnějšími stěnami (obr.3.3c). Vnější komory výrazně zvyšují tuhost v kroucení. Proto je možné tyto konstrukce navrhnout s jednosloupovým podepřením pro délky L_k až 200 m.

Někdy jsou nadjezdy situovány poblíž významných míst, a tak mohou tvořit dominantu tvořící vstup do území. Význam místa může ospravedlnit zvýšené náklady a nadjezd lze navrhnout jako zajímavou obloukovou nebo zavěšenou konstrukci.

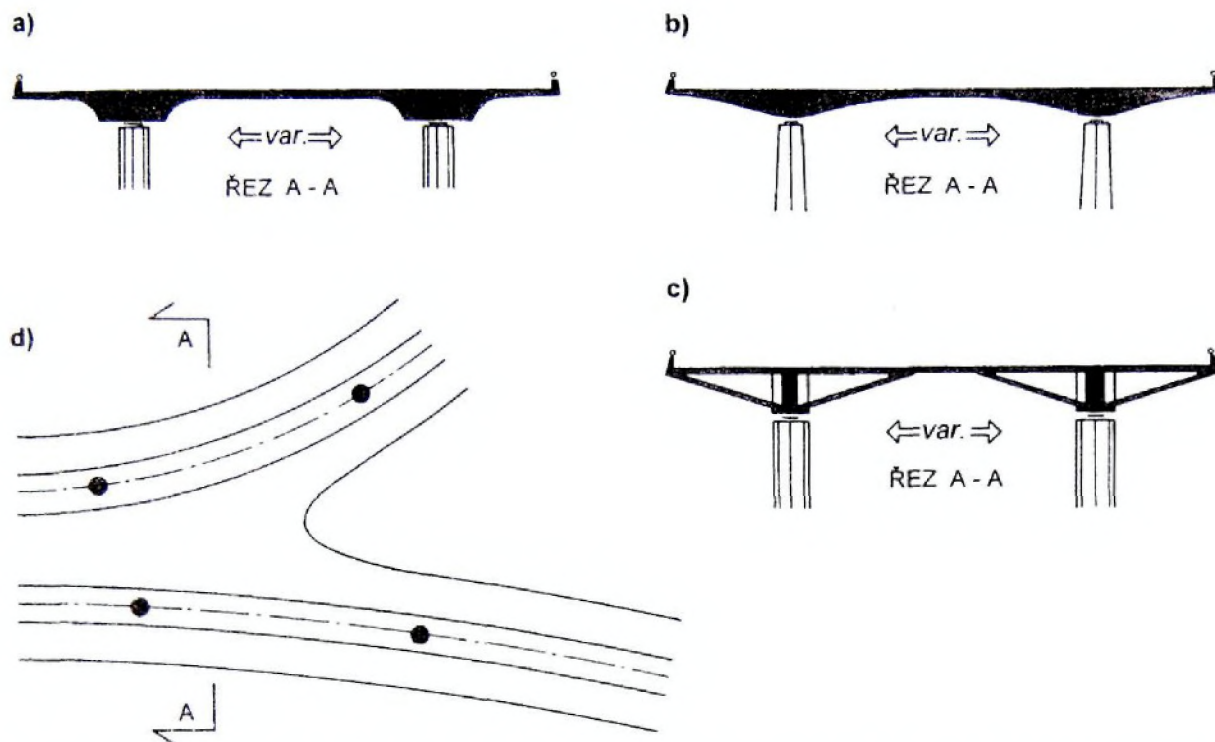


Obr.3.3 Šikmé křížení: a) jednotrám, b) komorový nosník, c) dvoukomorový nosník, d) půdorys.

MĚSTSKÉ VIADUKTY

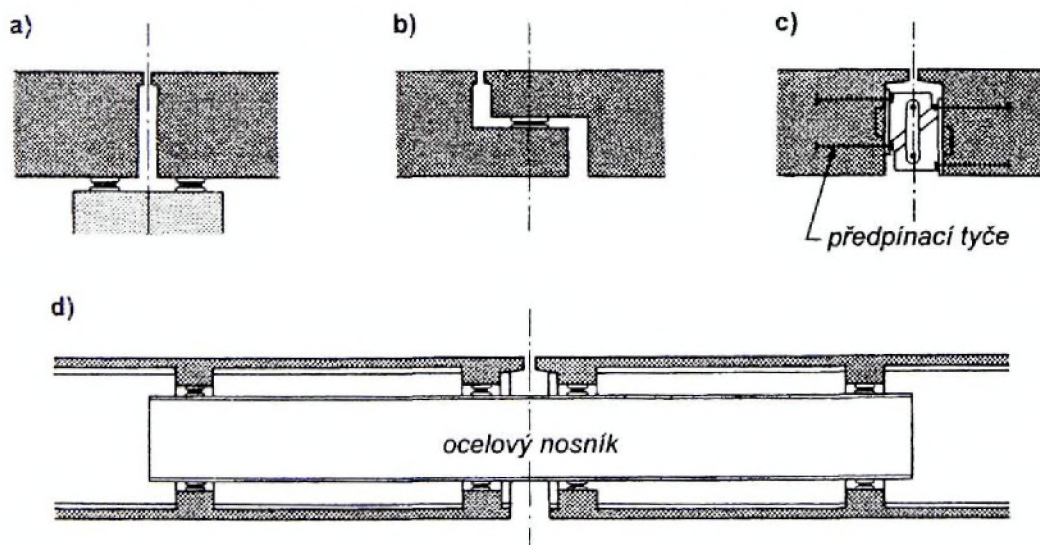
Zvláštní pozornost vyžadují městské viadukty, které by s ohledem na omezený prostor ve městě a s ohledem na estetické požadavky měly mít co nejmenší stavební výšku. Proto nejsou vhodné trémové konstrukce. Pro menší rozpětí jsou vhodné jednotrámové konstrukce (obr.3.4a), lichoběžníkové desky se zakřiveným podhledem (obr.3.4b), pro větší rozpětí komorové konstrukce. Komorová konstrukce má nejen větší ohybovou únosnost, ale i podstatně větší tuhost v kroucení. Ta umožňuje návrh jednosloupových podpěr minimálně omezujících prostor pod mostem. Po estetické stránce se velmi osvědčily komorové konstrukce se skloněnými (obr.3.4c), popřípadě zakřivenými vnějšími stěnami (obr.3.3c).

Městské viadukty jsou často součástí křižovatek a proto mají složitou geometrii, proměnnou šířku a jsou navrhovány s odbočujícími rampami obr.3.4. Ve všech případech musí mít konstrukce jednotný řád vycházející z geometrie přemostění.



Obr: 3.4 Městský viadukt, s odbočující rampou: a) trám, b) deska, c) komorový nosník, d) půdorys.

Zvláštní pozornost vyžadují dilatační spáry. Klasické řešení s dilatačními pilíři (obr.3.5a), které mají obvykle dvojnásobnou tloušťku, nelze považovat za vhodné, uložení na ozub (obr.3.5b) vyžaduje hustou výztuž. Podle autora názoru je vhodné navrhnout řešení, často používané u ocelových mostů. Konstrukce jednotlivých dilatačních celků mohou být spojeny ocelovými kyvnými pruty připojenými k ocelovým konzolám (obr.3.3c). Tyto konzoly mohou být připnuty k nosné konstrukci předpínacími tyčemi. V případě



Obr.3.5 Uložení mostovky: a) dilatační pilíř, b) ozub, c) ocelové táhlo, d) vnitřní ocelový nosník.

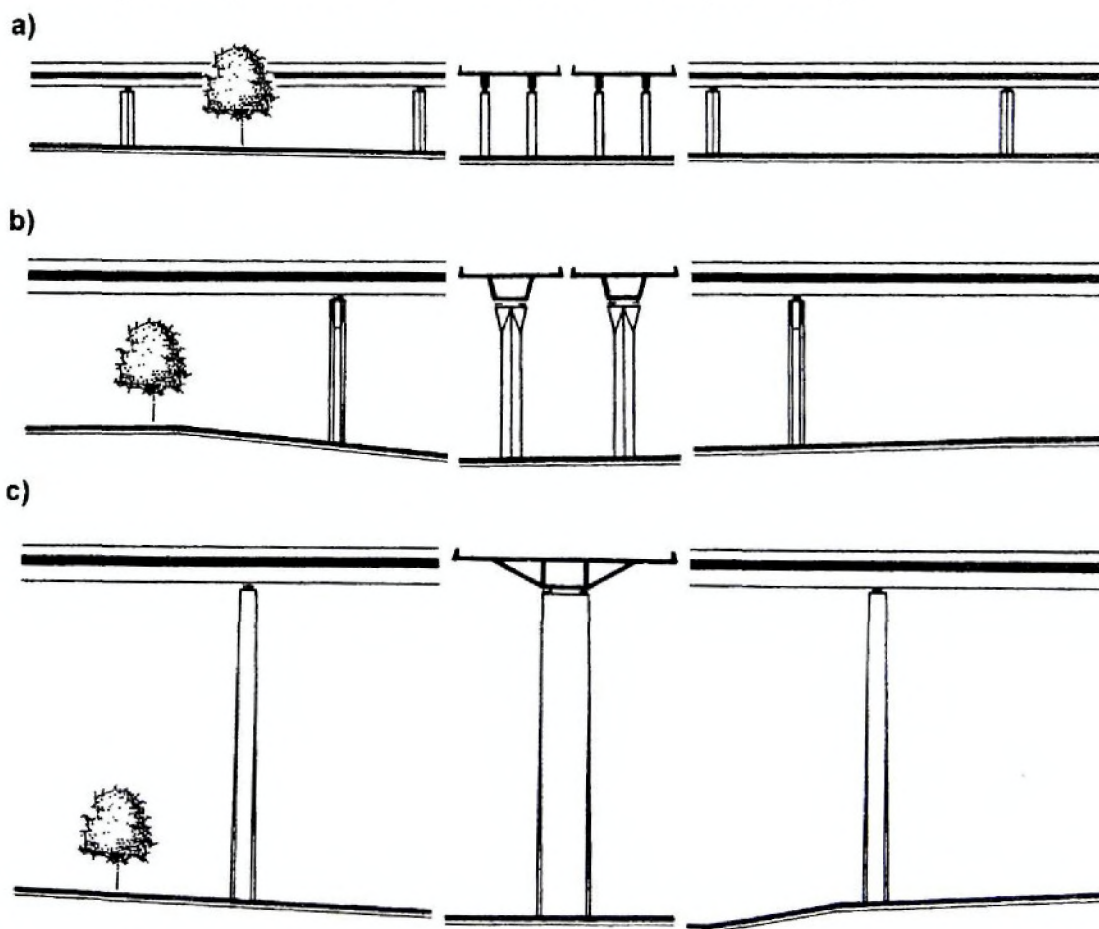
nutnosti je pak možno ocelové konzoly vyměnit. U větších rozpětí lze do komorových nosníků vložit ocelové nosníky přenášející také ohyb (obr.3.5d).

DÁLNIČNÍ A SILNIČNÍ VIADUKTY

Konstrukční řešení dálničních viaduktů závisí na požadovaném rozpětí, výšce nad terénem a na povaze okolí. Není vhodné navrhovat zbytečně velká rozpětí vyžadující konstrukce velké stavební výšky.

Pro mosty malých rozpětí jsou vhodné deskové trámy, popřípadě konstrukce spřažené s prefabrikovanými (obr.2.3c) nebo ocelovými nosníky. U prefabrikovaných konstrukcí jsou mnohdy navrhovány monolitické příčnický, které mají větší výšku než nosníky. Tento příčník působí cize a porušuje jednotu řešení. Jak bude ukázáno v kapitole 8, lze monolitické příčníky navrhnout tak, že plynule naváží na prefabrikované nosníky

Pro mosty s rozpětím do 45 m jsou velmi ekonomické dvoutrámové betonové konstrukce (obr.3.6a a obr.2.3f). Při špatné základové půdě, nebo při větším rozpětí, je vhodné navrhnout dvoutrámovou konstrukci z ocelových nosníků spřažených s betonovou mostovkou (obr.2.3g).



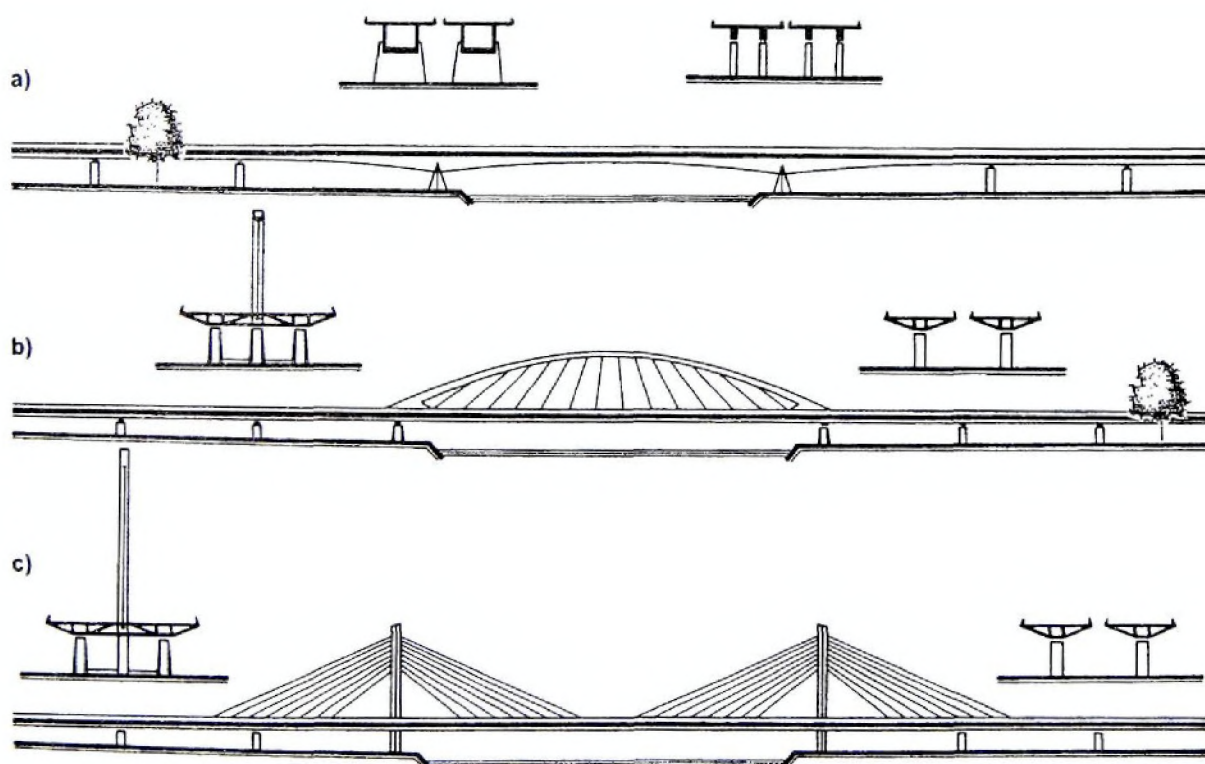
Obr.3.6 Dálniční viadukt: a) dvojtrámová konstrukce, b) komorový nosník, c) komorový nosník s velmi vyloženými konzolami podepíranými vzpěrami.

Je-li konstrukce viditelná z různých pohledů, je v šikmém pohledu vidět nepřehledný *les stojek* a most tak znehodnocuje krajinu. Proto je vhodné navrhnout konstrukci tvořenou páteřním nosníkem s konzolami. Do rozpětí do cca 35 m je možné navrhnout plnostěnný trám konstantní výšky, pro rozpětí do cca 45 m trám s náběhy (obr.2.3h). Pro větší rozpětí je vhodný komorový průřez (obr.2.3m a obr.3.6b). Vnitřní podpěry by měly být tvořeny jedním sloupem, který lze pod mostovkou rozšířit tak, aby zde mohla být navržena dvojice ložisek zajišťující vetknutí mostovky v kroucení.

Pro mosty vedené vysoko nad terénem je vhodné vést dálniční most na jediné konstrukci tvořené komorovým nosníkem s velmi vyloženými konzolami podepíranými šikmými vzpěrami (obr.2.4a, obr.2.5 a 3.6c). Komorový nosník pak lze podepřít jednosloupovými podpěrami situovanými v ose dálnice. Tyto konstrukce se také osvědčily při řešení dlouhých mostů vedených na svazích hor.

MOSTY PŘES ŘEKY

Pro mosty o jednom poli jsou vhodné rámové konstrukce s příčlí proměnné výšky. Ve vetknutí mají příčle obvykle komorový v průřez, v poli lze spodní desku vynechat. Jestliže most přemostňuje nejen řeku, ale i přilehlé zaplavované území, navrhuje se obvykle hlavní most jako komorový nosník proměnného průřezu, na který navazují komorové anebo dvoutrámové viadukty (obr.3.7a).



Obr.3.7 Dálniční most přes řeku: a) rámová konstrukce, b) oblouková konstrukce, c) zavěšená konstrukce

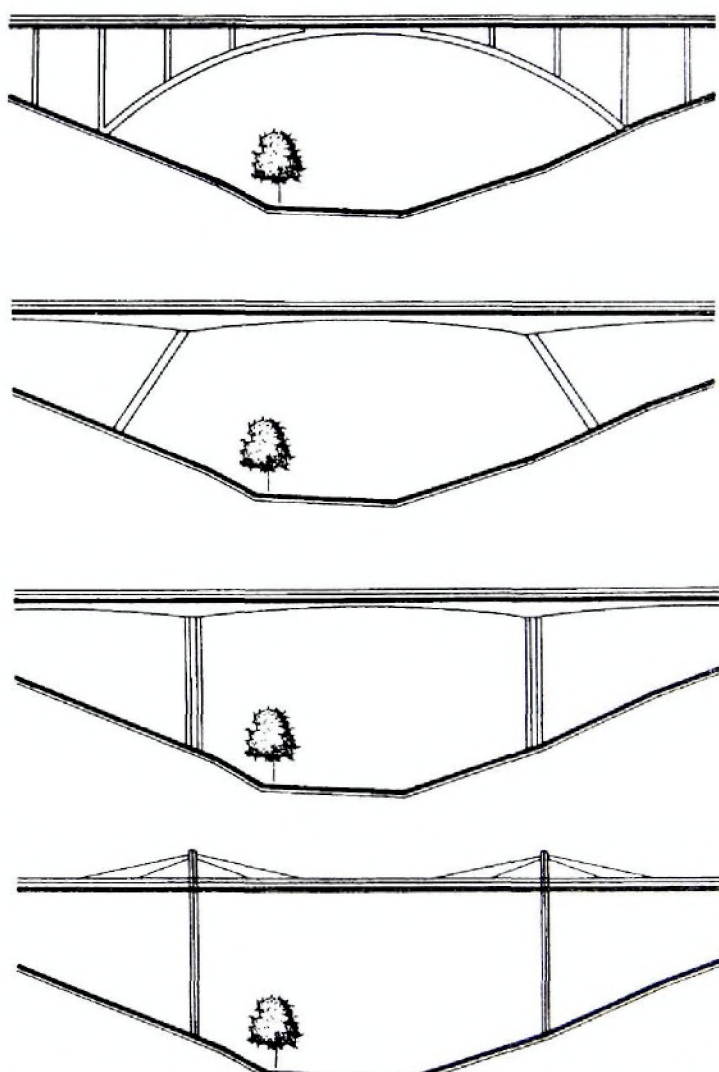
Pro rozpětí větší než 60 m se obvykle hlavní pole betonují letmo.

Vybavení hlavních dodavatelů technologií letmé betonáže způsobuje, že se tyto konstrukce navrhují pro stále větší a větší rozpětí a mají tedy stále větší konstrukční výšku. Autor je přesvědčen, že česká krajina jemných rozměrů neunesse těžké komorové nosníky, a proto jejich použití by mělo končit s rozpětím cca 120 m. Řešení, kdy na těžkou konstrukci šikmo křížící řeku navazuje konstrukce jiné výšky a která je podepřena lesem stojek, nejsou podle autorova názoru vhodná. Esteticky problematické je také řešení dilatačního pilíře podepírajícího konstrukce rozdílných konstrukčních šířek a situovaného v blízkosti typických podpěr viaduktů.

Proto jsou vhodné obloukové, zavěšené anebo visuté konstrukce jemných rozměrů, které odpovídají měřítku naší krajiny. U těchto konstrukcí lze vhodně kombinovat konstrukční ocel s betonem a vytvářet lehké transparentní systémy. Mostovka

těchto konstrukcí je a) tvořena štíhlou betonovou deskou (obr.2.3a), která je u větších šířek v příčném směru mostu ztužena betonovými nebo ocelovými příčníky (2.3d). b)

Pro silniční mosty jsou vhodné konstrukce zavěšené na okrajích -ve svislých nebo skloněných rovinách. Toto řešení je však nevhodné pro směrově rozdělené c) d) dálniční mosty, protože při zavěšení ve čtyřech rovinách se v šikmém pohledu konstrukce kříží. Proto je vhodné zavěšení v ose dálnice (obr.3.7b a 3.7c). Pro oba směry dálnice lze navrhnout samostatné konstrukce, které jsou v části, kde jsou zavěšeny, spojeny příčníkem. Svislá složka síly závěsu je pak přenášena z příčníku



Obr.3.8 Most přes hluboké údolí: a) oblouková konstrukce, b) vzpěradlová konstrukce, c) rámová konstrukce, d) zavěšená konstrukce.

do obou mostovek, vodorovná složka je přenášena mostovkovou deskou. Příčník může být plnostěnný, příhradový, nebo může být tvořen částmi mostovky spojenými táhlem a vzpěrou (obr.2.4c).

MOSTY PŘES HLUBOKÁ ÚDOLÍ

Pro přemostění hlubokých údolí jsou vhodné obloukové konstrukce, které svými jemnými rozměry nejlépe zapadají do krajiny (3.8a). Vyžadují však únosné podloží schopné přenést vodorovnou sílu. Často se také navrhují letmo betonované vzpěradlové (obr.3.8b) nebo rámové (obr.3.8c) konstrukce s mostovkou tvořenou komorovým nosníkem proměnné výšky. Tyto konstrukce jsou však poměrně hmotné. Velmi elegantní je řešení, ve kterém je štíhlá betonová deska zavěšena na nízkém pylonu (obr.3.8d). Konstrukce může být zavěšena na předpjaté stěně nebo na mnohonásobných závěsech.

LÁVKY PRO PĚŠÍ

Návrh lávek pro pěší vyžaduje zvláštní pozornost. Konstrukce lávek by měly mít lidský rozměr, měly by být lehké, transparentní a pohodlné pro chodce. Bohužel omezený rozsah knihy neumožňuje jejich podrobnější popis.

4. Technologie výstavby

Betonové mosty jsou buď betonovány na místě nebo jsou sestavovány z prefabrikovaných prvků. Mnohdy se také účelně kombinuje monolitický a prefabrikovaný beton.

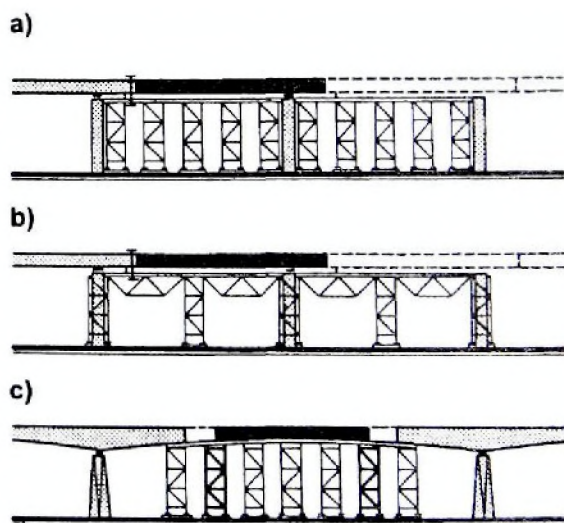
MONOLITICKÉ KONSTRUKCE

Monolitické konstrukce jsou betonovány na pevných a výsuvných skružích, jsou postupně vysouvány, nebo se betonují po segmentech letmo. Při stavbě lze také konstrukci vybetonovat mimo překážku a potom ji otočit, popřípadě sklopit.

Konstrukce betonované na pevných skružích

Jenom poměrně krátké mosty délek do cca 100 m jsou betonovány najednou na pevné skruži situované po celé délce konstrukce. Tyto konstrukce jsou obvykle předpínány spojitými kabely napínanými z obou konců konstrukce. U delších mostů jsou konstrukce obvykle betonovány postupně, po polích s přečnívající konzolou. Spára mezi betonovanými úseky se obvykle volí v *místě nulového momentu*, to je v místě, kde je od zatížení stálého nulový moment. U konstrukcí konstantního průřezu je to přibližně v 1/5 rozpětí. Konstrukce se předpínají průběžnými kabely spojovanými ve spáře. S ohledem na možnost vzniku trhlin (viz kapitola 8) lze ve spáře spoj kovat maximálně polovinu kabelů.

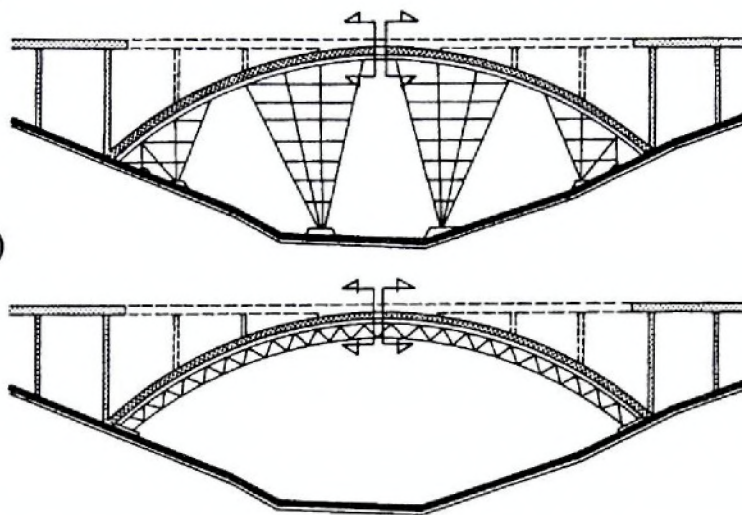
V průběhu let byly vyvinuty inventární systémy skruží umožňující jejich hospodárnou výstavbu. Pevné skruže jsou tvořeny buď lehkými stojkami, které přímo podpírají bednění (obr.4.1a), nebo stojkami a nosníky (obr.4.1b). V obou případech je nutno stojky řádně zavětrovat a tak zajistit stabilitu skruže. Při návrhu skruže je nutno pamatovat na bezpečné založení, určit možné sednutí podloží a provést nadvýšení nosníků. Při návrhu skruže je nutno řešit nejen montáž, ale i demontáž (odskružení) prováděnou pod hotovou mostovkou. U konstrukcí, jejichž pole jsou stavěna postupně, je nutno sledovat postup napínání, protože při předpínání dochází k přerozděle-



Obr.4,1 Pevná skruž spojitě konstrukce.

ní zatížení (obr.4.1c). Podobný přesun nastává u konstrukcí podepřených vzpěrami nebo oblouky. Při řešení těchto konstrukcí je nutno určit tuhost skruže spolupůsobící se stavěnou konstrukcí a posoudit skruž pro zvětšené zatížení a navrhnout odpovídající postup odskrůžování.

Pevné skruže se také používají při stavbě oblouků. Jejich návrh vychází z rozpětí a místních podmínek. Pro menší rozpětí **a)** se navrhují podobné skruže jako pro nosníkové konstrukce, pro větší rozpětí důmyslné soustavy vzpěr a nosníků (obr.4.2a). Realizovány byly také skruže **b)** tvořené příhradovými oblouky ztuženými prostorovým systémem lan (obr.4.2b).



Obr.4.2 Pevná skruž obloukové konstrukce.

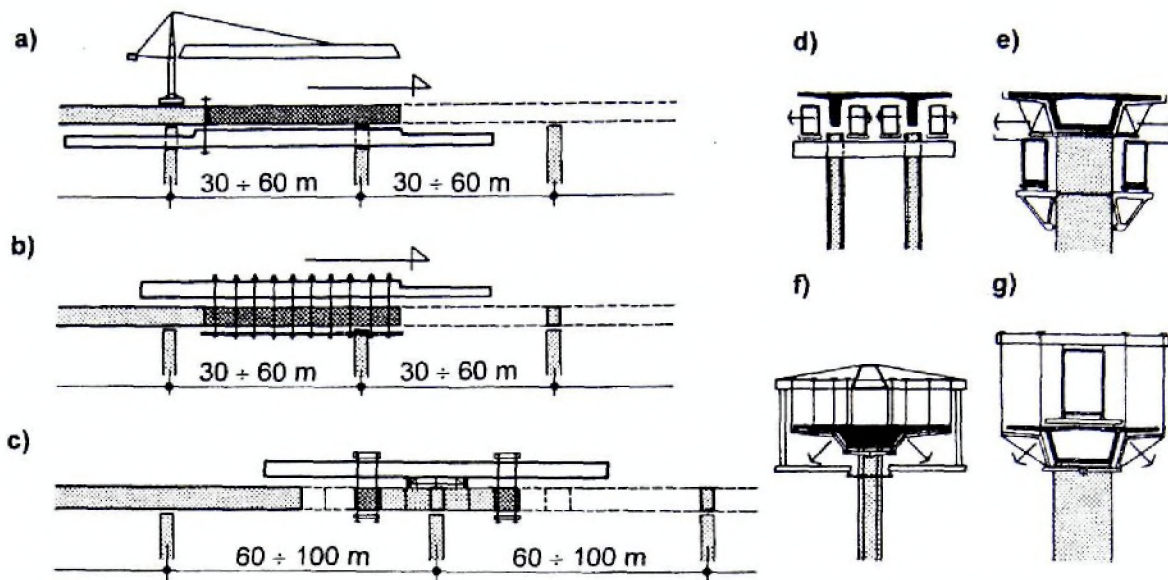
Oblouk se obvykle betonuje po segmentech tak, aby skruž byla rovnoměrně zatížena a aby se omezily účinky smršťování betonu. Komorové oblouky byly také betonovány postupně. Nejdříve se postupně vybetonovala spodní deska, potom se skruž se částečně odskrůžila a vybetonovaly se stěny a horní deska oblouku. Vlastní tíhu oblouku pak přenášela spodní deska, jejíž stabilita byla zajištěna skruží.

Oblouky se často odskrůžují rozepřením hydraulickými lisy situovanými ve vrcholu.

Konstrukce betonované na výsuvných skružích

Je-li trámová konstrukce delší než 400 m, popřípadě je-li konstrukce vedena nad nepřístupnou překážkou, je vhodné betonovat konstrukci ve výsuvné skruži. V průběhu let byly jednotlivými dodavateli vyvinuty důmyslné systémy skruží, které následně ovlivnily konstrukční řešení mostů. Ve výsuvných skružích lze vybetonovat mostovku konstantního nebo proměnného průřezu vedenou v prostorově zakřivené niveletě.

Z hlediska návrhu konstrukcí můžeme konstrukce skruží rozdělit na skruže sloužící pro betonáž celého pole (obr.4.3a, 4.3b) a na skruže, které slouží pro symetrickou betonáž segmentů (obr.4.3c). První typ konstrukcí je optimální pro rozpětí od 30 do 60 m, druhý typ, který kombinuje technologii letmé betonáže s technologií výsuvných skruží, je vhodný pro rozpětí od 60 do 100 m.



Obr. 4.3 Výsuvná skruž.

Skruže pro betonáž celého pole mohou být situovány pod mostovkou (obr.4.3a) nebo nad mostovkou (obr.4.3b). Bednění je pak buď podpíráno nebo zavěšeno na skruži. Výhodou prvního typu skruže je, že pracovní prostor je volný. Nevýhodou je, že pro dopravu materiálu je nutno skruž doplnit o otočný nebo portálový jeřáb.

Naopak, skruž situovaná nad nosnou konstrukcí umožňuje snadnou dopravu materiálu. Pracovní prostor je však omezen závěsnými tyčemi, nesoucími bednění. Skruž je nad pilíři podepřena prostřednictvím předem vybetonovaných podporových segmentů. Je-li tento segment podpírán ložisky je nutno ložiska montážně znehybnit a zajistit stabilitu segmentu. Podporový segment je někdy nahrazen ocelovou konstrukcí, která se při betonáži pole zabetonuje v podporovém příčniku.

Jistou komplikací je skutečnost, že při výsuvu skruže je nutno příčně posunout bednění spodní desky komorových průřezů (obr. 4.3e a 4.3g). Proto u konstrukcí menších rozpětí byly vyvinuty příčné řezy, u kterých je tento posun minimální. U skruží situovaných pod nosnou konstrukcí je to dvoutrámový průřez bez jakýchkoliv příčníků (obr.4.3d), u skruží situovaných nad mostovkou je to jednotrámový průřez podepíraný štíhlým pilířem situovaným v ose mostu (obr.4.3f). V minulosti byly v těchto skružích často realizovány konstrukce hříbových desek šířek až 30 m.

Aby bylo zajištěno plynulé navázání nově betonovaného pole na již vybetonovanou konstrukci, zavěšuje se skruž na konec vybetonované části. Protože se při betonáži skruž deformuje oddaluje se začátek tuhnutí do konce betonáže celého pole.

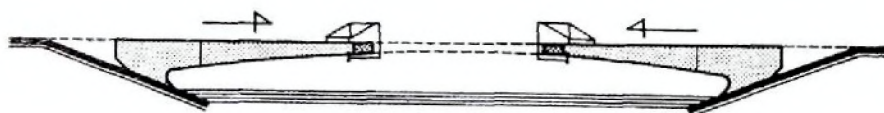
S rostoucím rozpětím neúměrně roste hmotnost skruže, která dosahuje hmotnosti až 1000 tun. Proto se pro rozpětí větší než 60 m používají skruže umožňující postupnou betonáž konstrukce (obr.4.3c). Konstrukce se postupně

betonuje od pilířů v symetrických konzolách. Vlastní konzoly se postupně betonují po segmentech až 10 m dlouhých symetricky od pilíře. Bednění je zavěšeno na skruži podepírané u pilířů a na předcházející konzole. Po vybetonování segmentu následuje jeho předepnutí a posun bednění do nové polohy.

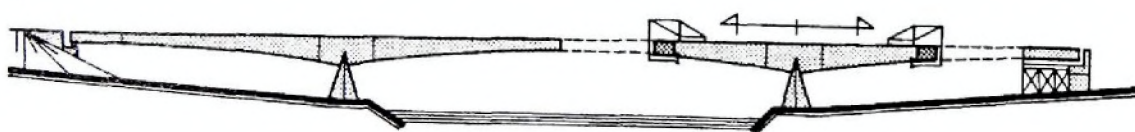
Letmá betonáž - monolitické segmentové konstrukce

Při letmé betonáži se konstrukce betonuje po segmentech do bednění podpíraného betonářským vozíkem zakotveným v již dříve vybetonované a předepnuté části konstrukce - obr.4.4. Podobně jako u konstrukcí betonovaných na výsuvných skružích může být vozík situován nad (obr.4.5a) nebo pod mostovkou (obr.4.5b). Po vybetonování segmentu se napnou další kabely, které připnou segment ke konstrukci, a betonářský vozík se přesune do nové polohy. Postup se opakuje, dokud konzoly nedosáhnou středu mostu. Zde se pak vybetonuje střední segment a konstrukce se předepne kabely spojitosti a kabely situovanými ve spodní desce.

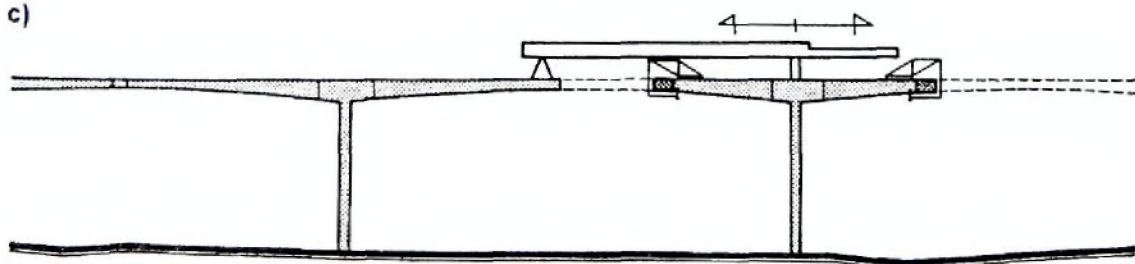
a)



b)

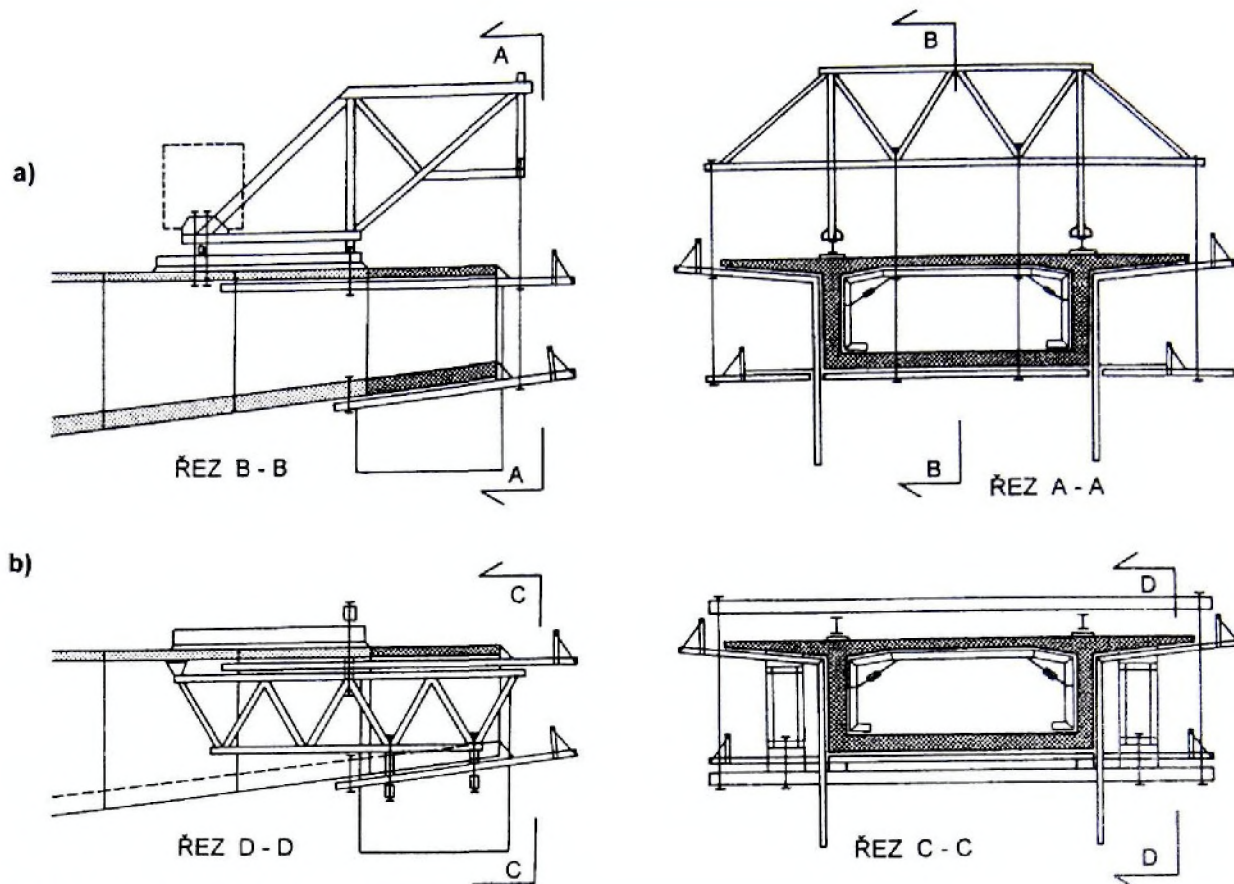


c)



Obr: 4.4 Letmá betonáž.

Technologie letmé betonáže výrazně ovlivňuje konstrukční řešení mostů. Protože se konstrukce obvykle betonuje v konzole směřující od pilířů ke středu mostu, je vhodný výrazně proměnný průřez, který odpovídá průběhu konzolového ohybového momentu. U jednopolových mostů se konstrukce betonuje po segmentech směřujících od krajních opěr ke středu mostu (obr.4.4a), u více-polových mostů v konzolách směřujících od vnitřních podpěr ke středu mostu (obr.4.4b). S ohledem na omezení váhy vozíku a s ohledem na namáhání předcházejícího segmentu je délka segmentu 3 až 5 m.



Obr.4.5 Betonářský vozík.

Při stavbě se nejdříve na pevné skruži vybetonuje zárodek, na který se osadí betonářské vozíky. Délka zárodku je obvykle od 7 do 10 m. Protože zárodky jsou ztuženy podporovými příčníky, v nichž jsou obvykle kotveny kabely spojitosti, jsou značně vyztuženy. Proto jejich výstavba trvá několik týdnů.

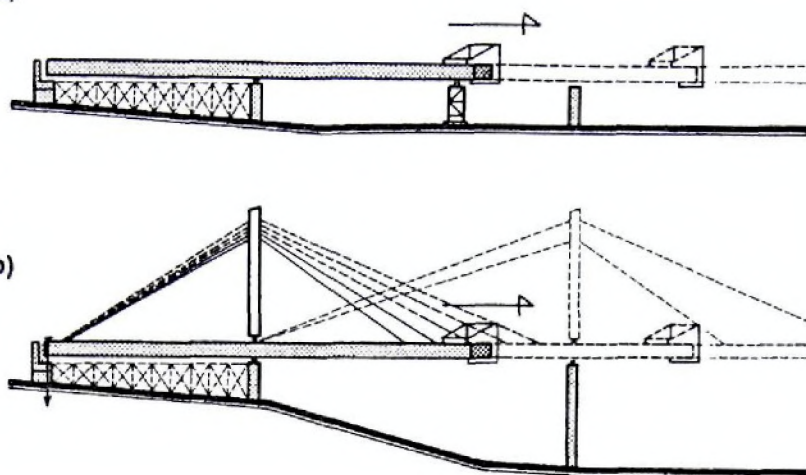
Typický segment je obvykle betonován najednou. Betonáž začíná betonáží spodní desky, potom jsou betonovány stěny a horní deska. Aby bylo zajištěno řádné zhutnění, navrhuje se obvykle ve stěnách několik otvorů umožňujících vibraci. Během jednoho týdne se obvykle vybetonují dva symetrické segmenty. Konstrukce se předpíná, jakmile beton dosáhne pevnosti cca 25 MPa.

Konstrukci betonářského vozíku tvoří příhradová konstrukce zakotvená v předcházejícím segmentu. Betonářský vozík musí být dostatečně tuhý, aby se vyloučily trhliny ve spáře mezi segmenty. Z tohoto důvodu je poměrně těžký - obvykle váží 50 až 80 tun. Tato váha představuje značné zatížení, které musí být zahrnuto při analýze montážních stavů.

Při stavbě je nutno zajistit stabilitu betonované konstrukce. Ta je zajištěna trvalým nebo dočasným vetknutím do spodní stavby (obr.8.12 a 8.13). Stabilitu lze také zajistit nosníkem spojujícím konec již vybetonované konzoly se zárodkem, který se navrhuje u některých mimořádných konstrukcí (obr.4.4c). Tyto nosníky slouží také pro dopravu materiálu a pracovníků

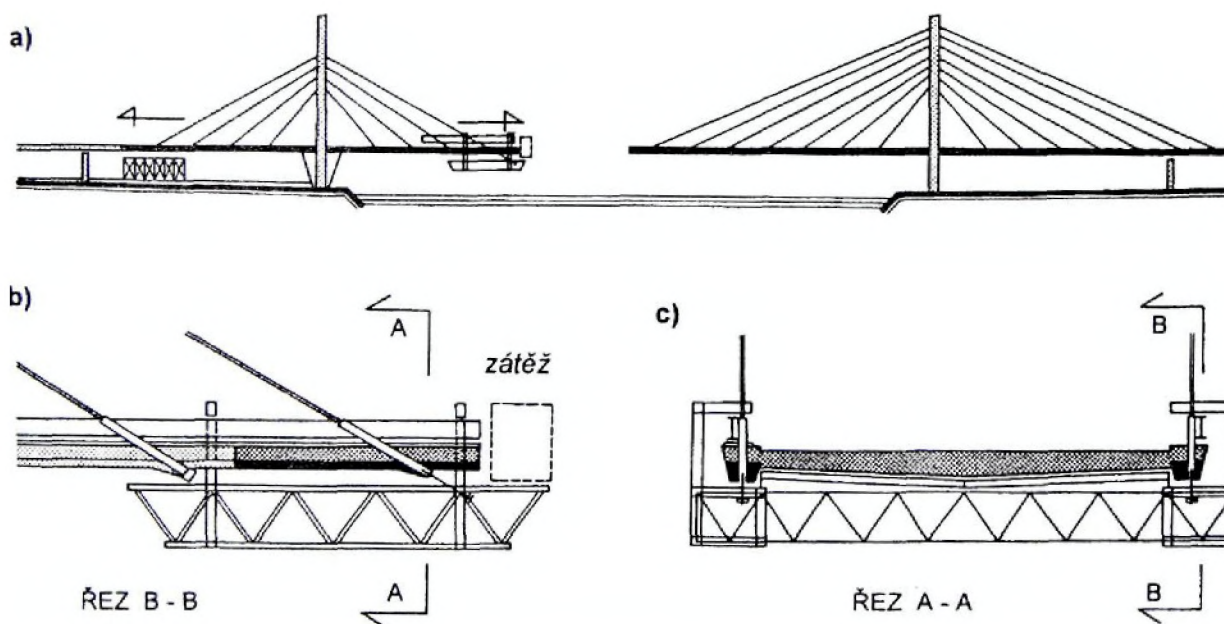
a pro přesun betonářských vozíků.

Metoda letmé betonáže byla také použita u konstrukcí betonovaných v postupné konzole směřující od začátku mostu k jeho konci. Pro redukci statických účinků v betonované konzole byly použity buď montážní podpěry (obr.4.6a), nebo pylon se závěsy (obr.4.6b).



Obr.4.6 Letmá betonáž v postupné konzole.

Letmo betonovat lze také konstrukce zavěšené. U konstrukcí s ohybově tuhou mostovkou lze použít klasický betonářský vozík, u konstrukcí s ohybově měkkou mostovkou lze betonářský vozík zavěsit na definitivní závěs (obr.4.7). Závěs je kotven v prefabrikovaném prvku, který je spojen s vozíkem a který přenáší vodorovnou složku síly závěsu do již vybetonované části konstrukce.

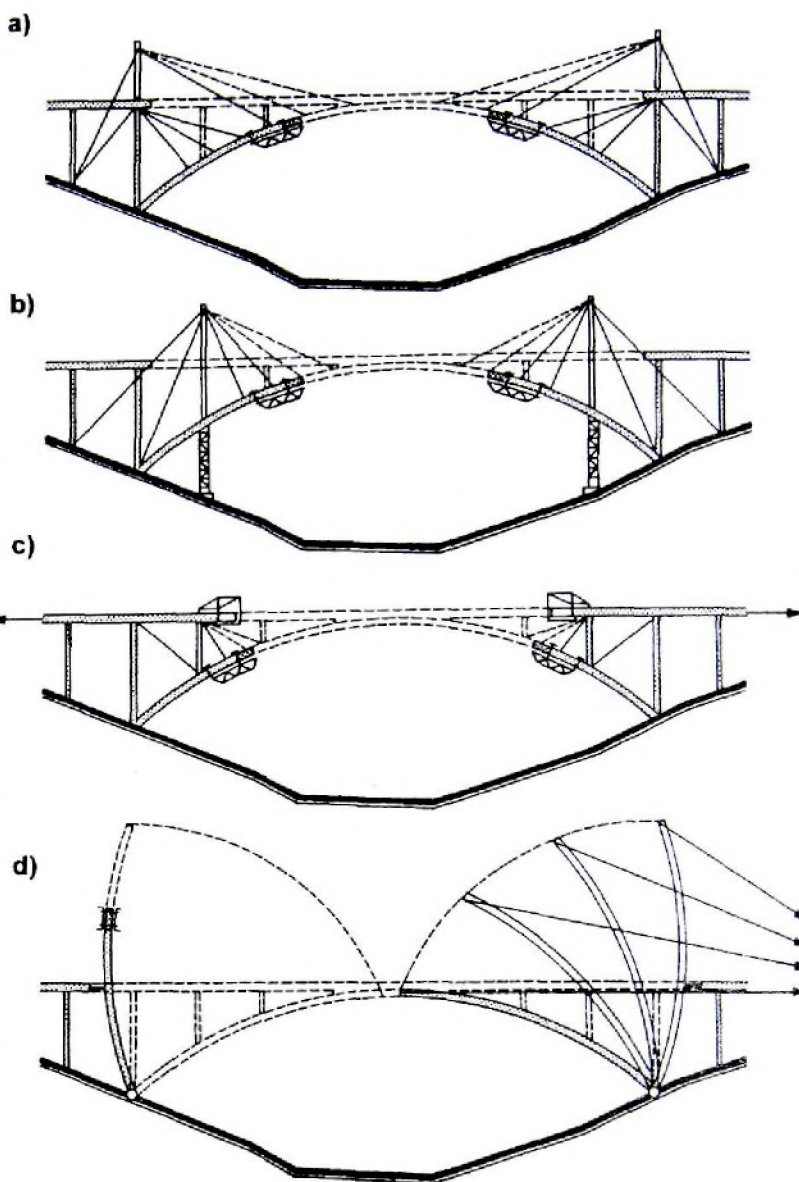


Obr 4.7 Letmá betonáž zavěšeného mostu: a) letmo betonovaná konzola, b) betonářský vozík - podélný řez B-B, c) betonářský vozík - řez A-A.

Pro zajištění lineárního chování závěsu je nutno závěs dostatečně napnout. Proto se na konci vozíku navrhuje zátěž z panelů nebo z nádrže s vodou, která se při betonáži segmentu postupně odebírá.

Metoda letmé betonáže se také využívá při stavbě obloukových mostů. Oblouk je buď montážně zavěšen na pylonu umístěném na podpěře situované u patky oblouku (obr.4.8a), nebo nad montážní podporou situovanou pod obloukem (obr.4.8b). Montážní vyvěšení lze také vytvořit příhradovou konstrukcí využívající tahové únosnosti mostovky a tlakové únosnosti již vybetonovaných podpěr a části oblouku (obr.4.8c). Tažené diagonály jsou obvykle tvořeny přepínacími tyčemi.

Oblouk lze také betonovat po částech ve svislé poloze do překládaného bednění. Po vybetonování se oblouk sklopí do projektované polohy (obr.4.8d).



Obr 4.8 Letmá betonáž obloukového mostu.

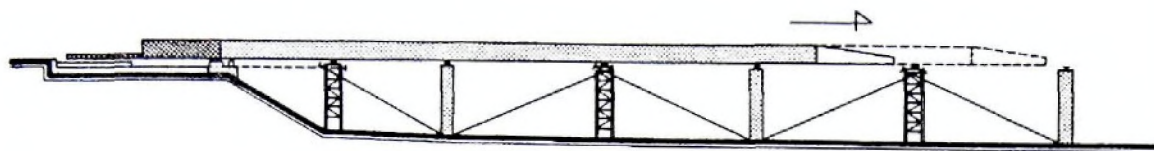
Vysouvané konstrukce

Vysouvané konstrukce se betonují po segmentech délky 15 až 40 m ve formě situované za opěrou. Po předepnutí se pomocí speciálního zařízení postupně vysunou tak, aby bylo možno vybetonovat nový segment (obr.4.9). Vysouvat lze konstrukce, jejichž niveleta má stálou křivost.

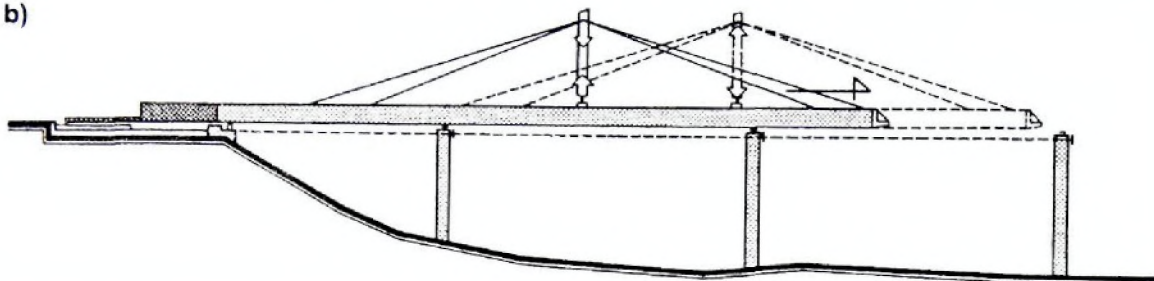
Při vysouvání je nutno na podpěrách zajistit rovnoměrné podepření příčného řezu. Proto mají vysouvané konstrukce většinou jednokomorový průřez. Mohou být také tvořeny tříkomorovým nosníkem, deskou a nebo dvojtrámem.

Při vysouvání vzniká v konstrukci velký konzolový moment. Pro jeho redukci se na konci konzoly osazuje lehký ocelový výsuvný nos (obr.4.9a).

a)



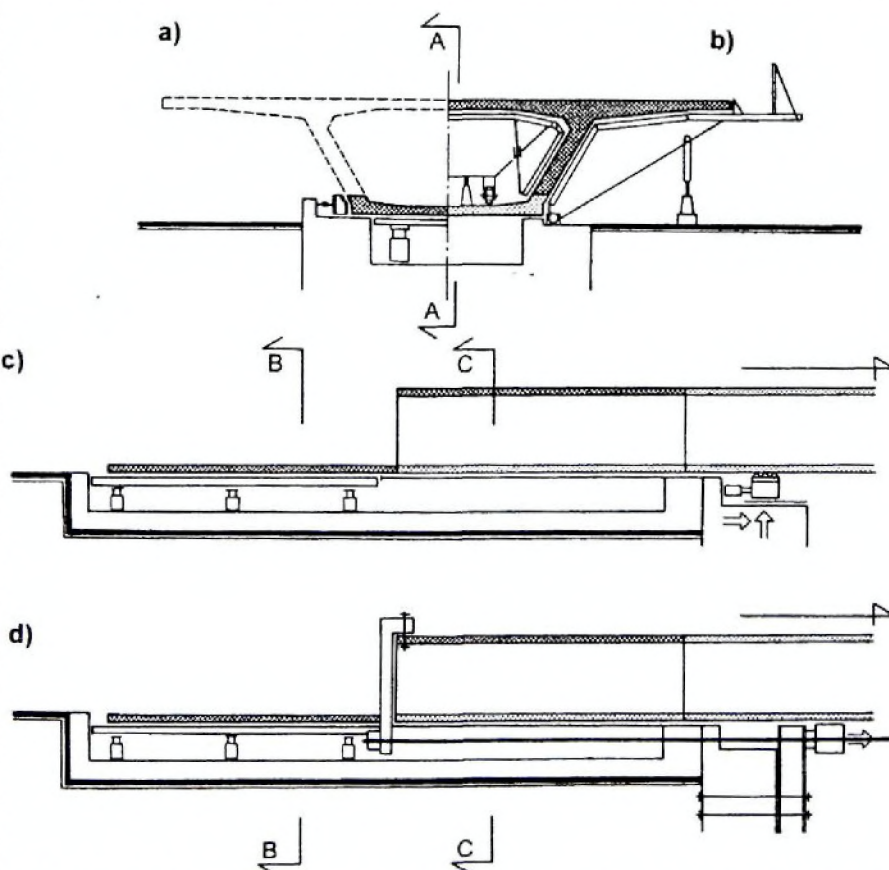
b)



Obr.4.9 Vysouvání mostu.

Jeho délka bývá 60 80 % délky typického pole. Nos je k vysouvané konstrukci připnut předpínacími tyčemi. Konzolový moment je možné také redukovat montážním pylonem se závěsy (obr.4.9b). Pylon je obvykle situován od konce konzoly ve vzdálenosti rovné délce vysouvaného pole. Protože při vysouvání pylon zatěžuje konstrukci svislou silou, je nutno síly v závěsech podle polohy pylonu upravovat. Síly v závěsech se obvykle mění vyzdvižením nebo popuštěním pylonu. Je samozřejmé, že výsuvný nos je možno kombinovat s montážním pylonem.

Výsuvné zařízení je dvojí: tlačné nebo tažné. Tlačné zařízení je tvořeno svislým a vodorovným hydraulickým lisem (obr.4.10c).

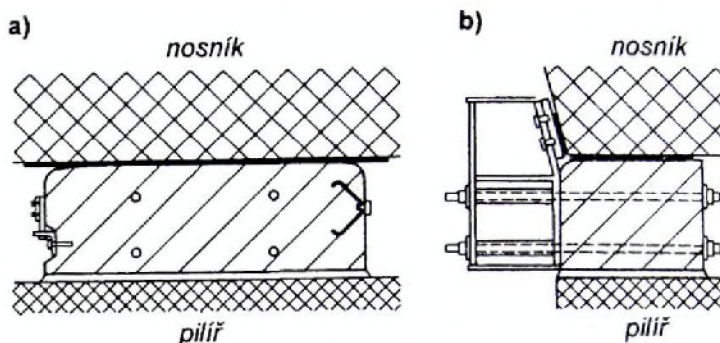


Obr. 4.10 Forma vysouvaného mostu: a) řez B-B, b) řez C-C, c) řez A-A - tlačné výsuvné zařízení, d) řez A-A - tažné výsuvné zařízení,.

Při vysouvání se konstrukce nejdříve svisle nazdvihne, potom se vodorovně posune. U tažného zařízení se využívá předpínací pistole opřené o opěru, která napíná kabel zakotvený na konci betonovaného segmentu (obr. 4.10d).

Forma je obvykle tvořena dvěma částmi. V první se betonuje spodní deska, v druhé stěny a horní deska. Bočnice formy jsou odklopné, jádro formy bývá výsuvné. Protože geometrie vysouvané konstrukce závisí na přesnosti provedení spodní desky, je nutno pečlivě vytyčit její tvar.

Konstrukce se vysouvá přes speciální bloky, jejichž povrch je opatřen nerezavějící ocelí. Při vysouvání se mezi bloky a spodní hranu nosníku vkládají teflonové desky - obr. 4.11a. Na podpěry se také osazují vodící prvky, které udržují směr vysouvané konstrukce obr.4.11b.



Obr.4.11 Výsuvné bloky.

Při návrhu výsuvného zařízení je nutno pamatovat na skutečnost, že výsuvné bloky jsou situovány rovnoběžně s nosníkem, a proto je při výsuvu nutno překonat složku vlastní tíhy. Dále je nutno překonat tření mezi teflonem a konstrukcí, jehož velikost je v rozmezí 0.01 - 0.03. Obvykle se konstrukce vysouvá po spádu, proto není nutno překonat složku vlastní tíhy, ale naopak zajistit účinné brždění konstrukce. Bezpečně se však výsuvné zařízení navrhuje na tření velikosti 5 %. Tato hodnota se také uvažuje pro návrh montážních a definitivních podpěr.

Konstrukční výška vysouvaných konstrukcí se volí poměrně velká - 1/10 až 1/14 rozpětí. Proto lze obvykle vysouvat konstrukce bez montážních podpěr. Je-li nutné navrhnut menší konstrukční výšku, navrhují se v polích jedna až dvě montážní podpěry. Protože jsou s ohledem na tření namáhány velkou vodorovnou silou, je nutno je kotvit (obr.4.9). Kotvení se někdy navrhuje i u definitivních pilířů.

Podporové příčníky se obvykle betonují až po vysunutí celé konstrukce. Při vysouvání je konstrukce centricky předepnuta. Po vysunutí je nutno napnout spojitě kabely, jejichž průběh odpovídá průběhu momentů na spojitém nosníku. Kabely se napínají po uložení konstrukce na definitivní ložiska a po odstranění výsuvných bloků.

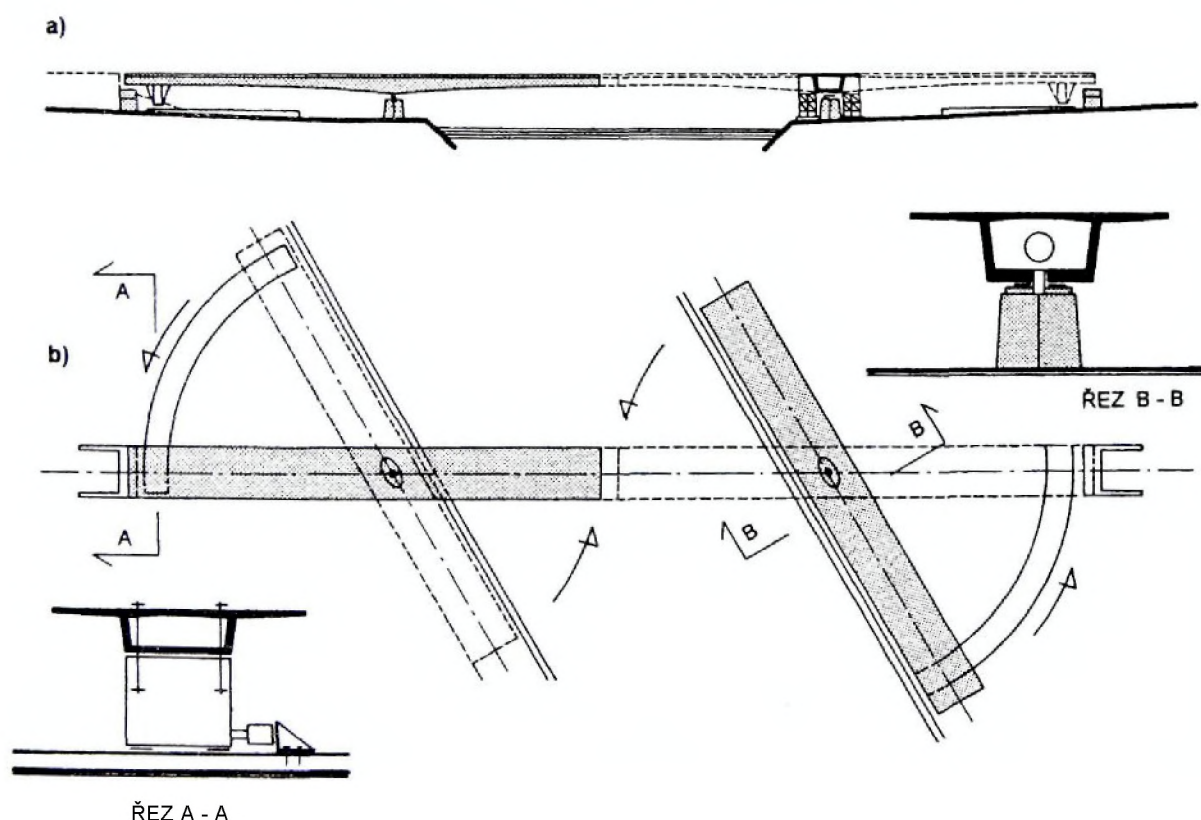
První vysouvaná konstrukce celkové délky 480 m [13] byla sestavena z prefabrikovaných prvků, které byly po vybetonování spár předepnuty vnějšími centrickými kabely. Po vysunutí celé konstrukce byly tyto kabely hydraulickými lisami přemístěny do polohy, jež odpovídá průběhu ohybových

momentů. S využitím vnějšího předpětí lze segmentové konstrukce sestavovat a vysouvat po částech podobně jako monolitické konstrukce.

Konstrukce lze vysouvat nejen podélně, ale i příčně. Po postavení konstrukce v poloze rovnoběžné s projektovanou polohou se konstrukce příčně posune přes montážní podpory situované u definitivních podpěr.

Konstrukce otáčené

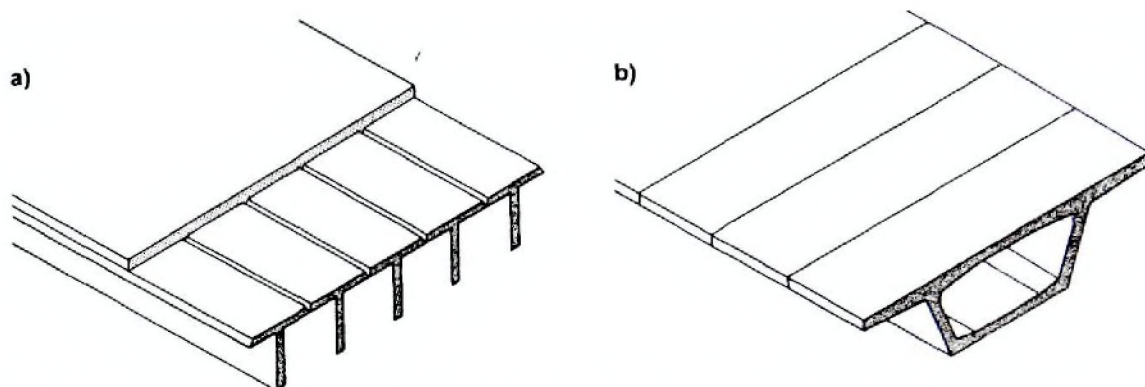
Konstrukce, popřípadě část konstrukce, se také mohou postavit podél překonávané překážky a následně otočit do projektované polohy (obr.4.12). Konstrukci je nutno navrhnout tak, aby ji bylo možno během otáčení podepřít ve dvou přímkách. V první přímce je nutno navrhnout bod, kolem něhož se konstrukce otáčí. Při otáčení je zde konstrukce podepřena elastomerymi deskami s teflonovým povrchem, které se posouvají po ploše z nerezavějící oceli. V druhé přímce je konstrukce uložena na montážní podpěře, která se posouvá po kruhové dráze. Ta je tvořena betonovou patkou s povrchem z nerezavějící oceli. Při posunu se mezi ocel a podpěru vkládají podobně jako při vysouvání teflonové desky. V místě montážní podpěry je také konstrukce zatěžována příčnou silou vyvozenou hydraulickým lisem.



Obr.4.12 Otáčení mostu.

PREFABRIKOVANÉ KONSTRUKCE

Je nesporné, že průmyslová výroba ve stálých výrobnách umožňuje výrobu prefabrikovaných prvků vysoké kvality. Prefabrikáty je však nutno na stavbu dopravit a smontovat. Mostní konstrukci lze sestavit z prefabrikovaných prvků podélných (obr.4.13a) anebo příčných (obr.4.13b). U širších mostů mohou i příčně dělené konstrukce tvořit podélné prvky, které je nutno příčně spojit.

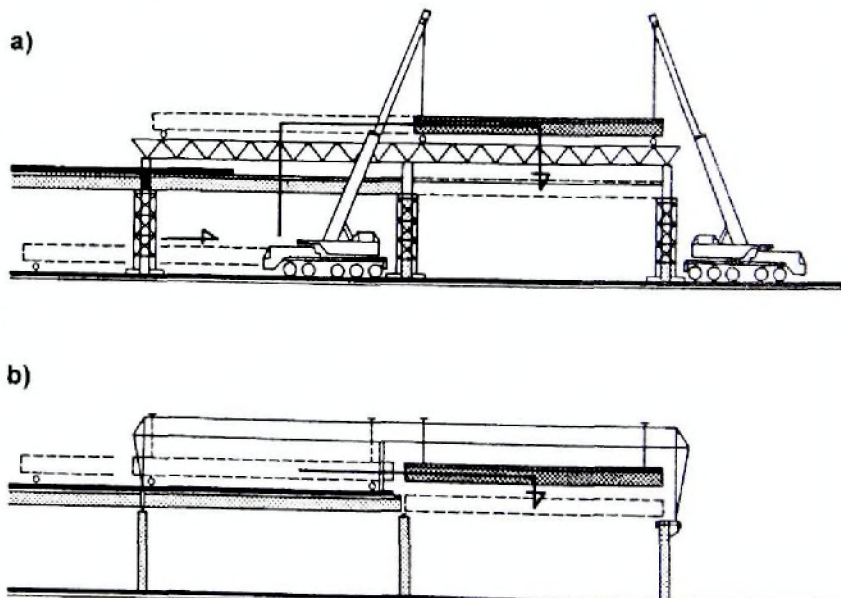


Obr.4.13 Prefabrikovaná konstrukce: a) podélně dělená, b) příčně dělená (segmentová)

Podélné prefabrikované prvky

Prefabrikované konstrukce sestavené z podélných prvků jsou obvykle tvořeny prefabrikovanými nosníky otevřeného průřezu (tvaru I a nebo U) a spřažené desky. Prefabrikované nosníky jsou většinou montovány autojeřáby. Podle rozpětí se montují buď jedním, nebo dvojicí autojeřábu. Při zavěšení nosníků na jeden jeřáb je nutno uvážit, a) že dvojice skloněných závěsů zatěžuje nosník přídatnou normálovou silou. Proto je nutno posoudit nosník na zvýšené tlakové namáhání a ověřit jeho stabilitu.

Pro montáž nad nepřístupnou překážkou se používá zavážecí most (obr.4.14a). Po tomto mostu se nosník posune do montovaného pole



Obr.4.14 Montáž prefabrikovaných prvků podélně dělené konstrukce.

a následně se dvojicí jeřábů příčně přesune. V zahraničí byly také použity výsuvné mosty umožňující montáž nezávislou na terénu (obr.4.14b). Výsuvný most, jehož délka odpovídá délce dvou polí je situován jak v montovaném, tak i nad již smontovaném poli. Most umožňuje nosník vyzdvihnout a následně podélně a příčně přesunout do projektované polohy.

Příčně dělené konstrukce - prefabrikované segmentové konstrukce

Příčně dělené konstrukce jsou sestavovány z prefabrikovaných prvků - segmentu délky 2,5 až 4,0 m. Segmenty mají obvykle komorový průřez, realizovány však také byly konstrukce s dvoutrámovým nebo parapetním průřezem. U prvních konstrukcí byly spáry mezi prvky tvořeny betonem, u moderních konstrukcí jsou spáry vyplněny epoxidovým tmelem. U některých konstrukcí stavěných v příznivých klimatických podmínkách byly postaveny i konstrukce bez výplňového materiálu.

Betonové spáry se nyní používají jen v případě uzavírání spár navrhovaných mezi jednotlivými montážními celky. Spára z epoxidového tmele tvoří jen tenký povlak vyplňující drobné nerovnosti mezi sousedícími segmenty. Aby byla zaručena kontaktnost spár, je nutno segmenty vyrábět kontaktním způsobem. To znamená, že čelo vybetonovaného segmentu tvoří bednění pro sousední čelo betonovaného segmentu.

V současné době je řada komerčně dostupných epoxidových tmelů. Obvykle se připravují na stavbě ze dvou složek, vlastního tmelu a tužidla. Pro řádné vytvrzení tmelu je nutno ve spáře vyvodit rovnoměrný tlak velikosti 0,2 až 0,4 MPa. I když při zkouškách v laboratořích byla ověřena tahová únosnost epoxidové spáry, při stavbě se tato vlastnost nevyužívá. Nevytvrzený tmel působí při montáži jako mazadlo umožňující navedení kontaktních segmentů, po montáži zajišťuje vodotěsnost spáry. Protože při montáži nemá epoxidový tmel smykovou únosnost, je nutno ve spáře navrhnout smykové ozuby.

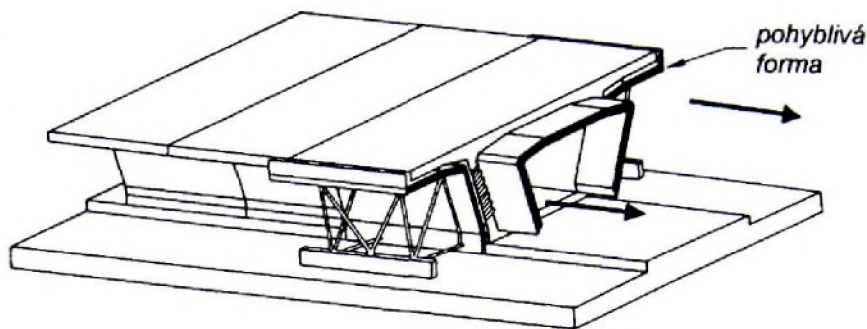
Výroba segmentů

Vzhledem ke skutečnosti, že mosty jsou obvykle vedeny v prostorově zakřivené niveletě, má každý segment jiné rozměry. Pro výrobu segmentů se používají dvě metody: metoda dlouhé a metoda krátké dráhy.

Metoda dlouhé dráhy

Při výrobě na dlouhé dráze se nejdříve postaví dráha, jejíž geometrie odpovídá geometrii spodní hrany navržené konstrukce. Dráha se obvykle staví

v délce rovné polo-
vině pole. Na této
dráze se postupně
betonují segmenty.
Betonují se do formy,
která se pohybuje
podél dráhy, přičemž
vždy jedno čelo je
tvořeno již vybetono-

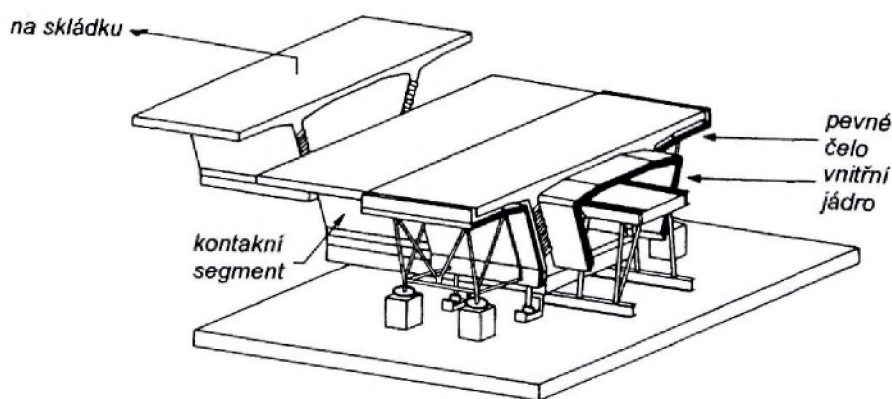


Obr.4.15 Kontaktní výroba segmentů na dlouhé dráze.
vaným segmentem (obr.4.15). Výhodou metody je, že geometrii dráhy lze
jednoduše zkontrolovat, její nevýhodou je, že vyžaduje značný prostor.

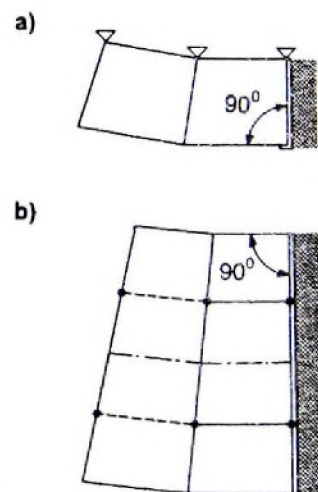
Metoda krátké dráhy

Při výrobě na krátké dráze se segmenty betonují ve výrobní buňce délky odpovídající délce dvou segmentů. Obvykle sestává ze dvou částí, formy a rektifikačních rámců sloužících k nastavení již vyrobeného segmentu (obr.4.16). Vlastní forma je tvořena pevným čelem, podlahou, bočnicemi a jádrem. Při výrobě se nejdříve na rektifikačních rámech nastaví již vyrobený (kontaktní) segment do navržené polohy, potom se k tomuto segmentu přirazí bočnice, jádro a podlaha. Po betonáži se kontaktní segment odveze na skládku, vyrobený segment se na podlaze přesune do polohy kontaktního segmentu a postup se opakuje.

Výroba vyžaduje přesné nastavení polohy kontaktního segmentu. Nastavují se hodnoty zřejmé z obr.4.17. Výhodou krátké dráhy je, že vyžaduje poměrně malý prostor, nevýhodou je, že vyžaduje podrobný program určující nastavení polohy kontaktního segmentu. Při výrobě segmentů je nutno věnovat pozornost vývinu hydratačního tepla.



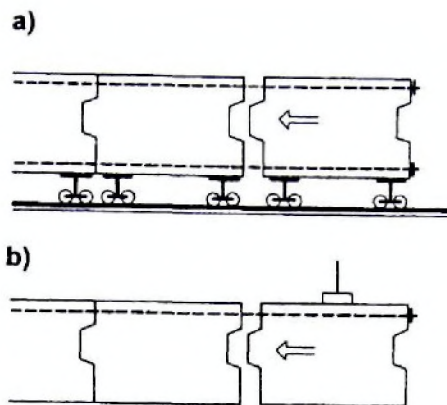
Obr. 4.16 Kontaktní výroba segmentů na krátké dráze (v nastavitelné formě).



Obr. 4.17 Geometrie segmentů: a) podélný řez, b) půdorys.

Montáž segmentů

Prefabrikované segmentové konstrukce se staví podobně jako monolitické konstrukce. Konstrukce do rozpětí cca 45 m se obvykle montují na skruži (obr.4.18a), konstrukce větších rozpětí se většinou montují letmo (obr.4.18b), a to buď v symetrické konzole od pilířů, nebo v postupné konzole od jedné opěry k druhé.



Obr.4.18 Montáž segmentů:

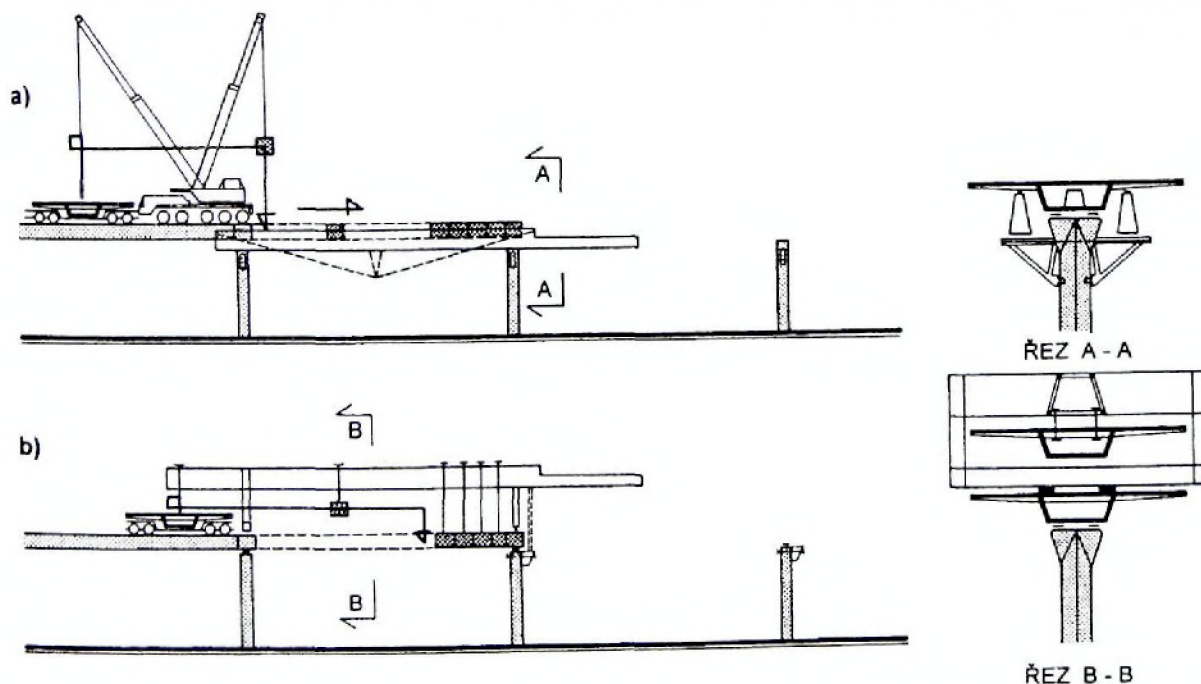
a) na skruži, b) letmo.

Konstrukce montované na skruži

Původně se segmentové konstrukce montované na skruži montovaly podobně jako monolitické konstrukce po polích s přečnívající konzolou. Moderní konstrukce, které se většinou předpínají vnějšími kabely, se montují po polích (span by span). Skruž podpírá segmenty jen v montovaném poli a posouvá se do dalšího pole po napnutí kabelů kotvených v podporových příčnicích. Podobně jako u monolitických konstrukcí, skruž může být umístěna pod nebo nad montovanou mostovkou (obr.4.19).

V prvním případě jsou segmenty podepřeny pomocí rektifikačních vozíků, v druhém případě jsou segmenty zavěšeny na táhlech, většinou tvořených předpínacími tyčemi.

Je-li skruž umístěna pod mostovkou, mohou být segmenty montovány autojeřáby situovanými na zemi, portálovými jeřáby pohyblivými se po je-



Obr.4.19 Montáž segmentů na skruži.

řábové dráze situované podél montované konstrukce, nebo jeřáby situovanými na nosné konstrukci (obr.4.19a). V posledním případě, který umožňuje stavbu nezávislou na terénu, jsou segmenty posunuty do projektované polohy vrátky.

Je-li skruž umístěna nad mostovkou, slouží také jako montážní prostředek. Před posunem skruže do montážní polohy je nutno, podobně jako u monolitických konstrukcí, osadit podporový segment. Segmenty mohou být vyzdvihovány z terénu, nebo mohou být dopravovány po již smontované konstrukci. V druhém případě je nutno umožnit otočení segmentu a navrhnout podpěru situovanou na již smontované konstrukci tak, aby umožnila průchod segmentu (obr.4.19b).

Před sepnutím segmentu je nutno upravit polohu segmentů tak, aby jejich poloha odpovídala projektované poloze, a tak, aby při napínání kabelů nevznikla ve spárách přídatná napětí. Skruž tedy musí být dostatečně tuhá.

Konstrukce montované letmo

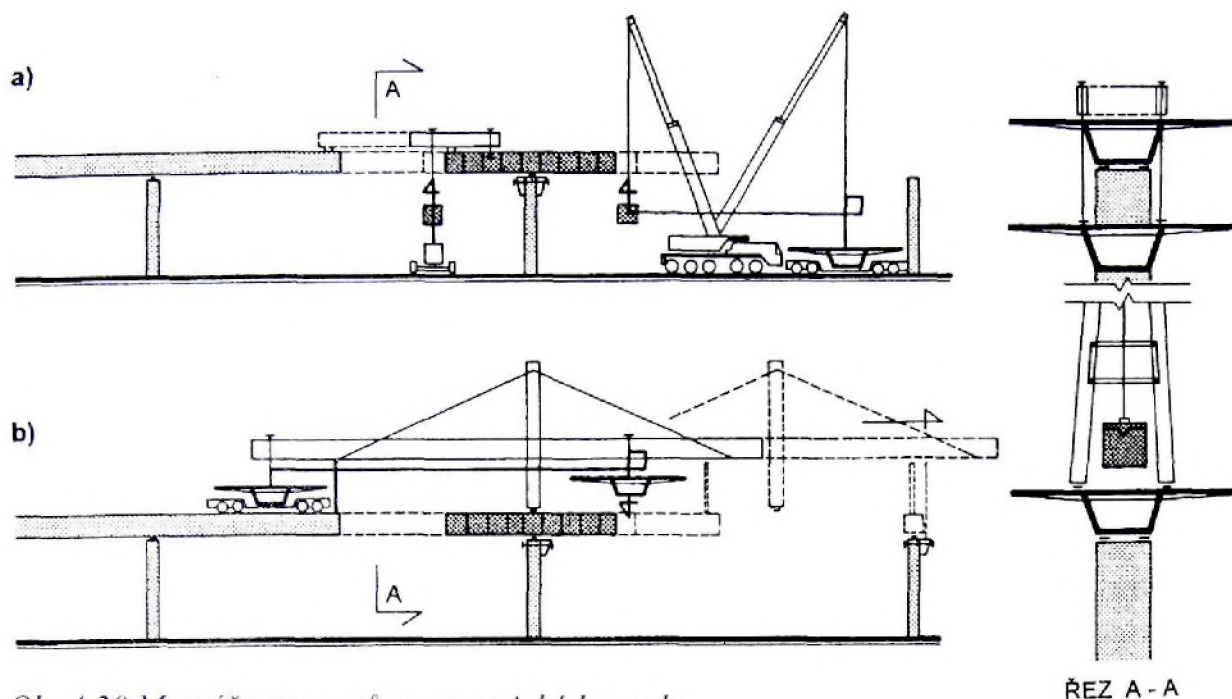
Konstrukce s rozpětím větším než 45 m se obvykle montují letmo v rovnovážných konzolách od pilířů. Podobně jako u monolitických konstrukcí smontují se nejdříve podporové segmenty. Ty se buď rámově spojí se spodní stavbou, nebo se montážně podepřou tak, aby bylo možno postupně montovat symetrické segmenty. Segment se nejdříve připevní k již smontované konstrukci montážními tyčemi, které ve spáře vyvedou požadovaný tlak nutný pro vytvrzení epoxidového tmelu (obr.4.18b). Po smontování symetrických segmentů se napnou kabely vedené v horní desce a postup se opakuje, dokud se nesmontují všechny segmenty. Potom se spára mezi sousedními konzolami znehybní, vybetonuje se a předepe. Následuje osazení a předeprnutí kabelů spojitostí.

Podobně jako u letmo betonovaných konstrukcí je nutno při stavbě zajistit stabilitu montované konstrukce - viz kapitola 8.

Segmenty lze montovat autojeřáby (obr.4.20a), portálovými jeřáby situovanými na jeřábové dráze mimo most nebo na mostě, vrátky podporovanými montážními nosníky, které jsou zakotveny v již smontované části konstrukce, anebo podepřeny již smontovanou konstrukcí (obr.4.20a).

Nezávisle na terénu se segmenty montují výsuvnými mosty (obr.4.20b). Mosty jsou tvořeny vodorovným nosníkem podepíraným věží situovanou nad podpěrou. Stabilita mostu je zajištěna montážní podpěrou situovanou na konci již smontované konzoly. Věž i podpěra umožňují průchod segmentů. Při montáži se montovaný segment zavěsí na montážní most a posune se do montovaného pole. Zde se otočí a spustí do projektované polohy.

Po smontování všech segmentů montované konzoly se montážní most s věží posune tak, že věž je situována na konec konzoly. Následuje osazení

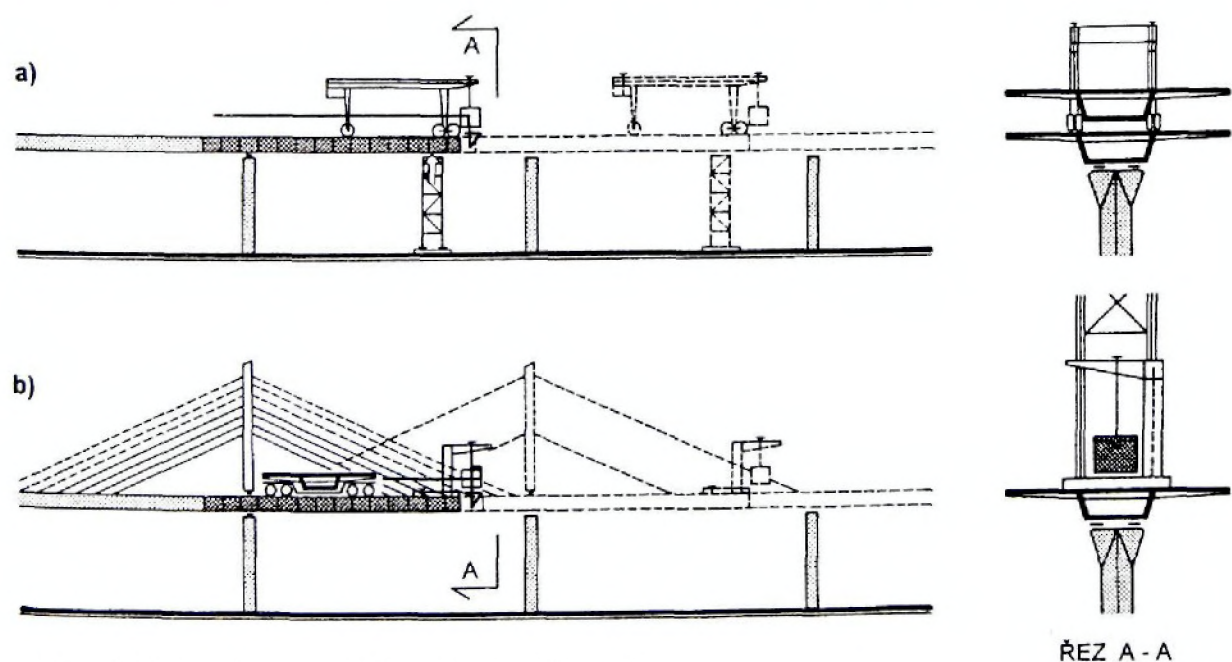


Obr.4.20 Montáž segmentů v symetrické konzole.

podporového segmentu a podepření mostu montážní podpěrou. Následuje posun mostu do polohy umožňující montáž běžných segmentů.

Popsané výsuvné mosty mají délku, jež odpovídá délce montovaného pole. U mimořádně dlouhých konstrukcí, které je nutno postavit v krátké době, se využívá výsuvný most, který umožňuje současnou montáž dvou segmentů. Délka mostu pak odpovídá délce dvou polí.

Segmenty lze také montovat v postupné konzole směřující od jedné opěry k opěře druhé. Statické účinky v montované konzole lze redukovat montážními podporami (obr.4.21a) nebo pylonem se závěsy (obr.4.21b).



Obr.4.21 Montáž segmentů v postupné konzole.

Montážní podpěry je nutno navrhnout tak, aby mohly zatížit montovanou konzolu kontrolovatelnou silou, pylony se závěsy je nutno navrhnout tak, aby umožnily rektifikaci sil v závěsech. Segmenty lze montovat autojeřáby, portálovými jeřáby situovanými na jeřábové dráze mimo most nebo speciálními jeřáby. V České republice byl použit jeřáb, který se pohyboval po již smontované konstrukci (obr.4.21a), v zahraničí byly použity otočné jeřáby zakotvené v konstrukci (obr.4.21b).

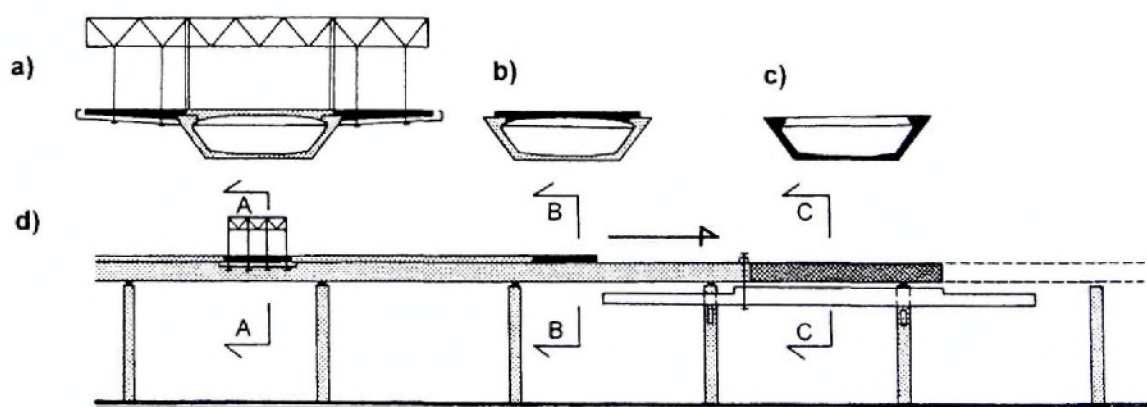
Je samozřejmé, že z prefabrikovaných segmentů lze také montovat oblouky nebo pilíře mostů. Speciální aplikaci představují moderní přesýpané konstrukce sestavované z obloukových segmentů spojených betonovými spárami.

HYBRIDNÍ KONSTRUKCE

Popsané postupy lze také využít u hybridních konstrukcí kombinujících ocel, prefabrikovaný nebo monolitický beton. Tyto konstrukce se sestavují postupně tak, že základní nosný prvek ve formě visutého nebo závěsného kabelu, oblouku nebo nosníku se vytvoří předem a užívá se jako podpůrný systém pro ostatní část konstrukce. Prefabrikované prvky nebo část monolitické konstrukce vybetonovaná předem slouží jako skruž a bednění pro dodatečně betonovaný konstrukční prvek.

Výhodou řešení je, že konstrukci lze sestavit z lehkých prvků, které lze snadno dopravit a smontovat dostupnými montážními prostředky nezávisle na terénu.

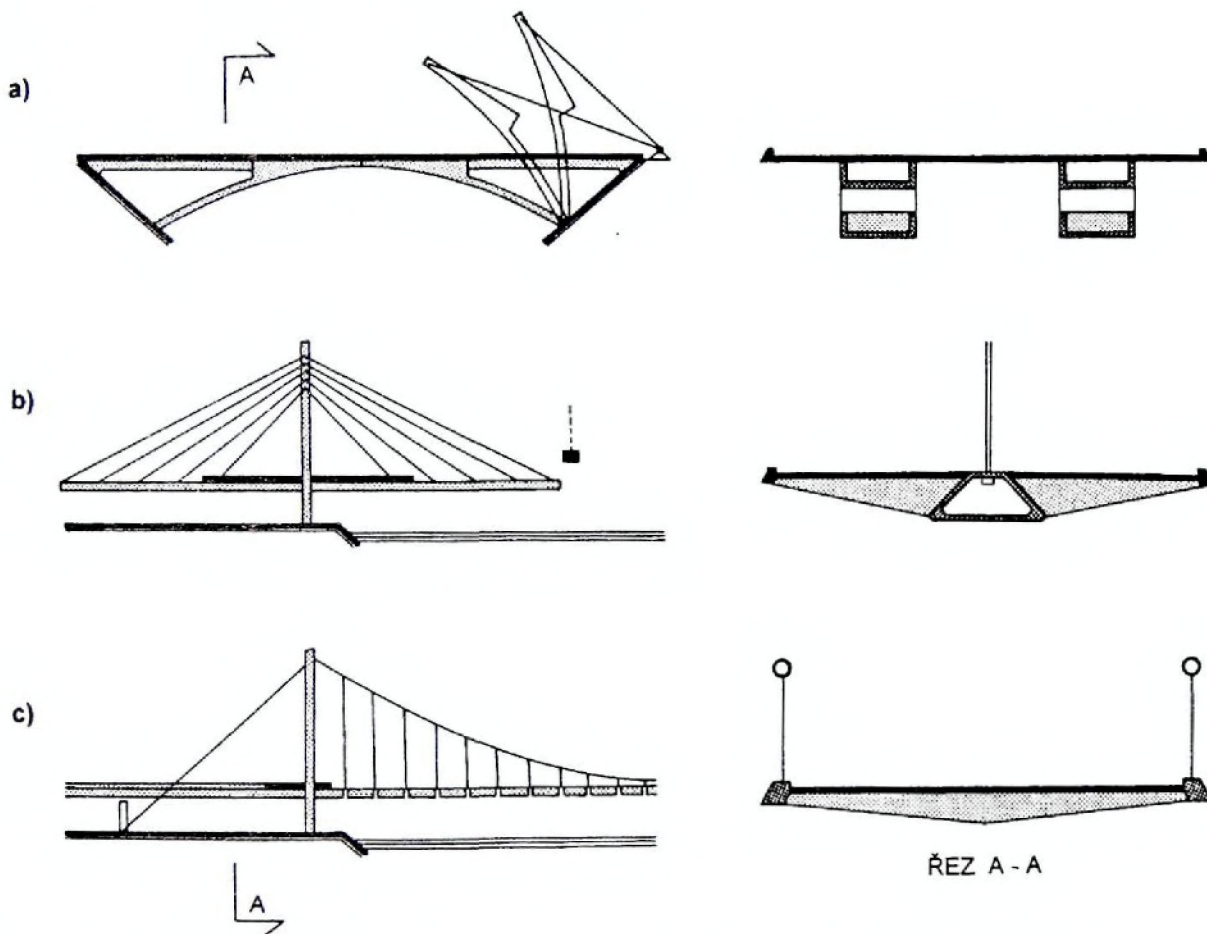
Postupná výstavba se nejčastěji používá u trámových konstrukcí, u kterých je základní nosný prvek tvořen prefabrikovaným nebo ocelovým nosníkem. Nosník však může být také betonován na pevné nebo posuvné skruži, může být vysouván nebo sestaven z monolitických a nebo prefabrikovaných segmentů. Na obr.4.22 je uveden příklad postupně betonované komorové konstrukce. Nejdříve byl po polích vybetonován základní průřez



Obr.4.22 Postupná výstavba: a) řez A-A, b) řez B-B, c) řez C-C, d) podélný řez mostem.

tvořený spodní deskou a žebry (obr.4.22c), potom byla vybetonována deska mezi žebry (obr.4.22b) a následně vnější konzoly (obr.4.22a).

Postupná výstavba se však také využívá u složitějších konstrukcí. Příkladem je oblouková konstrukce, u níž oblouk i mostovka jsou vytvořeny z prefabrikovaných a monolitických prvků (obr.4.23a). Oblouk je sestaven z prefabrikovaných segmentů korýtkového průřezu, který je po montáži doplněn o monolitický beton. Mostovku tvoří prefabrikované prvky s monolitickou mostovkovou deskou.



Obr.4.23 Postupná výstavba: a) obloukový most, b) zavěšený most, c) visutý most.

Jiný příklad představují konstrukce sestavené z prefabrikovaných prvků a dodatečně betonované mostovkové desky, které byly v průběhu stavby zavěšeny na závěsných (obr.4.23b) nebo visutých kabelech - (obr.4.23c). Mostovková deska se betonovala po montáži prefabrikovaných prvků.

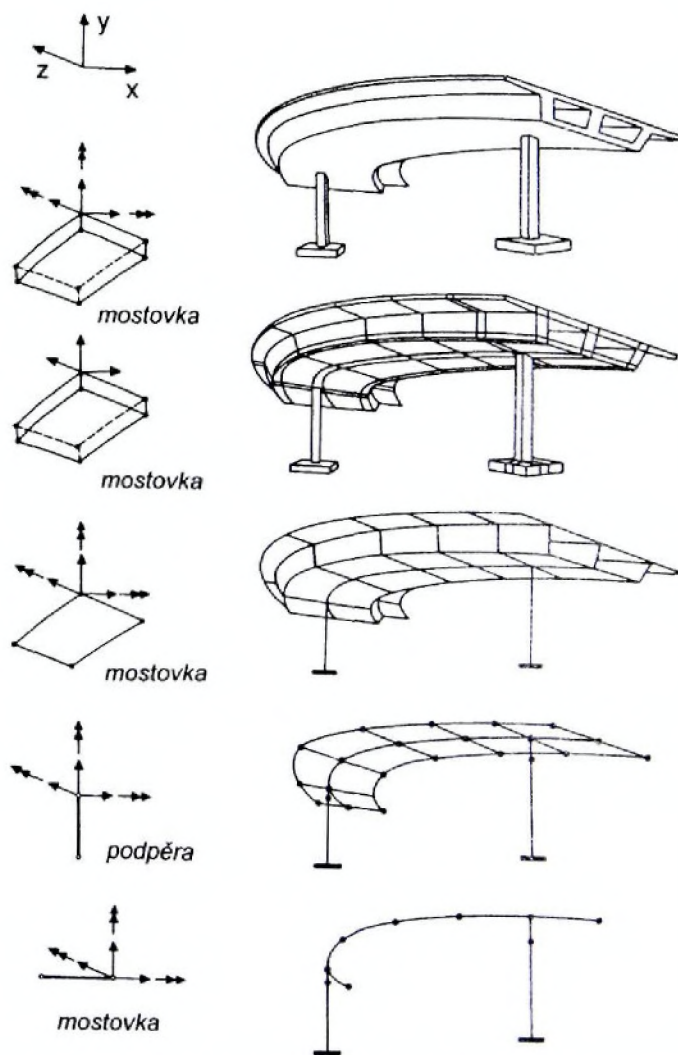
5. Modelování betonových mostů

Moderní metody statické a dynamické analýzy umožňují vystihnout geometrickou a fyzikální nelinearitu betonových konstrukcí a určit jejich porušení v mezním stavu. Nároky na přípravu vstupních dat, na vyhodnocení výsledků a na kapacitu počítačů jsou však takové, že tyto výpočty se provádějí jen ve speciálních nebo studijních případech. Běžně se spokojíme s analýzou konstrukce v pružném stavu doplněnou o analýzu poruchových oblastí konstrukcí příhradovou analogií - *metodou strut and tie*.

PROGRAMOVÉ SYSTÉMY A VÝPOČTOVÉ MODELY

V nedávné době byly vyvinuty programové systémy, které - podle názoru některých inženýrů - umožní vše spočítat. Dostupnost těchto programů i rozšíření výpočetní techniky je takové, že komplexní analýzu složité konstrukce lze opravdu provést v mimořádně krátké době. a) To však neznamená, že současné výpočty jsou prováděny správně a že používané modely opravdu vystihují působení konstrukcí. Hlavním problémem statické b) a dynamické analýzy konstrukcí je určit přiměřený výpočtový model, rozumět metodě řešení, správně určit vstupní parametry a c) interpretovat výsledky.

Při přípravě vstupních dat je nutno si uvědomit, že běžné programy analyzují izotropní konstrukci. Přitom většina mostních konstrukcí se navrhuje v podélném směru mostu jako předpjatá a v příčném směru jako železobetonová d) konstrukce. Podobně i spodní stavba je většinou navrhována jako železobe- e)



Obr. 5.1 Modelování dvoukomorové konstrukce.

tonová. Proto by charakteristiky konstrukce, popřípadě konstrukčních prvků měly být zadány s ohledem na skutečnou tuhost. Obvykle se průřezové charakteristiky plně a omezeně předpjatých konstrukcí zadávají hodnotou odpovídající plnému průřezu, částečné předpjaté a železobetonové konstrukce s redukovanými průřezovými charakteristikami - obr.6.2 a obr.6.3.

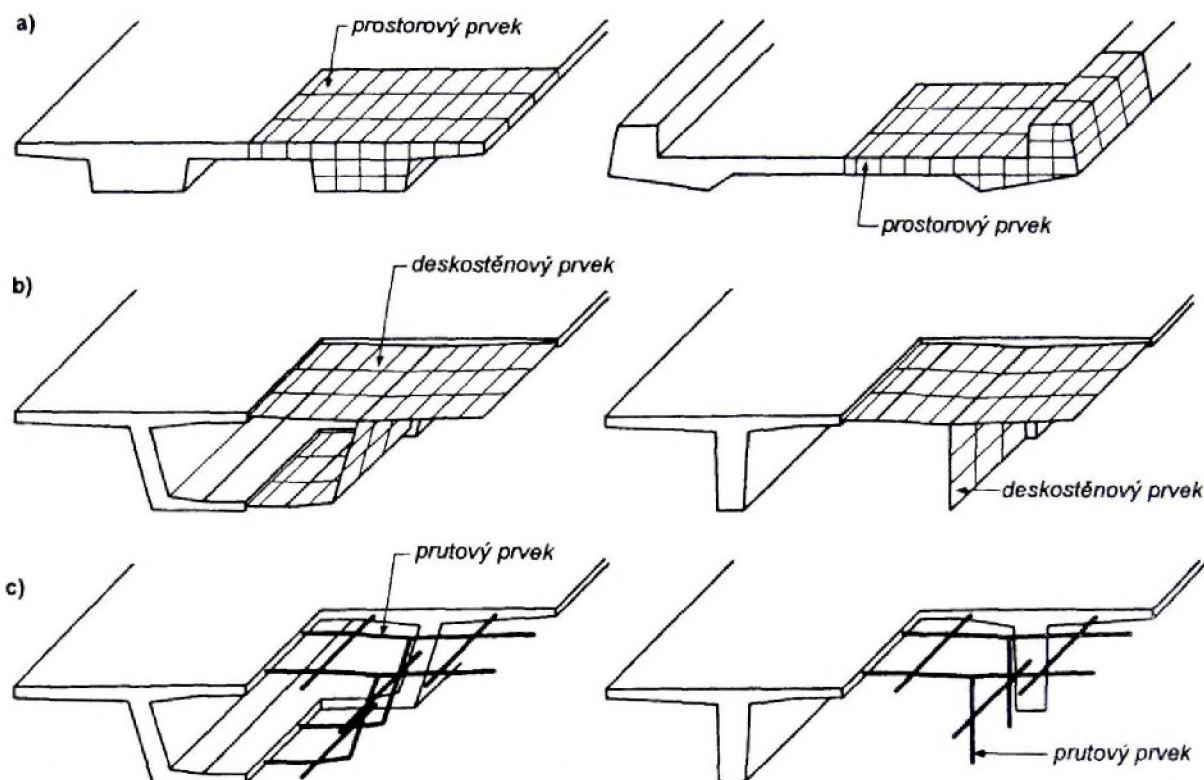
Většina moderních metod analýzy konstrukcí je založena na metodě konečných prvků [37]. Možnosti modelování konstrukcí jsou ukázány na příkladu dvoukomorové konstrukce rámově spojené se stojkami obdélníkového průřezu - obr.5.1. Trámová konstrukce otevřeného průřezu nebo desková konstrukce se modeluje podobně. Konstrukci lze modelovat takto:

- a) Komorový nosník i podpěry jsou modelovány prostorovou konstrukcí sestavenou z prostorových prvků - *bricků*. Prostorové prvky jsou použity jak pro horní a spodní desku, tak i pro stěny nosníku. Používají se dva typy prostorových prvků. První typ tvoří prvky, které mají v každém uzlu 6 stupňů volnosti - 3 posuny a 3 pootočení. Výpočet je však náročný na kapacitu počítače. Proto se mnohdy používají prvky, jež mají v každém uzlu jen 3 posuny. Pak je nutno zvětšit hustotu dělení konstrukce na prvky. Kombinují-li se tyto prvky s prvky, které mají v uzlech 6 stupňů volnosti (deskostěna, prut), je nutno vytvořit spojení tak, aby bylo vystiženo možné pootočení uzlů těchto prvků.
- b) Komorový nosník je modelován prostorovou konstrukcí sestavenou z deskostěnových prvků, stojky jsou modelovány prutem. Deskostěnové prvky jsou použity jak pro horní a spodní desku, tak i pro stěny. Deskostěnové prvky i pruty mají v každém uzlu 6 stupňů volnosti - 3 posuny a 3 pootočení.
- c) Komorový nosník je nahrazen roštovou konstrukcí tvořenou třemi podélnými nosníky a náhradními příčnými vazbami. Stojky jsou modelovány prutem. Stojka je s nosnou konstrukcí spojena nekonečně tuhým prutem. Všechny pruty mají v každém uzlu 6 stupňů volnosti - 3 posuny a 3 pootočení.
- d) Komorový nosník i stojky jsou modelovány prutem. Stojka je s nosnou konstrukcí spojena nekonečně tuhým prutem. Všechny pruty mají v každém uzlu 6 stupňů volnosti - 3 posuny a 3 pootočení.

Mimo popsání metody lze konstrukci modelovat prostorovým rámem. Vyvinuty byly také programy využívající metodu lomenic, popřípadě metodu konečných pásů. I když tyto metody jsou v některých případech velmi efektivní, používají se nyní jen ve speciálních případech. Nosné konstrukce jsou také někdy modelovány deskou nebo rovinným roštem. Protože většina konstrukcí je také namáhána normálovou silou a protože spojení nosníků je většinou excentrické, je lépe vždy použít deskostěnu a nebo náhradní rošt.

Nespornou výhodou použití prostorových prvků - *bricků* - je, že lze bez jakýchkoliv zjednodušení popsat geometrii konstrukce, vystihnout okrajové

podmínky a působení zatížení. Modelování konstrukcí *bricky* je zvlášť vhodné u robustních konstrukcí tvořených deskami, deskovými trámy a parapetními nosníky - obr.5.2a. Nevýhodou je, že dostupné programy neumožňují jejich časově závislou analýzu. Pro výpočet mezní únosnosti je nutno buď použít nelineární analýzu, nebo posoudit konstrukci na vnitřní síly získané integrací napětí. Modelování konstrukcí *bricky* je tedy vhodné jen v kombinaci s prutovou a nebo roštovou analýzou konstrukcí.



Obr 5.2 Prostorová analýza konstrukcí: a) modelování konstrukce prostorovými prvky, b) modelování konstrukce deskostěnovými prvky, c) modelování konstrukce prutovými prvky.

Modelování konstrukcí deskostěnovými prvky je vhodné u tenkostěnných konstrukcí sestavených z plošných prvků - obr.5.2b. Zvláštní případ představuje tenká deska. Výpočet umožňuje vystihnout prostorové působení konstrukcí, skutečné uložení a prostorové působení zatížení. Nevýhodou je (podobné jako u prostorových prvků), že dostupné programy neumožňují jejich časově závislou analýzu. Pro výpočet mezní únosnosti je nutno buď použít nelineární analýzu, nebo posoudit konstrukci na vnitřní síly získané integrací napětí. Modelování konstrukcí deskostěnovými prvky je tedy vhodné jen v kombinaci s prutovou anebo roštovou analýzou konstrukcí.

Prostorové působení tenkostěnných konstrukcí lze také vystihnout jejich modelováním prostorovým rámem - obr.5.2c. Rám je tvořen pruty situovanými v těžišti jednotlivých prvků příčného řezu (konzola, horní, popřípadě spodní deska mezi trámy, trámy), které jsou vzájemně spojeny příčnými pru-

Roštová náhrada je především vhodná pro trámové konstrukce, osvědčila se také pro analýzu u vícekomorových nosníků nebo konstrukcí tvořených komorovými nosníky spojenými mostovkovou deskou. Protože konstrukce je modelována pruty, lze výsledky analýzy přímo použít pro dimenzování prvků. Příčné spojení podélných prvků lze vystihnout náhradními příčnými vazbami, které lze v moderních programech zadat pomocí matice tuhosti. Jejich nevýhodou je, že účinky, které vznikají v konstrukci v příčném směru, je nutno určit ve dvou krocích.

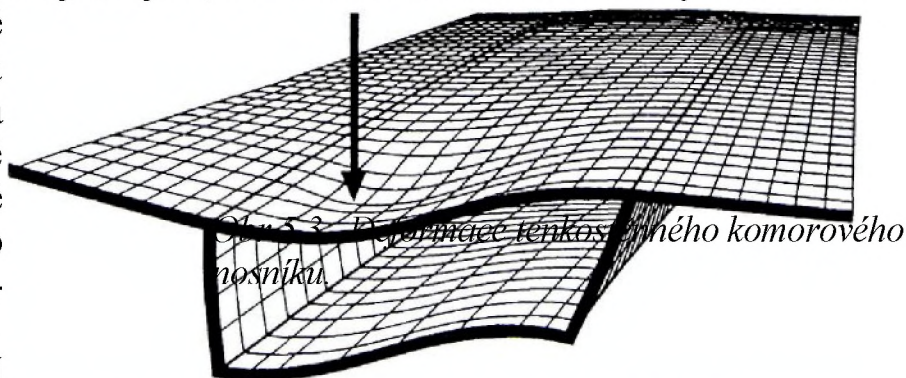
Rozhodnutí o způsobu modelování konstrukce závisí na stupni projektu, na charakteru konstrukce a na povaze řešeného problému. Analýza by vždy měla být prováděna v několika stupních a jednotlivé výsledky řešení by měly být vzájemně porovnávány. Volba výpočtového modelu i způsobu analýzy je vysoce odborná práce, která vyžaduje nejen znalosti, ale i dlouhodobou zkušenost. Protože neexistuje jednotný návod, jak modelovat konstrukce, musí být statická analýza prováděna pod vedením zkušených odborníků.

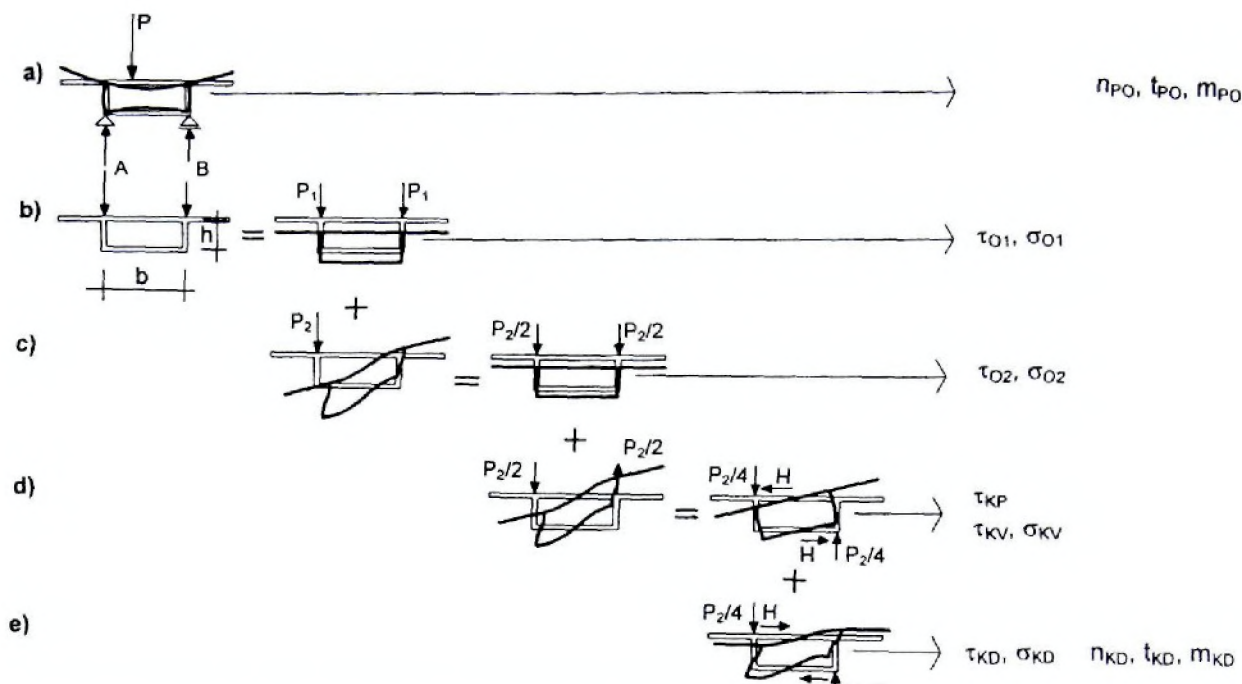
PRUTOVÁ ANALÝZA KOMOROVÉHO NOSNÍKU

Při náhradě konstrukce prutem transformujeme prostorové působení konstrukce do její osy. Ačkoliv na první pohled nemůže prutová náhrada vystihnout prostorové působení konstrukce, byly v průběhu let vypracovány postupy, které umožnily návrh i tak složitých konstrukcí, jako je Nuselský most. I když nyní můžeme prostorové působení konstrukcí vystihnout efektivněji modelováním tenkostěnné konstrukce deskostěnou, je vhodné si postupy používané při analýze prutů připomenout. Umožní totiž definovat a vysvětlit jednotlivé problémy chování konstrukcí.

ANALÝZA TENKOSTĚNNÉHO KOMOROVÉHO NOSNÍKU

Na obr.5.3 je znázorněna deformace jednokomorového nosníku zatíženého osamělým břemenem, která byla získána analýzou konstrukce modelované deskostěnou. Z obrázku je zřejmé, že vlivem zatížení horní desky dochází k ohybu mostovkové desky v podélném a příčném směru a následně k prostorové deformaci celé konstrukce. Pro zhodnocení jednotlivých účinků a pochopení chování konstrukce je vhodné sledovat postup řešení používaný při analýze komorového nosníku jako tenkostěnného prutu. Při tomto řešení se celková deformace konstrukce určí postupně analýzou místního ohybu, ohybové deformace, ze zkroucení a z deformace příčného řezu - obr.5.4.





Obr.5.4 Analýza tenkostěnného komorového nosníku.

Pro svislé zatížení si lze představit příčný řez *zavěšený* na ostatní konstrukci prostřednictvím posouvajících sil přenášených bočními stěnami nosníku. V soulase se zásadami technické teorie pružnosti lze rozložit účinky

vnějšího zatížení nosníku na samostatné rámové řešení příčného řezu (s uvažováním příslušných roznášecích a spolupůsobících šířek) podepřeného v prodloužení bočních stěn, a na řešení konstrukce jako celku, zatížené v prodloužení bočních stěn obrácenými reakcemi získanými z řešení příčného řezu. Při analýze ohybu se určí vnitřní síly a napětí na průřezu definovaném spolupůsobícími šířkami.

- Nejdříve se řeší vyňatý rám konstrukce zatížený osamělou silou P . Analýzou příčného rámu se získají vnitřní síly v příčném rámu (normálové a posouvající síly n_{PO} , t_{PO} , a momenty m_{PO}) a reakce A a B v podepření. Těmito reakcemi (silami opačného znaménka) se zatíží nosník.
- Síly lze nahradit dvojicí symetrických sil $P_1 = B$ a osamělou silou $P_2 = A - B$. Symetrické síly vyvedí v konstrukci smykové napětí τ_{O1} a normálové napětí σ_{O1} . Osamělá síla P_2 vyvedí v konstrukci ohyb s krutem.
- Dále se oddělí ohyb od kroucení. Osamělá síla P_2 se nahradí dvojicí symetrických a antimetrických sil $P_2/2$. Symetrické síly $P_2/2$ vyvedí v konstrukci smykové napětí τ_{O2} a normálové napětí σ_{O2} , antimetrické síly $P_2/2$ vyvedí kroucení.

- d) Antimetrické síly $P_2/2$ se rozdělí na dvě dvojice sil $P_2/4$. Tyto dvojice se podle obr.5.4d a 5.4e doplní vodorovnými silami velikosti $H = P_2/4$ (b/h). Síly na obr.5.4d vyvodí v konstrukci kroucení. To lze rozdělit na kroucení prosté, které vyvodí v konstrukci smykové napětí τ_{KP} , a na kroucení vázané, jež v konstrukci vyvodí smykové napětí τ_{KV} a normálové napětí σ_{KV} .
- e) Síly na obr.5.4e vyvodí v konstrukci deformaci příčného řezu. Jejich vlivem vzniknou v konstrukci smyková τ_{KD} a normálová napětí σ_{KD} a příčné normálové a posouvající síly n_{KD} , t_{KD} , a momenty m_{KD} .

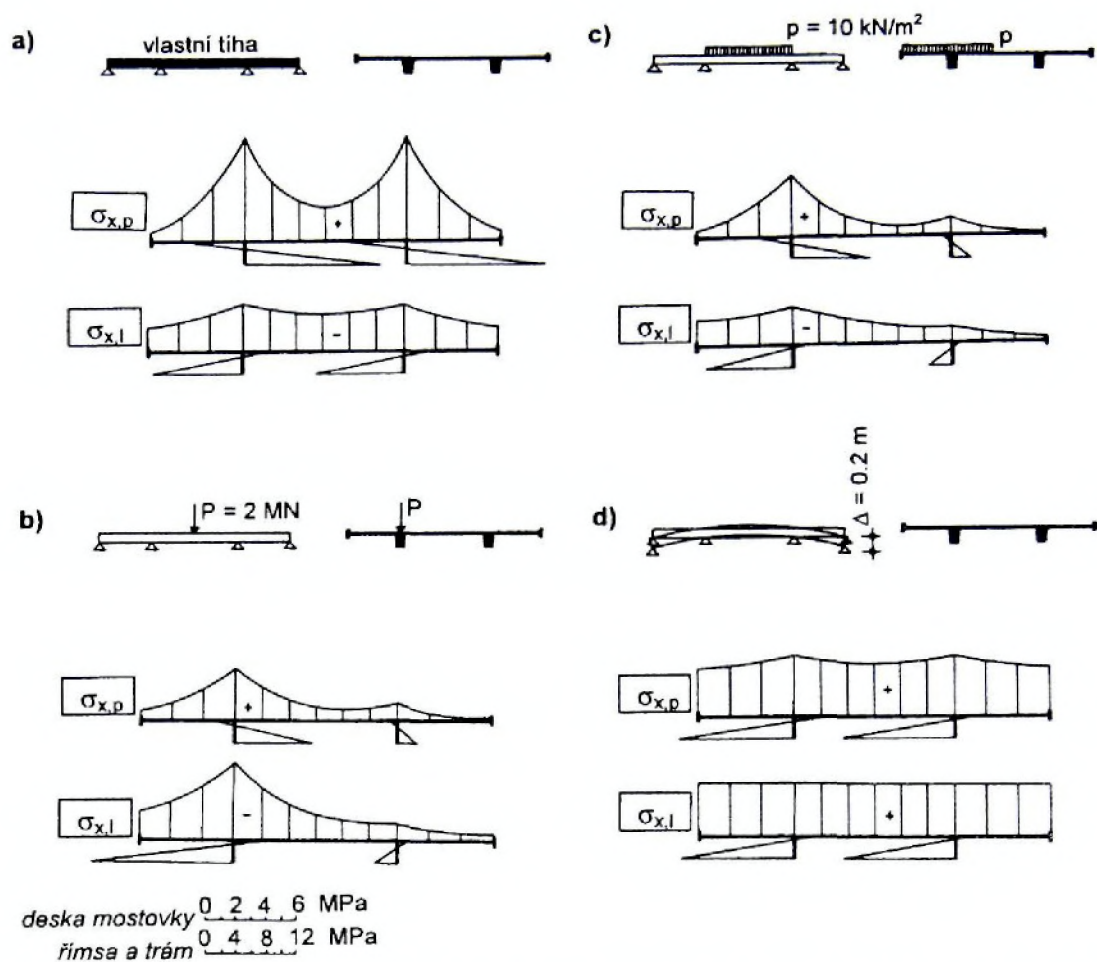
Výsledné namáhání v konstrukci je dáno součtem všech účinků. Při analýze prostého kroucení se smykové napětí určí analýzou krutu vycházející z technické teorie pružnosti popsané např. v [34]. Statické účinky od vázaného kroucení se určí běžným postupem popsaným například v [15]. Statické účinky vyvolané deformací příčného řezu se obvykle určují ve dvou krocích. V prvním se analyzuje komorová konstrukce ztužená tuhým prutem, v druhém kroku se konstrukce zatíží silami, které vzniknou v tomto prutu. Namáhání konstrukce popisuje diferenciální rovnice, jež má podobný tvar jako rovnice nosníku na pružném (Winklerově) podloží. Místo konstanty podloží v rovnici vystupuje konstanta vystihující tuhost příčného rámu.

Analýza rovnice jednoduše ukazuje na příznivý vliv podporových příčníků, které omezují příčné namáhání a zajišťují, že smykový tok od kroucení je rovnoměrně přenášen jak stěnami, tak i horní a spodní deskou. Není-li příčník navržen, výrazně se zvětšuje deformace příčného řezu a podélné namáhání od kroucení se přenáší jen stěnami. Účinky od vázaného kroucení jsou u běžných betonových konstrukcí poměrně malé a lze je zanedbat.

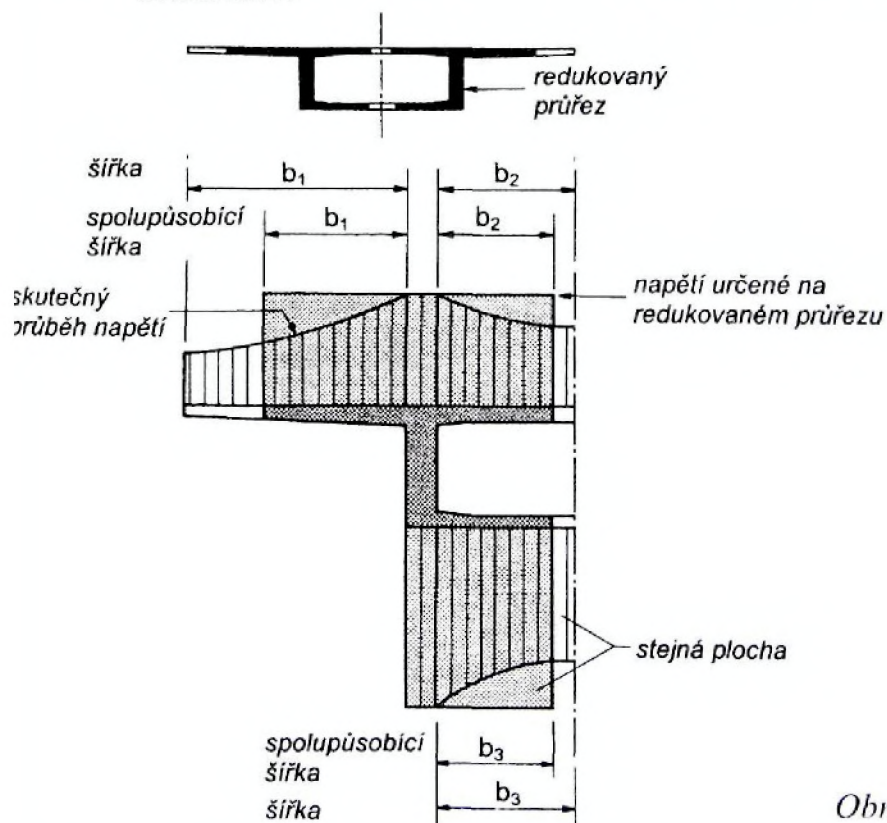
Protože moderní betonové konstrukce jsou běžně navrhovány bez mezilehlých příčníků, je nutno vliv deformace příčného řezu uvážit při návrhu tenkostěnných konstrukcí, vícekomorových konstrukcí a u trémových konstrukcí otevřeného průřezu.

SPOLUPŮSOBÍCÍ ŠÍŘKA

U komorových a trémových konstrukcí dochází vlivem smykové deformace desky k nerovnoměrnému rozdělení normálových napětí. Toto nerovnoměrné rozdělení závisí na poměru šířky mostu k rozpětí, na poloze řezu v konstrukci a na typu zatížení. Větší koncentrace napětí vzniká pod osamělým břemenem a u podpor spojitých nosníků. Pro informaci jsou pro čtyři rozdílná zatížení na obr.5.5 uvedeny průběhy normálových napětí v řezech nad podporou ($\sigma_{x,p}$) a uprostřed rozpětí středního pole ($\sigma_{x,1}$) dvoutrémové konstrukce [32]. Konstrukce o třech polích s rozpětími 25 + 36 + 25 m celkové šířky 19,50 m byla tvořena dvěma trámy výšky 1,60 m. Jejich osová vzdálenost byla 9,00 m. Obrázek jasně ukazuje, že nerovnoměrný průběh závisí na velikosti gradientu průběhu posouvající síly.



Obr.5.5 Normálové napětí nad podporou a uprostřed rozpětí středního pole dvoutrámové konstrukce.

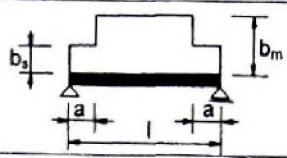
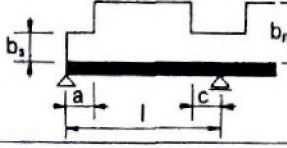
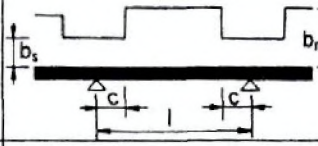
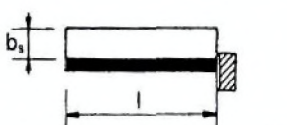


Obr.5.6 Spolupůsobící šířka.

V zahraničních předpisech se vliv nerovnoměrného rozdělení normálových napětí zohledňuje pomocí redukované šířky spolupůsobící desky. V literatuře se však místo pojmu spolupůsobící šířka uvádí výstižnější termín efektivní šířka. Tato šířka se určí tak, aby ve studovaném řezu bylo napětí určené podle technické teorie pružnosti stejné jako maximální napětí určené prostorovým řešením konstrukce modelované deskostěnovými anebo prostorovými prvky - obr.5.6. V technické literatuře a doporučeních jsou uvedeny grafy, které v závislosti na typu konstrukce, rozpětí a šířce uvádějí spolupůsobící šířku pro průřezy nad podporou b_s a v poli b_m . Na obr.5.7 jsou uvedeny grafy převzaté z [8].

Výpočet konstrukcí s uvažováním spolupůsobící šířky určené předcházejícím postupem je však nutno provádět velmi opatrně. Pro představu jsou na obr.5.8 uvedeny

výsledky řešení konzoly dvoutrámové konstrukce modelované deskostěnovými prvky. Konzola délky 12 m a celkové šířky 19,50 m byla tvořena dvěma trámy výšky 1,60 m. Jejich osová vzdálenost byla 9,00 m. Konzola byla zatížena dvojicemi vodorovných sil působícími v mostovkové desce. Vodorovné síly, které modelovaly působení vodorovných kabelů situovaných v desce mostovky, byly umístěny symetricky k trámu ve třech polohách. Z obrázku je zřejmé, že pro všechna zatížení je rozdělení normálových napětí v řezech situovaných ve vzdálenosti rovnající se polovině šířky konstrukce rovnoměrné.

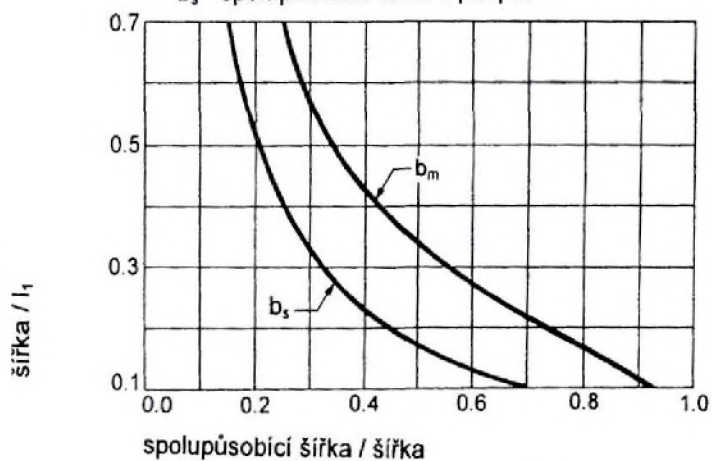
systém	průběh spolupůsobící šířky	rozpětí l_1
prostý nosník		$l_1 = l$
koncové pole spojitého nosníku		$l_1 = 0.8 l$
vnitřní pole spojitého nosníku		$l_1 = 0.6 l$
konzola		$l_1 = 1.5 l$

$$b \leq 0.25 l \quad a = b \quad c = 0.1 l$$

$$b > 0.25 l \quad a = 0.25 l \quad c = 0.1 l$$

b_m spolupůsobící šířka v poli

b_s spolupůsobící šířka u podpor

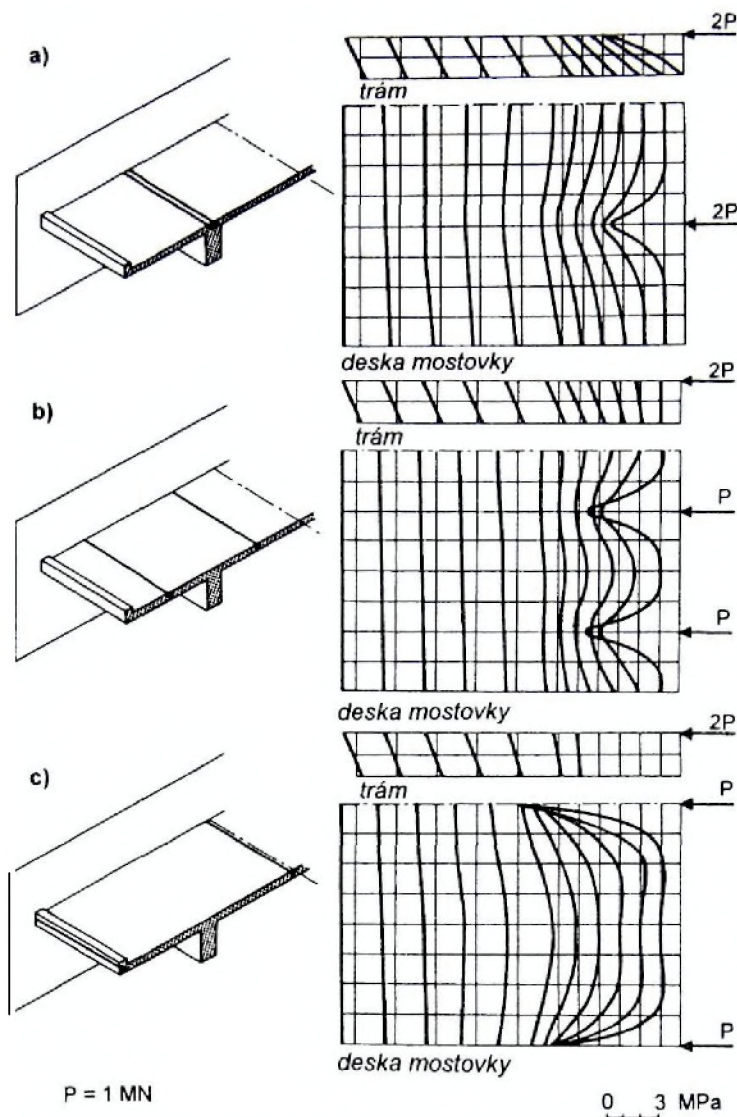


$$\text{pro } b/l_1 \geq 0.7$$

$$b_m = 0.173 l_1$$

$$b_s = 0.104 l_1$$

Obr. 5.7 Určení spolupůsobící šířky.

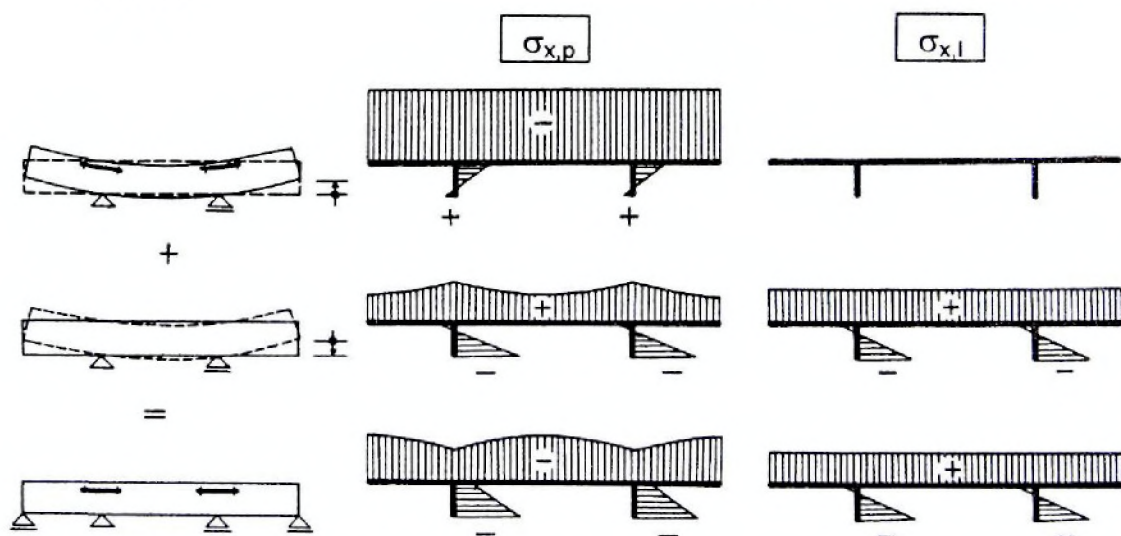


Obr.5.8 Konzola - normálové napětí od přímých kabelů.

Na obr.5.9 jsou uvedeny výsledky analýzy shora popsané dvoutrámové konstrukce o třech polích předepnuté přímými kabely situovanými nad vnitřními podporami. Kotvy kabelů jsou situovány ve vzdálenostech rovnajících se šířce konstrukce.

Pro pochopení působení kabelů byla konstrukce modelována deskostěnou řešená ve dvou krocích. V prvním kroku je řešen prostý nosník s převislými konci. Protože posouvající síly jsou nulové, je rozdělení normálových sil nad podporou rovnoměrné. S ohledem na polohu kabelů vzniká v mostkovkové desce tlakové napětí a konce konzol se vzpínají.

V druhém kroku řešení byla konstrukce zatížena svislými deformacemi konců konzol určenými v prv-



Obr.5.9 Spojitý nosník - normálové napětí od přímých kabelů.

ním kroku. Protože od tohoto zatížení vznikají posouvající síly jen v krajních polích, vzniká nad podporou nerovnoměrné rozdělení normálových napětí. V poli, kde je nulová posouvající síla je napětí rovnoměrné. Protože od deformací konzol vzniká v konstrukci záporný ohybový moment, je napětí v desce tahové.

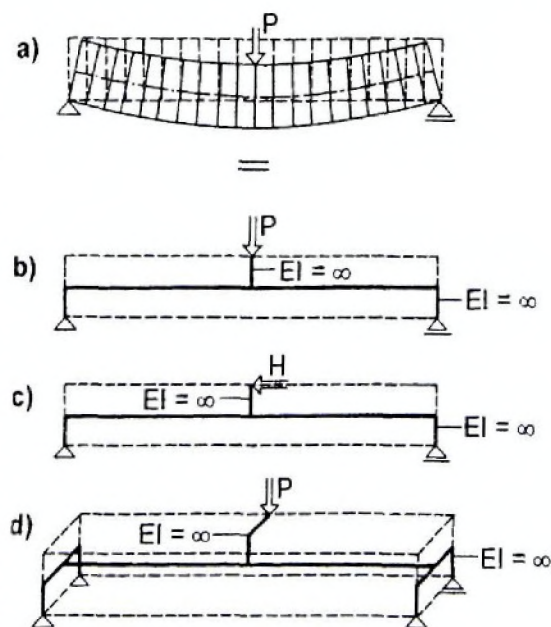
Výsledné řešení je dáno součtem obou účinků. Z obrázku je zřejmé, že v průřezu nad podporou nevzniká nad trámem koncentrace, nýbrž redukce normálových napětí.

Z obrázku je zřejmé, že grafy pro určení spolupůsobící šířky je nutno aplikovat velmi opatrně. Jsou vhodné pro analýzu statických účinků od zatížení stálého a nahodilého. Při analýze vlivu předpětí je však nutno uvážit, zda ekvivalentní účinky od předpětí mají podobný charakter jako zatížení stálé. Je-li charakter podobný (jako například u obr.6.6a), můžeme spolupůsobící šířku určit podle grafů. Je-li rozdílný (jako například u obr.6.10), nesmíme je použít.

MODELOVÁNÍ KONSTRUKCÍ PRUTOVÝMI PRVKY

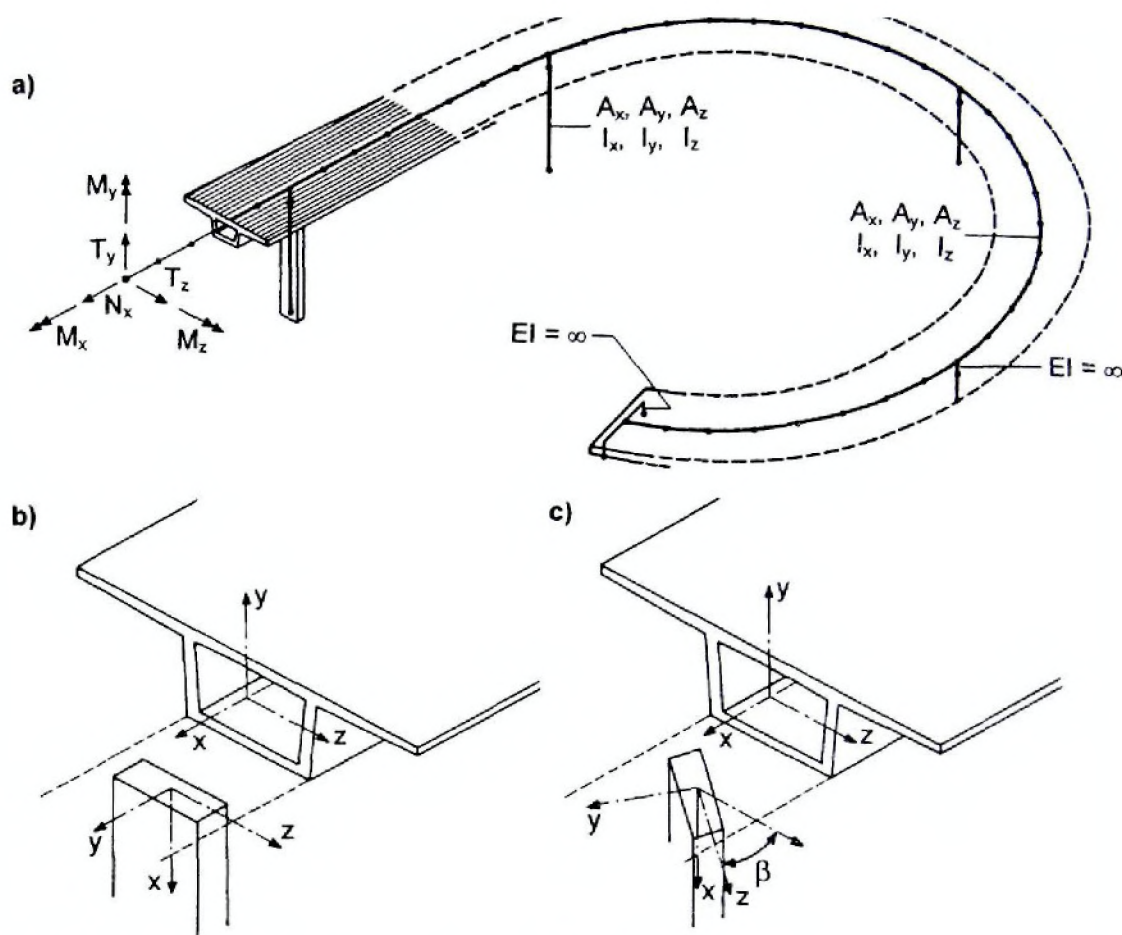
Většina dostupných programů pro analýzu prutových konstrukcí je založena na analýze konstrukcí vycházející z technické teorie pružnosti. Je tedy vhodná pro analýzu konstrukcí, které nemají výrazně tenkostěnný charakter. Při analýze se konstrukce modeluje pruty konstantního průřezu, které jsou charakterizovány průřezovými charakteristikami A_x , A_y , A_z , I_x , I_y , I_z a moduly pružnosti v tahu E a smyku G . Mostovka a spodní stavba se modeluje řadou na sebe navazujících prutů spojených v uzlech, které vystihují geometrii konstrukce. Při popisu geometrie je nutno určit směr hlavních centrálních os průřezu. Analýzou konstrukce se v uzlech získají deformace u , v , w , φ_x , φ_y , φ_z a vnitřní síly N_x , T_y , T_z .

Výpočtový model konstrukce je vhodné připravit tak, aby vystihl skutečné okrajové podpínky a působení zatížení. Protože při technické pružnosti se vychází z předpokladu, že jednotlivé průřezy zůstanou i po deformaci rovinné a kolmé ke střednici (obr.5.10a), lze uložení i působení sil vystihnout pomocí nekonečně tuhých ramen spojených se střednicí - obr. 5.10b až 5.10d).



Obr.5.10 Modelování prutových konstrukcí.

Na obr.5.11 je uveden příklad půdorysně zakřivené komorové konstrukce rámově spojené s jednosloupovými podpěrami, která je na krajní opěře uložena na posuvných ložiscích. Konstrukce je modelována rámovou konstrukcí sestavenou z řady přímých, na sebe navazujících prutových prvků spojených v uzlech situovaných v těžištní ose konstrukce. Komorová konstrukce je spojena s podpěrami nekonečně tuhými pruty. Na krajních opěrách je modelován příčník i uložení na ložiskách.



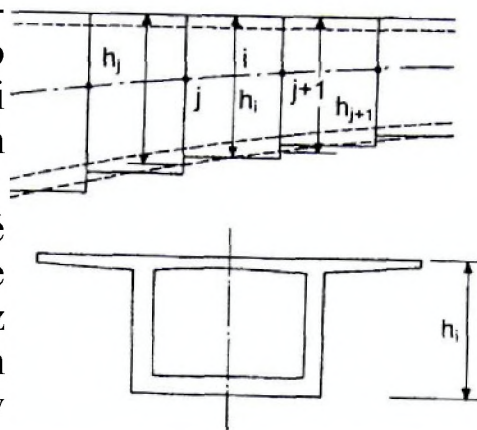
Obr. 5.11 Modelování půdorysně zakřivené konstrukce.

Při modelování konstrukce je nutno vystihnout směr uvolnění ložisek i spojení mostovky s podpěrami. Namáhání konstrukce je zásadně ovlivněno vzájemnou polohou hlavních centrálních os mostovky a podpěr. Při radiálním uspořádání podpěr jsou lokální osy z mostovky i podpěry rovnoběžné (obr.5.11b), při šikmém uspořádání spolu svírají úhel β (obr.5.11c), který je nutno ve vstupech definovat. Různé programy tuto skutečnost vystihují různým způsobem.

Do doby zavedení počítačů byly konstrukce s náběhy řešeny jako přímé pruty, u kterých se vliv náběhů zadával jako poměr momentů setrvačnosti. Při zatížení těchto konstrukcí normálovou silou (předpětím) byl vliv její výstřednosti nahrazován doplňkovými příčnými silami [12], Vliv zakřivení

střednice byl při dimenzování konstrukcí vystižen redukcí posouvající síly [26]. Na tuto skutečnost je nutno pamatovat při aplikaci výsledků řešení konstrukcí analýzou rámových konstrukcí.

Na obr.5.12 je příklad modelování komorové konstrukce proměnné výšky. Konstrukce je tvořena rámovou konstrukcí sestavenou z přímých, na sebe navazujících prutových prvků spojených v uzlech situovaných v těžištní ose konstrukce. Prvek i mezi uzly j a $j+1$ má průřezové charakteristiky určené pro průměrnou výšku prvku h_i . Protože spojnice uzlů sleduje zakřivenou střednici, dimenzujeme konstrukci přímo na účinky získané její analýzou.

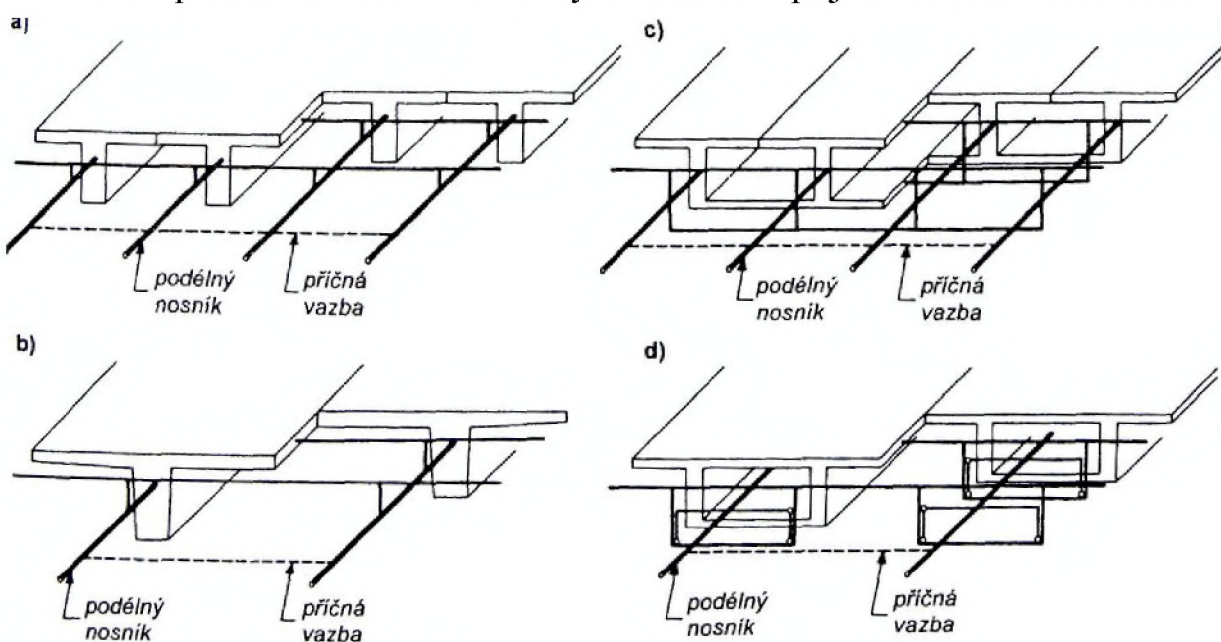


Obr. 5.12 Modelování náběhu.

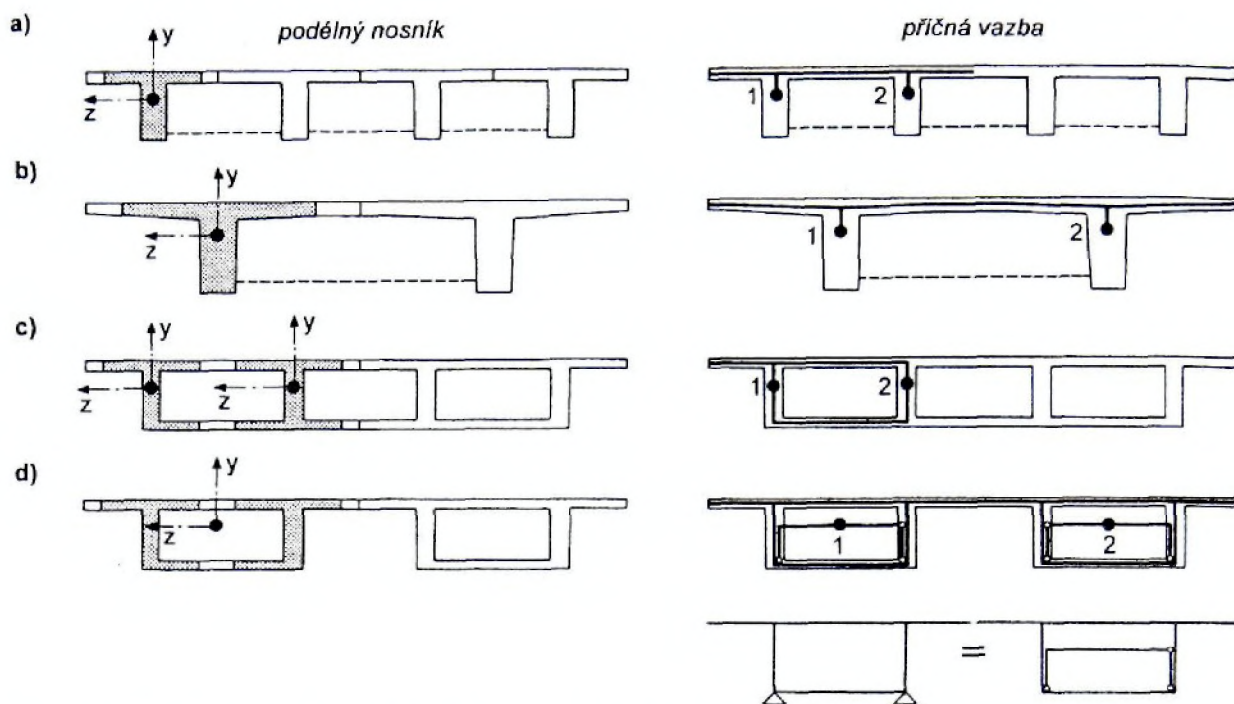
METODA NÁHRADNÍHO ROŠTU

Při řešení trémových konstrukcí se osvědčila metoda náhradního roštu - obr.5.13 a 5.14. Metoda, která využívá běžné programy pro analýzu prostorových rámtů, určuje namáhání konstrukcí s vlivem deformace jejich příčných řezů. Při řešení se konstrukce rozdělí na podélné nosníky a na příčné vazby [9], [30]. Řešení konstrukce metodou náhradního roštu probíhá ve čtyřech krocích.

1. Nejdříve určíme výpočtový model. Nosnou konstrukci rozdělíme podélnými řezy na podélné pruty, pro které s ohledem na spolupůsobící šířky určíme průřezové charakteristiky. Průběžné spojení nosníků nahradíme



Obr.5.13 Metoda náhradního roštu.



Obr.5.14 Metoda náhradního roštu: podélný nosník a příčná vazba.

singulárními příčnými vazbami - ideálními pruty. Příčnou vazbu 1 - 2 tvoří rám spojující sousední podélné pruty. Je tvořen stěnami nosníků a horní, popřípadě také spodní deskou. Příčný rám je podepřen v těžištích nosníků 1 a 2. U komorových nosníků spojíme těžiště prutu se spodními rohy komorového průřezu nekonečně tuhými rameny, které vystihují podepření nosníku stejným způsobem jako při analýze tenkostěnného komorového prutu (obr.5.4). Charakteristiky příčné vazby vystihneme její submaticí tuhosti konce 2 ideálního prutu $K_{22(6,6)}$. Tuto submatici získáme analýzou příčného rámu - ideálního prutu - zatíženého na konci 2 jednotkovými deformacemi:

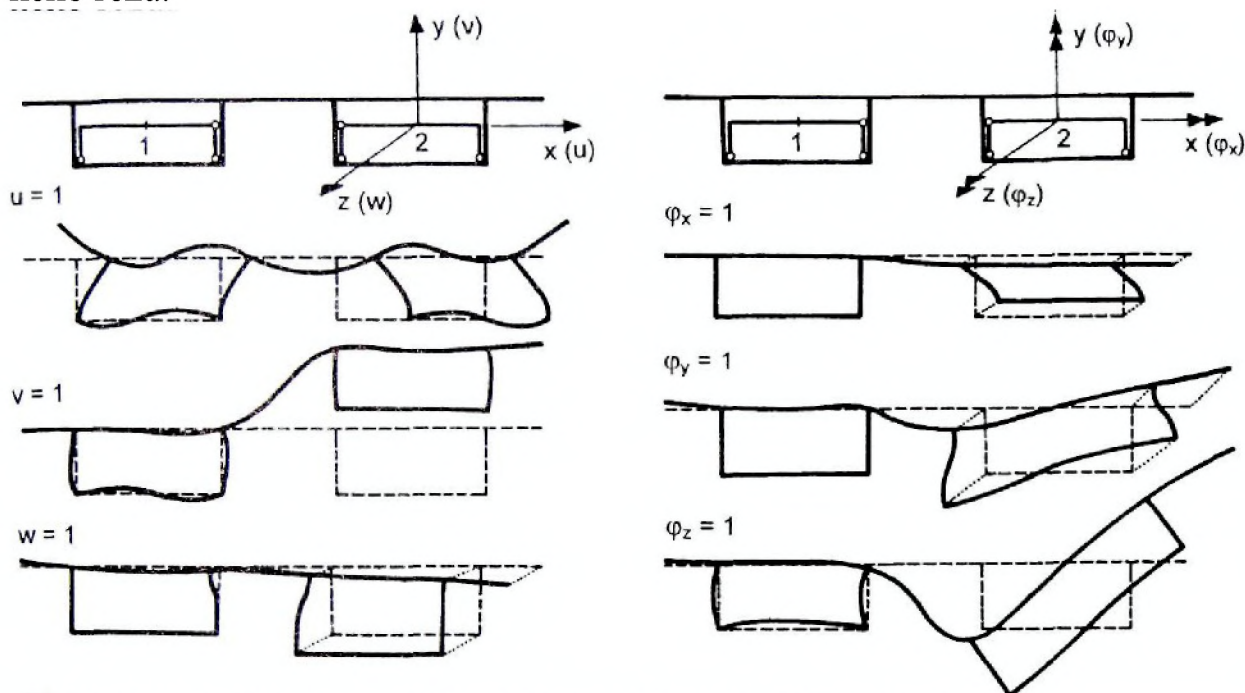
$$u = v = w = \varphi_x = \varphi_y = \varphi_z = 1$$

- Po určení charakteristik podélných prutů a příčných vazeb určíme charakteristiky příčniců, stojek a spodní stavby a popíšeme způsob uložení,
- Pro takto definovaný výpočtový model určíme jeho zatížení. Můžeme ho zadat dvojím způsobem. Buď zatížíme podélné nosníky odpovídajícími silami působícími v jejich těžištích, nebo uzly zatížíme reakcemi, které vznikají v podepření příčných vazeb zatížených daným zatížením.
- Řešením konstrukce pro dané zatížení získáme deformace uzlů a vnitřní síly v podélných prutech, příčnicích a ve spodní stavbě.
- Statické účinky v příčném směru získáme řešením příčných vazeb - rámu, které zatížíme odpovídajícím zatížením a deformacemi jejich podepření (to je deformacemi uzlů náhradního roštu).

Výpočet konstrukcí metodou náhradního roštu nahrazuje průběžné spojení nosníků osamělými vazbami. Přesnost řešení roste se zhušťováním dělení

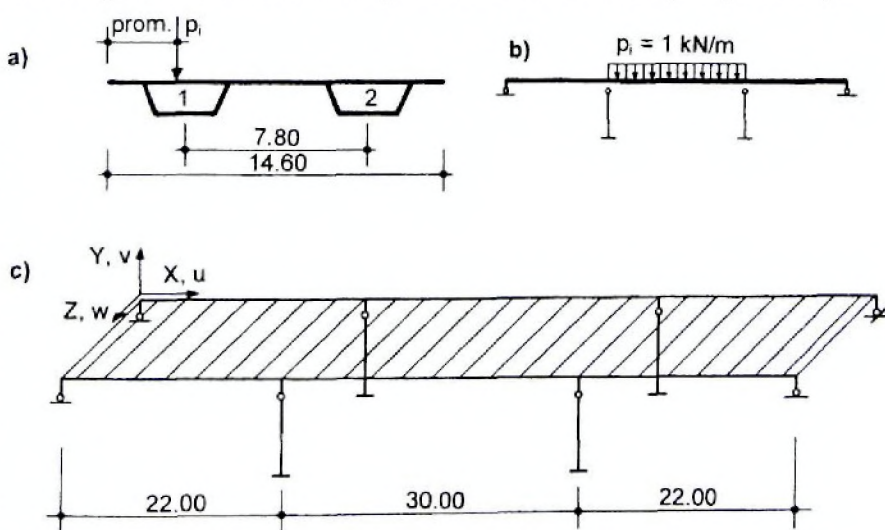
konstrukce. Parametrickými výpočty bylo prokázáno, že dostatečně přesné výsledky získáme i při poměrně hrubém dělení. U běžných konstrukcí středních rozpětí postačí, když uzly určíme v desetinách rozpětí.

Pro ilustraci jsou na obr. 5.15 vykresleny ohybové čáry příčné vazby 1-2 modelující příčné spojení konstrukce tvořené dvěma komorovými nosníky spojenými jen mostovkovou deskou, získané při řešení submatice tuhosti konce 2, který byl zatížen jednotkovými deformacemi. Z obrázku je zřejmé, že takto určená matice tuhosti náhradního prutu vystihuje i deformaci příčného řezu.



Obr. 5.15 Příčná vazba - ohybová čára od jednotkových deformací.

Výhodou metody náhradního roštu je, že pracuje s vnitřními silami, pro které je vybudována nastavba pro dimenzování prvků. Pro nosníky i průřezy příčných vazeb lze určit příčinkové čáry příčného roznášení vnitřních sil a tak získat představu o polohách zatížení, pro které je nutno konstrukce navrhnout. Pro ilustraci jsou na obr. 5.17 uvedeny některé výsledky analýzy konstrukce o třech polích tvořené dvěma komorovými nosníky spo-



Obr. 5.16 Příčinkové čáry příčného roznášení: zatížení a výpočtový model

jenými jen mostovkovou deskou [31] -obr.5.16.

Na obrázku jsou vykresleny příčinkové čáry příčného roznášení podélného ohybového M_{zp} a kroučícího momentu M_{xp} , které vznikají v nosníku 1 v průřezu nad vnitřní podpěrou pro rovnoměrné zatížení situované ve středním poli. Pro toto zatížení jsou také uvedeny příčinkové čáry příčných momentů M_z a posouvající síly T_v , které vznikají uprostřed rozpětí v mostovkové desce v místě jejího vetknutí do komorového nosníku (průřez a) a uprostřed rozpětí (průřez b). Na obrázku jsou také uvedeny příčné posouvající síly T^0 a momenty M^0 , které by v příčném rámu vznikly při pevném podepření.

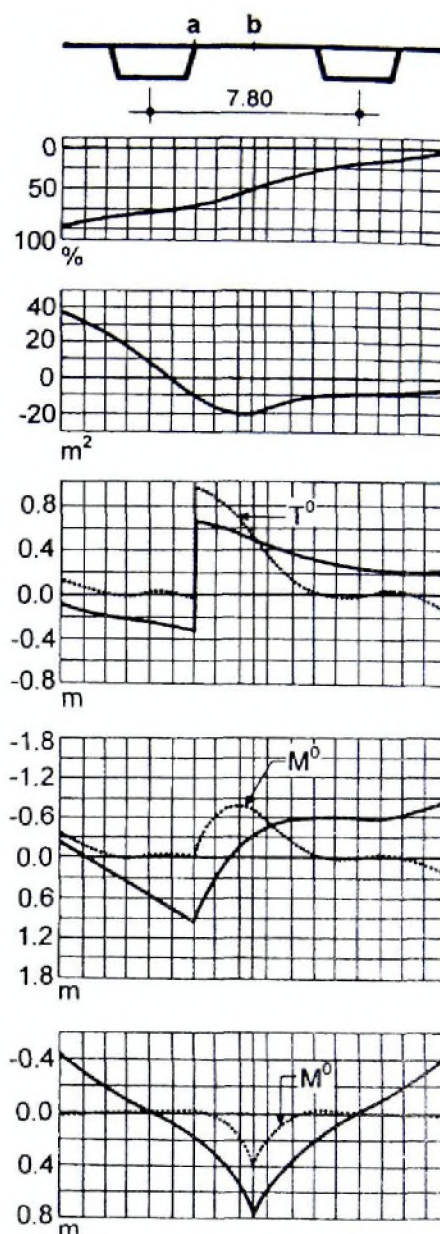
M_{zp}

M_{xp}

T_{va}

M_{za}

M_{zb}



Obr.5.17 Příčinkové čáry příčného roznášení

ANALÝZA KONSTRUKCÍ

I když analýza konstrukcí modelovaných tenkostěnným prutem umožňuje vystihnout vliv vázaného kroucení i vliv deformace příčného řezu, používá se jen zřídka. Prostorové chování konstrukcí lze nyní efektivněji vystihnout analýzou konstrukcí metodou konečných prvků sestavených z prostorových nebo deskostěnových prvků. Bohužel, nároky na vstupní údaje i na zpracování výsledků jsou však takové, že tuto analýzu provádíme jen zřídka pro celou konstrukci.

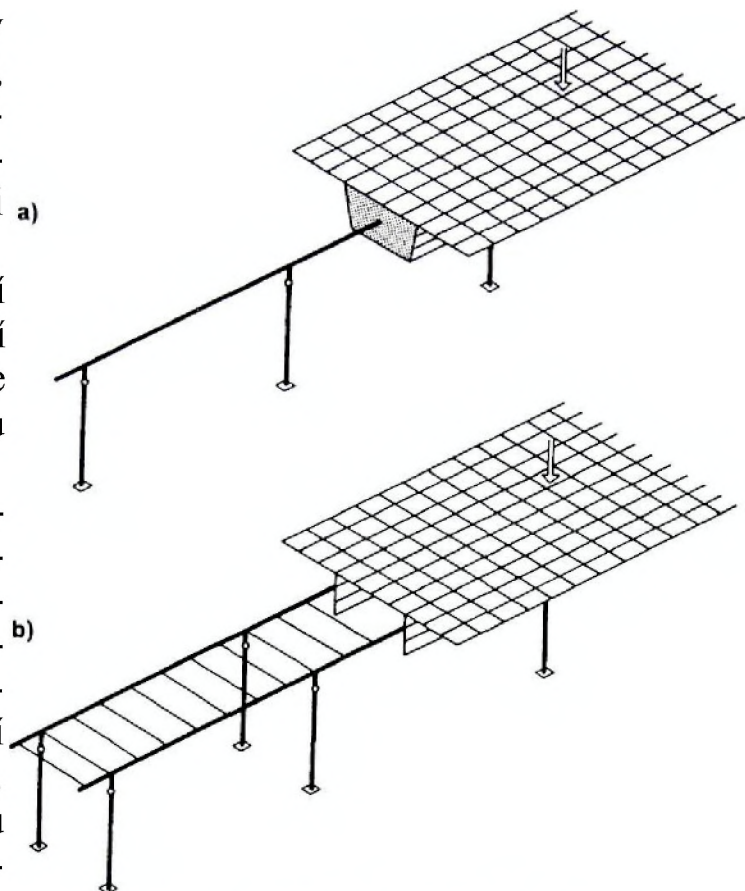
Při výpočtu se běžně používá následující postup. Jednotrámové nebo jednokomorové nosníky se analyzují jako prutové konstrukce - obr.5.11. Namáhání konstrukce v příčném směru se určí řešením příčného rámu podle obr.5.4a. Má-li konstrukce tenkostěnný charakter nebo neobvyklé uložení, doplní se analýza řešením výseku konstrukce modelované prostorovými nebo deskostěnovými prvky. Okrajové podmínky lze jednoduše vystihnout napojením výseku konstrukce na prutovou konstrukci - obr.5.18a.

U roštových nebo vícekomorových konstrukcí se používá podobný po-

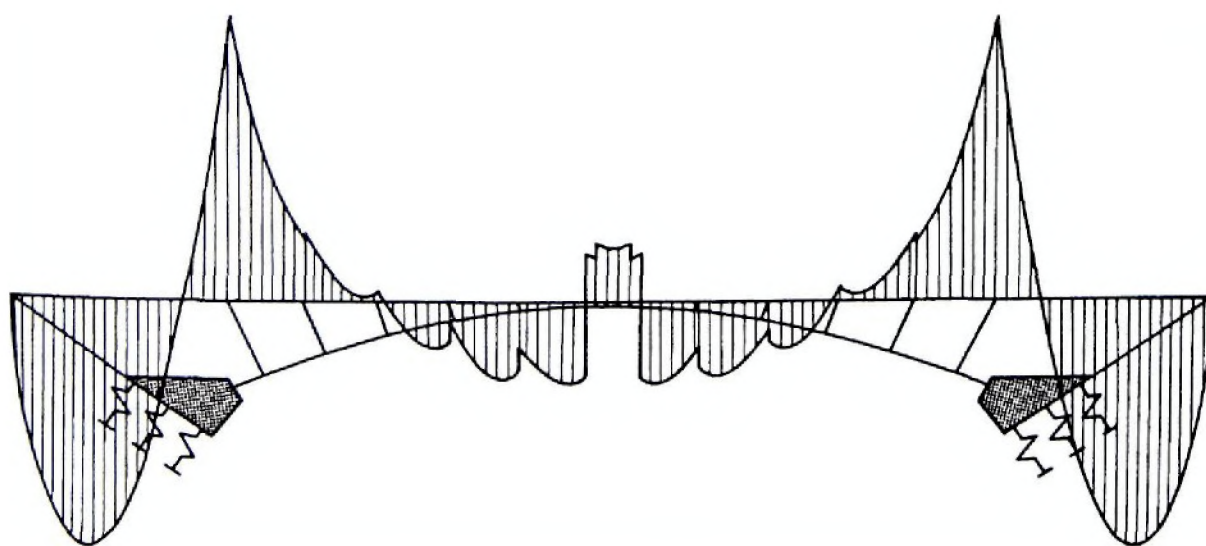
stup. Podélné a příčné účinky se určí na náhradním roštu, detailní namáhání na konstrukci modelované prostorovými nebo deskostěnovými prvky - obr.5.18b.

Jak bylo uvedeno, lze uložení konstrukcí vystihnout pomocí nekonečně tuhých prutů. Často se také takto vyjadřuje spojení dvou konstrukčních prvků.

Na obr. 5.19 je uveden výpočtový model a průběh momentů od vlastní tíhy obloukové konstrukce tvořené ocelovou rourou vyplněnou betonem, která podpírá parapetní nosník z předpjatého betonu. Oblouk je ve středu mostu monoliticky spojen s nosníkem. Ve výpočtovém modelu bylo spojení vystiženo spojením oblouku s nosníkem několika nekonečně tuhými pruty. Z obrázku je zřejmé, že tento model dostatečně přesně vystihl globální působení konstrukce, v místě spojení oblouku s nosníkem však dal chybné výsledky. Momenty a tedy i normálová napětí v místě spojení s krátkými pruty mění znaménko. Podrobná analýza konstrukce modelované prostorovými prvky však



Obr.5.18 Analýza konstrukcí.

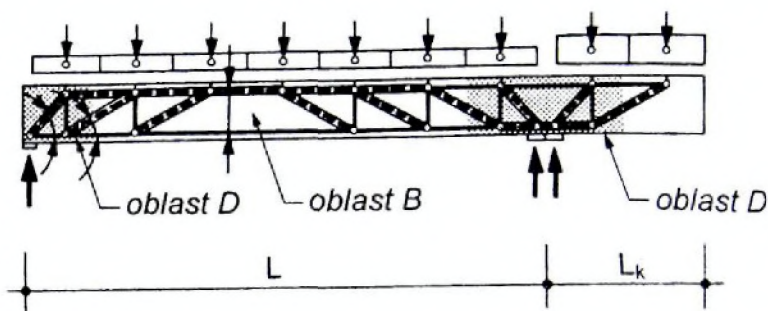


Obr5.19 Oblouková konstrukce - výpočtový model a průběh momentů.

prokázala spojitý průběh napětí stejného znaménka. Je tedy zřejmé, že v poruchových oblastech je nutno prutovou analýzu vždy doplnit o podrobnější řešení.

PŘÍHRADOVÁ ANALOGIE - *METODA STRUT AND TIE*

V minulosti se výztuž v běžných průřezích (oblast B) navrhovala podle výsledků získaných řešením konstrukce podle zásad teorie pružnosti, v poruchových oblastech (oblast D) - to je pod zatížením osamělými břemeny, u podpor, v rámových rozích, pod kotvami předpínacích kabelů, atd. - podle zásad odvozených z podrobné analýzy, zkoušek a ze zkušeností z provozu. V minulých letech však byl vypracován jednotný přístup k navrhování, který umožňuje návrh výztuže ve všech oblastech konstrukce. Tento přístup, který se nazývá příhradová analogie, byl aplikován v doporučení FIP.



Obr. 5.20 Příhradový model.

Ve smyslu statické věty teorie plasticity se konstrukce modeluje systémem vzpěr a táhel [28], [4]. Vzpěry jsou tvořeny tlačným betonem, táhla jsou tvořena předpínací a betonářskou výztuží. Použití metody je podmíněno správným konstrukčním řešením uzlů - styčníků, ve kterých se tlačené a tážené prvky stýkají. Betonářská výztuž zde musí být řádně zakotvena tak, aby zaručila přenos z tahu do tlačného betonu.

Na obr. 5.20 je pro informaci uveden příhradový model konstrukce obdélníkového průřezu tvořené prostým nosníkem s převislým koncem. Z obrázku je zřejmé, že model vystihuje působení jak běžných, tak i poruchových oblastí. Další aplikace příhradové analogie bude ukázána při řešení jednotlivých detailů v kapitolách 7 a 8.

6. Konstrukční beton

KONSTRUKČNÍ BETON

Naše současné předpisy pro navrhování mostů oddělují navrhování železobetonových a předpjatých konstrukcí. Vychází z již zastaralého pohledu na rozdílné chování železového a předpjatého betonu. V minulosti se jako základní výhoda předpjatých konstrukcí uvádělo omezení tahového napětí a trhlin. V průběhu let se však zjistilo, že požadavek na omezení trhlin je u některých konstrukcí neekonomický a vede k návrhu mostů citlivých na vedlejší účinky, jako jsou poklesy podpěr a nerovnoměrné oteplení. Zjistilo se, že některé konstrukce lze jako plně předpjaté jen stěží navrhnout. To platí zejména pro konstrukce, u kterých poměr zatížení stálého k nahodilému je malý, nebo u konstrukcí namáhaných ohybovým momentem opačného znaménka.

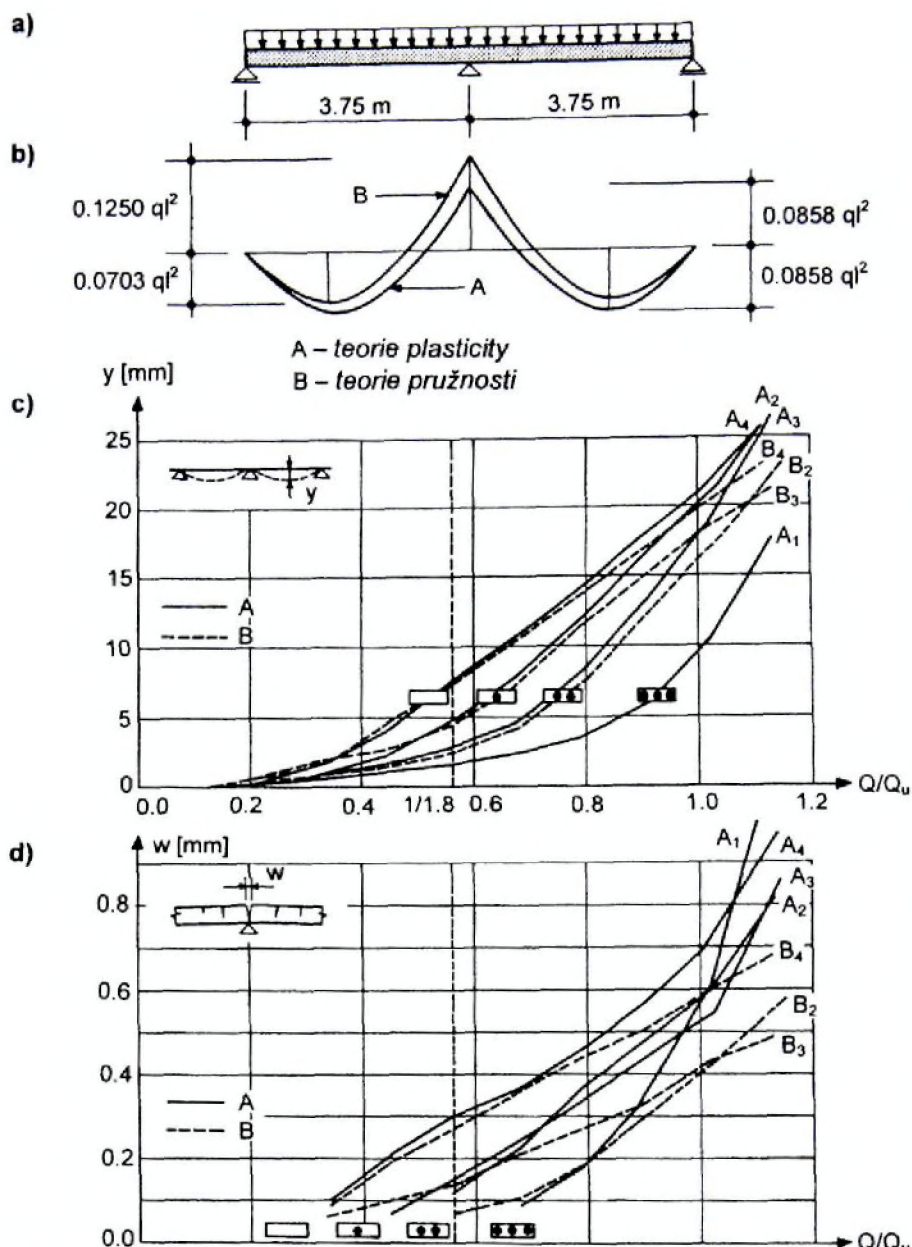
Proto se od požadavku na plné předpětí upustilo a byl vypracován jednotný přístup k navrhování betonových konstrukcí. Při návrhu mostních konstrukcí je využíván prostý, železový a nebo předpjatý beton (souhrnně konstrukční beton), který je podle povahy a funkce konstrukčních prvků v konstrukci účelně kombinován.

Pro pochopení funkce předpínací a betonářské výztuže jsou na obr.6.1 uvedeny výsledky zkoušek předpjatého nosníku o dvou polích provedených prof. Waltherem na univerzitě v Lausanne [35]. Nosník byl navržen s různým stupněm předpětí - od plného až po nulové. Stupeň předpětí λ , uvažovaný jako poměr mezní tahové síly v předpínací výztuži k celkové mezní tahové síle, měl hodnotu $\lambda = 0.9$ pro plné předpětí (prvek A1) až $\lambda = 0.0$ pro prvky A4 a B4. Prvek A1 byl předepnut třemi kabely, prvky A2 a B2 dvěma kabely, prvky A3 a B3 jedním kabelem; prvky A4 a B4 byly vyztuženy jen betonářskou výztuží.

Průřezy nosníku byly vyztuženy pro statické účinky získané lineární analýzou konstrukce (B) a pro statické účinky, při kterých byla uvažována redistribuce momentů (A) obr.6.1b. V tomto případě byly průřezy v souladu s teorií plasticity navrženy v poli a nad podporou na stejný moment.

Nosník byl postupně zatěžován až do dosažení únosnosti konstrukce. Na obr.6.1c je v závislosti na poměru dosaženého a mezního zatížení uveden průběh deformací uprostřed rozpětí, na obr.6.1d je uvedena šířka trhliny nad vnitřní podpěrrou.

Z obr.6.1c je zřejmé, že způsob rozdělení výztuže po délce konstrukce, tedy skutečnost, zda je konstrukce navržena podle teorie pružnosti nebo plasticity, nemá podstatný vliv na deformaci. Průběhy ukazují, že předpětí výrazně omezuje deformace konstrukce při provozním zatížení. Z obr.6.1d je



Obr. 6.1 Průhyb a šířka trhlin zkoušených nosníků: a) tvar nosníků, b) ohybový moment, c) průhyb nosníků uprostřed rozpětí, d) šířka trhlin v průřezu nad vnitřní podporou.

zřejmé, že i šířka trhlin nezávisí na způsobu rozdělení výztuže. Předpětí omezuje šířku trhlin, popřípadě oddaluje jejich vznik v provozním stavu. Při mezním zatížení naopak u plného předpětí šířka trhlin velmi rychle roste.

Výsledky ukazují, že předpětí omezuje šířku trhlin a deformace konstrukce, betonářská výztuž zvyšuje tažnost (plastickou přetvárnost) konstrukcí. Potvrzují také, že pro návrh konstrukce lze využít rozumnou redistribuci statických účinků podle zásad teorie plasticity.

V souladu s výsledky zkoušek bylo vypracováno

Doporučení FIP z roku 1996 „Praktický návrh konstrukčního betonu“ [6]. Ve smyslu tohoto doporučení by návrh mostu měl obsahovat:

- posouzení mezního stavu únosnosti,
- posouzení mezního stavu použitelnosti,
- splnění požadavků konstrukčních zásad,
- splnění technologických požadavků,
- splnění požadavků životnosti.

Doporučení zdůrazňuje, že konstrukční a technologická hlediska jsou stejně důležitá jako požadavky na mezní únosnosti, provozuschopnost a ži-

votnost. Při návrhu se uplatňuje jednotný pohled na konstrukce, ve kterých se kombinují prvky s různým stupněm předpětí.

Při návrhu se vždy posuzuje mezní únosnost průřezů, posuzuje se šířka trhlin, popřípadě bezpečnost proti rozevírání spar a namáhání betonářské a předpínací výztuže na únavu. S ohledem na dlouhodobé deformace od do-
tvarování betonu se omezuje tlakové napětí betonu v provozním stavu.

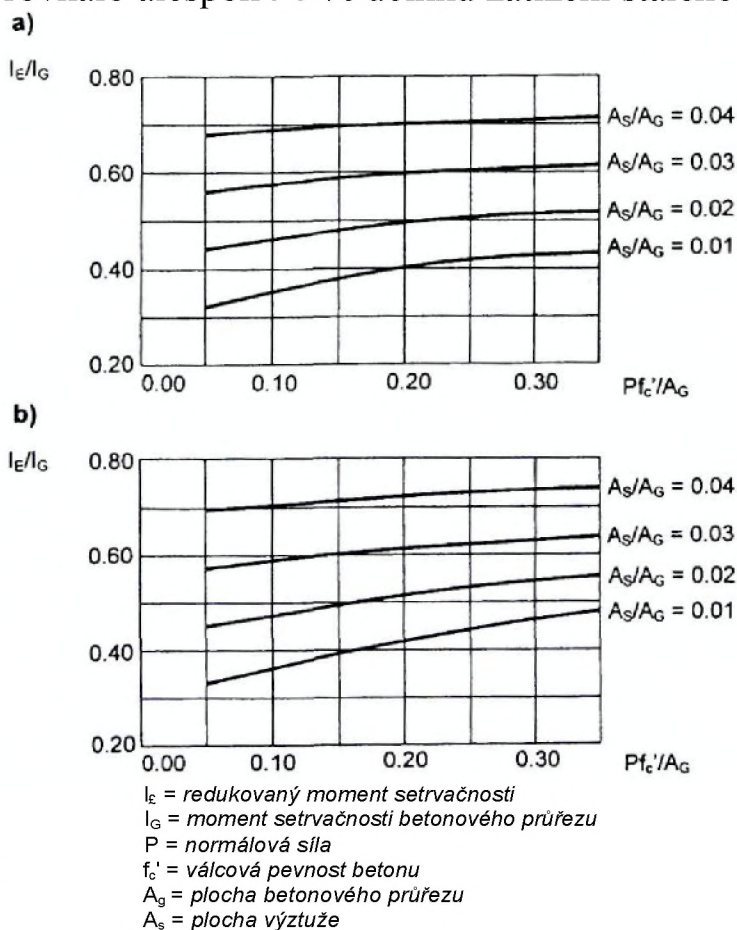
V provozním i mezním stavu lze navrhovat průřezy pro statické účinky určené lineárním výpočtem. Takto určené účinky splňují vždy podmínky rovnováhy a proto odpovídají statické větě mezní únosnosti. Představují tedy spodní hranici pro určení mezního zatížení.

S ohledem na velikost normálových napětí, které vznikají v konstrukci, dělí se předpjaté konstrukce na konstrukce plně, omezeně a částečně předpjaté. U plně předpjatých konstrukcí nesmí vzniknout tahová napětí, u omezeně předpjatých konstrukcí mohou vzniknout tahová napětí, která beton bezpečně přenesou bez vzniku trhlin a u částečně předpjatých konstrukcí mohou vzniknout trhliny.

S ohledem na dlouhodobé deformace betonových konstrukcí je vhodné navrhnout předpětí tak, aby vyrovnalo alespoň 90 % účinků zatížení stálého.

Tento požadavek automaticky vede k navrhování různého stupně předpětí. Plné předpětí je nezbytné u mostů velkých rozpětí a ve sparách dělených konstrukcí, omezené předpětí u mostu středních rozpětí a částečné předpětí u mostů malých rozpětí, při návrhu mostovky v příčném směru a při návrhu mostovky obloukových a zavěšených soustav.

Na obr.6.2 převzatého z [27] jsou v závislosti na normálové síle a stupni vyztužení uvedeny velikosti momentu setrvačnosti kruhového a obdélníkového průřezu porušeného trhlinami. Z obrázku je zřejmé, že tuhost průřezu porušeného



Obr.6.2 Ohybová tuhost průřezu porušeného trhlinami: a) kruhový průřez, b) obdélníkový průřez.

Na obr.6.3, který je také převzat z [27], je uvedena závislost kroutícího momentu M_k na poměrném zkroucení přenášeném komorovým nosníkem s momentem setrvačnosti I_k . Je zřejmé, že při vzniku trhlin se tuhost nosníku také výrazně zmenší.

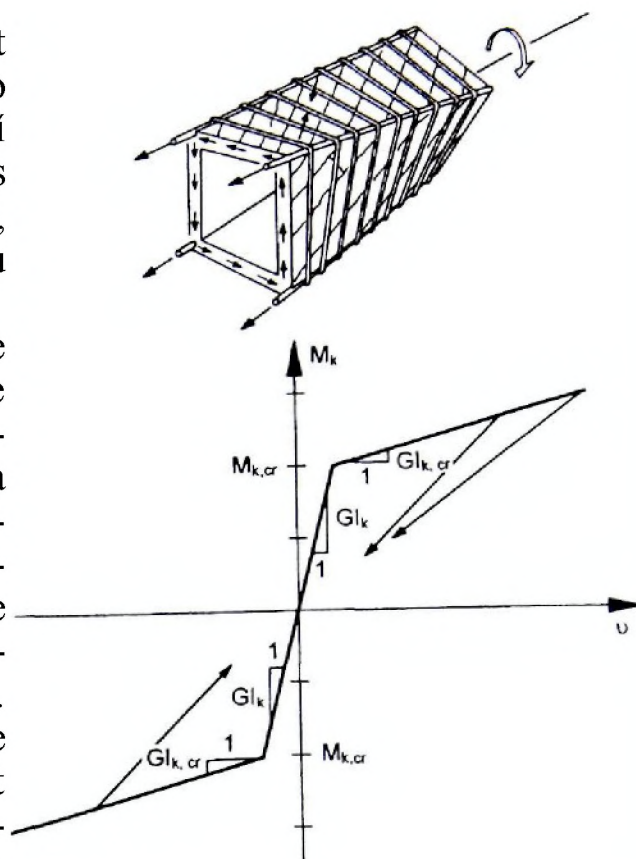
Proto při analýze konstrukce je nutno uvážit působení konstrukce v provozním stavu a podle toho definovat tuhost konstrukce. Plně a omezeně předpjaté konstrukce zadáváme s průřezovými charakteristikami plného průřezu, konstrukce Částečně předpjaté s charakteristikami průřezu porušeného trhlinami. Tento postup odpovídá [1], kde je výslovně uvedeno, že projektant v úvodu výpočtu předpokládá rozumné rozdělení tuhosti konstrukce. Je samozřejmé, že v průběhu návrhu se toto rozdělení nemůže měnit a konstrukci je nutno navrhnout pro takto určené vnitřní síly.

Při analýze částečně předpjatých a železobetonových konstrukcí lze uvážit redistribuci statických účinků. Je samozřejmé, že trhliny nejdříve vzniknou v nejvíce namáhaném průřezu. Jeho tuhost se redukuje a namáhání se přesouvá do dalších průřezů. Proto lze při přípravě vstupních dat redukovat tuhost nejvíce namáhaných průřezů. Tento postup se zejména uplatní při návrhu šikmých desek a rámců. Jestliže takto postupujeme, je nutno zajistit dostatečnou tažnost (ductility) průřezů.

Je zřejmé, že je nutno věnovat pozornost prvkům, u kterých namáhání v ohybu závisí na míře jejich vetknutí do prvku namáhaného kroucením. Jestliže u krouceného prvku vzniknou trhliny od hlavního tahu, výrazně se redukuje jeho tuhost v kroucení a následně i míra vetknutí ohýbaného prvku. Zanedbání tohoto vlivu by vedlo k poddimenzování ohýbaného prvku.

PŘEDPĚTÍ

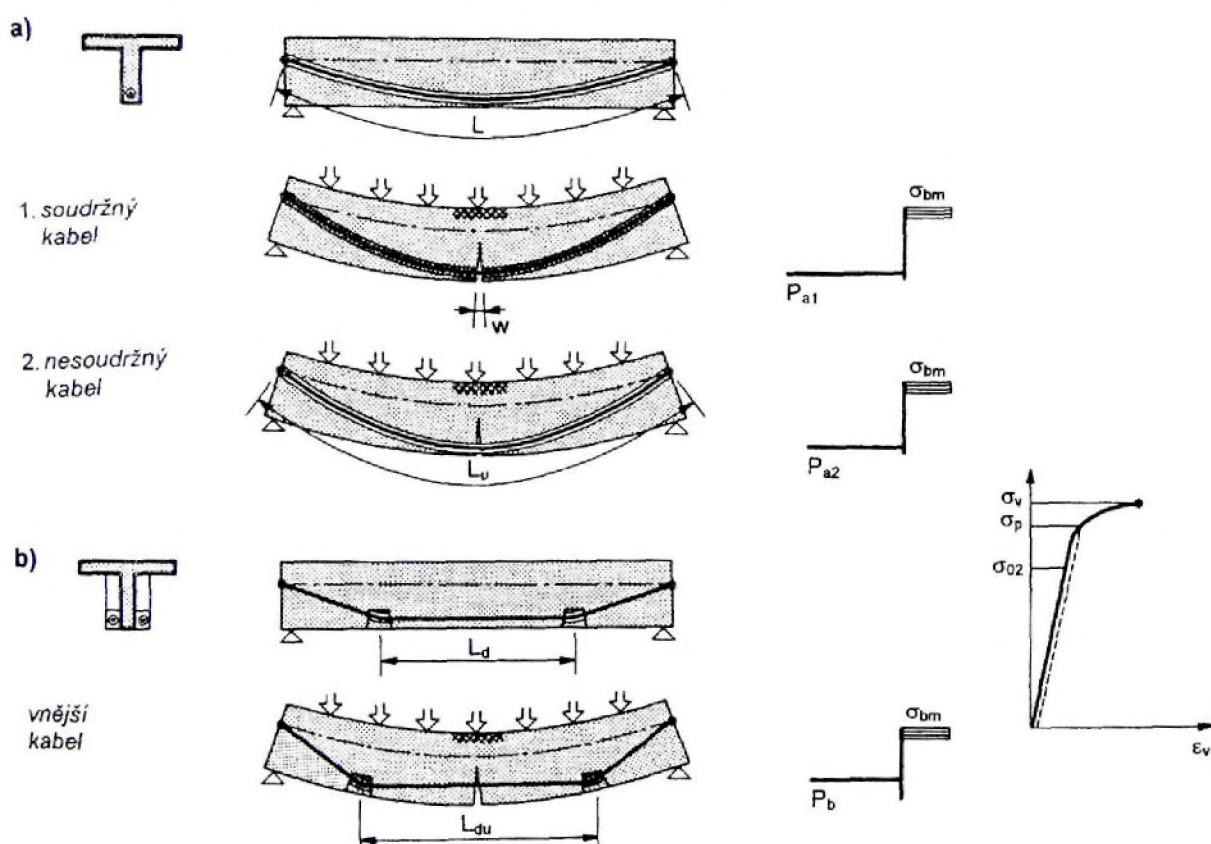
V mostním stavitelství se používají konstrukce předepnuté kabely z lan, drátů a nebo tyčí, které jsou situovány buď uvnitř a nebo vně průřezu. První typ, nazývaný vnitřní předpětí, je tvořen kabely předepnutými před



Obr.6.3 Tuhost v kroucení komorového průřezu.

nebo po vybetonování prvku. Kabely dodatečně napnuté mohou být soudržné, anebo nesoudržné. Vnější předpětí může být situováno buď v obrysu nebo vně průřezu.

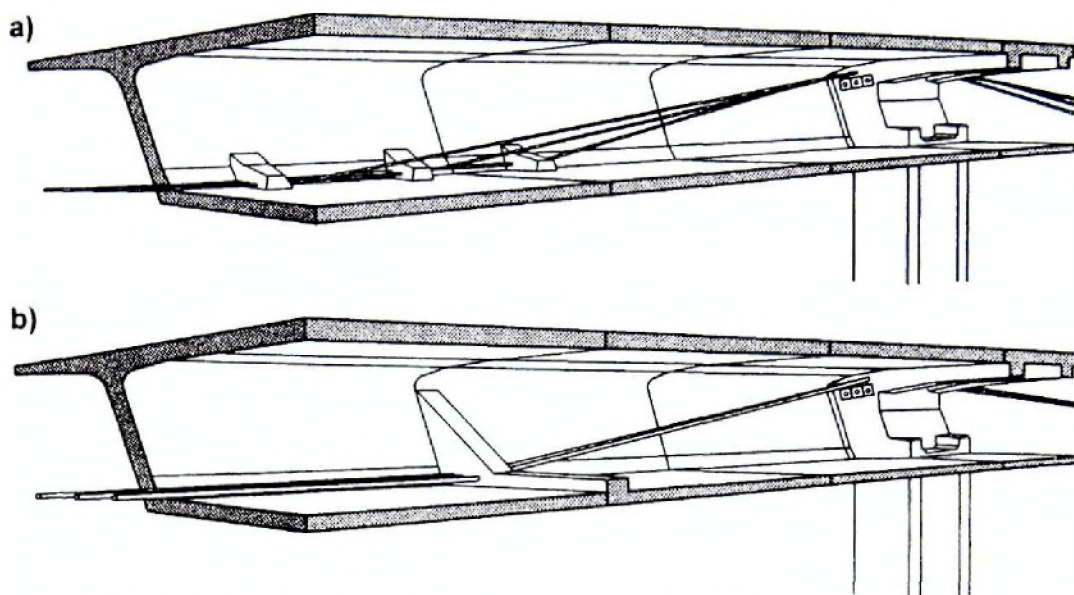
Předem předpjatý beton se převážně používá u podélných prefabrikovaných prvků. Byl však také použit pro příčné předpětí segmentových konstrukcí. Dodatečně předpjatý beton, který představuje převážnou část mostních konstrukcí, je předepnut kabely zainjektovanými v kabelových kanálích. Injektážní malta zajišťuje nejen ochranu proti korozi, ale zajišťuje soudržnost oceli s výztuží. Podobně jako u předem předpjatých konstrukcí garantuje tedy v každém průřezu stejné poměrné přetvoření předpínací výztuže a betonu. Proto při výpočtu konstrukce v mezním stavu vzdoruje v kritickém průřezu meznímu zatížení síla ve výztuži, která odpovídá poměrnému přetvoření průřezu porušeného trhlinami - obr.6.4a1.



Obr. 6.4 Porušení v mezním stavu: a) kabel situovaný v průřezu, b) kabel situovaný vně průřezu.

U konstrukcí předepnutých nesoudržnými kabely, které jsou většinou tvořeny *monostrandy*, sleduje dráha kabelu deformaci betonového prvku. Poměrné přetvoření předpínací výztuže v jednotlivých průřezích však není totožné s poměrným přetvořením betonu, ale je úměrné celkovému protažení kabelu - obr.6.4a2. Proto při výpočtu konstrukce v mezním stavu vzdoruje meznímu zatížení ve výztuži menší síla, než u konstrukce se soudržnou výztuží. Výsledná mezní únosnost průřezu je proto také menší.

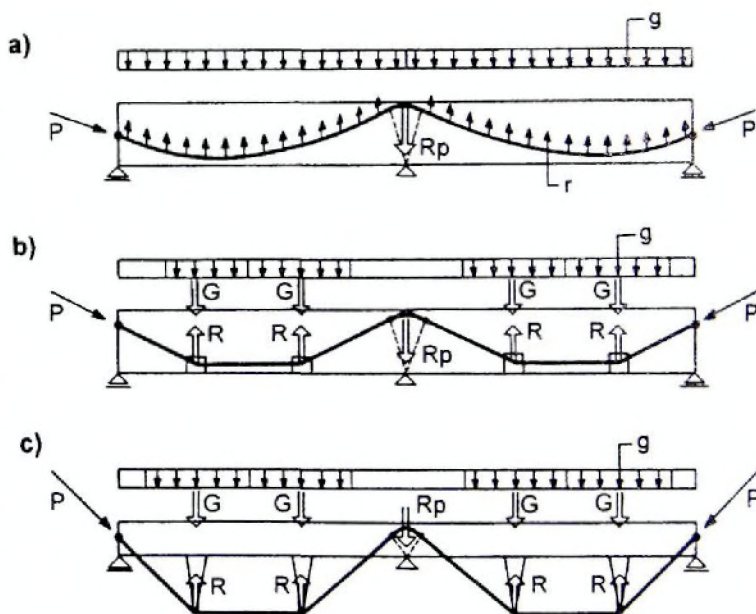
U vnějšího předpětí jsou kabely vedeny mimo průřez. V mostním stavitelství jsou vnější kabely většinou kotveny v podporových příčnicích, kde se u spojitých konstrukcích kabely jednotlivých polí překrývají. V poli jsou ohýbány buď v deviátorech situovaných v dolních rozích komorových nosníků (obr.6.5a), nebo v mezipodporových příčnicích (obr.6.5b).



Obr.6.5 Uspořádání vnějších kabelů v mostní konstrukci: a) kabely ohýbány v deviátorech, b) kabely ohýbány v příčnicích.

Vnější kabely jsou tedy s konstrukcí spojeny jen v několika bodech. Vnější předpínací kabely se navrhují jako vyměnitelné nebo nevyměnitelné. V prvním případě je kabel v kotevních blocích a v deviátorech veden v další trubce. V druhém případě trubka kabelu vedená mimo průřez přímo navazuje na trubku situovanou v kotevním bloku nebo deviatoru.

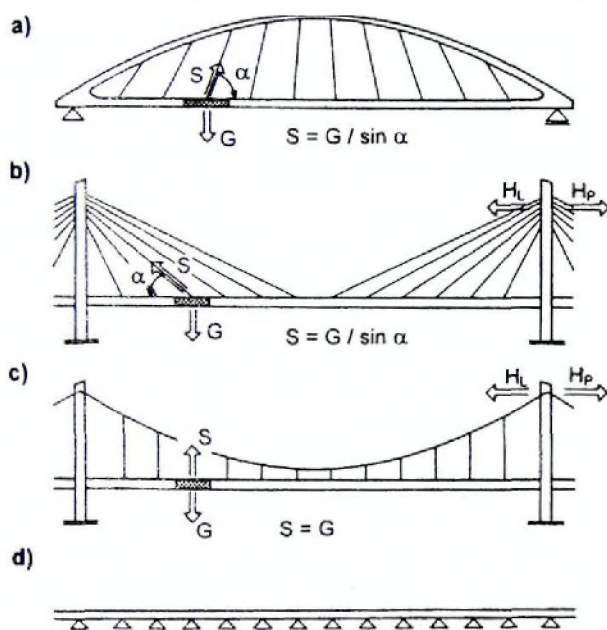
Při zatížení je stejná deformace (ne však poměrné přetvoření) konstrukce a kabelu jen v místě spojení. Poměrné protažení výztuže potom závisí na deformaci konstrukce v místě spojení. Aby se zabránilo posunu kabelu v deviátorech, navrhuje se vedení kabelů tak,



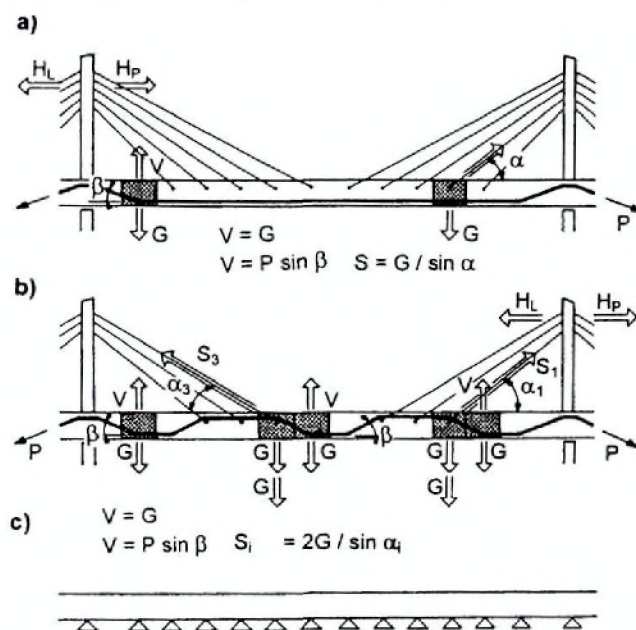
Obr.6.6 Ekvivalentní účinky předpětí: a) soudržný kabel, b) vnější kabel situovaný v obrysu průřezu, c) vnější kabel situovaný vně průřezu.

síly ve výztuži. Podobně jako u předcházejícího typu je poměrné přetvoření lan v kritickém průřezu menší než u konstrukcí se soudržnou výztuží. Protože kabely nesledují deformaci nosníku, působí na menším rameni. Proto je mezní únosnost konstrukce menší - obr.6.4b.

Vnější předpětí - vnější kabely - mohou být také situovány mimo obrys konstrukce. Mohou mít tvar visutého nebo zavěšeného kabelu a mohou být situovány pod nebo nad konstrukcí - obr.6.6c, obr.6.7 a obr.6.8. Od klasických vnějších kabelů situovaných uvnitř obrysu průřezu mostovky se liší velikostí únavového namáhání. To závisí na celkovém uspořádání konstrukce, výstřednosti kabelů a na tuhosti mostovky. Podle velikosti únavového namáhání je potom nutno volit přípustné napětí ve výztuži i řešení kotev.



Obr.6.7 Návrh sil v závěsech: a) oblouková konstrukce, b) zavěšená konstrukce, c) visutá konstrukce, d) ekvivalentní spojitý nosník.



Obr.6.8 Návrh sil v závěsech zavěšené konstrukce.

PŮSOBNÍ PŘEDPĚTÍ V PROVOZNÍM STAVU

Při předpínání působí předpínací výztuž na konstrukci rovnovážnou soustavou sil, to je tečnými silami v kotvách a radiálními silami v místě jejího zakřivení (obr.6.6). Po zainjektování se předpínací výztuž stává součástí konstrukce (součástí matice tuhosti konstrukce). V dodatečně předpjaté konstrukci tedy působí stejně jako betonářská výztuž, u které vlivem objemových změn betonu dochází k přerozdělení vnitřních sil. Jako součást konstrukce také odolává vnějšímu zatížení a s ohledem na polohu v konstrukci a poměr modulů pružnosti oceli i betonu v ní vznikají odpovídající vnitřní síly.

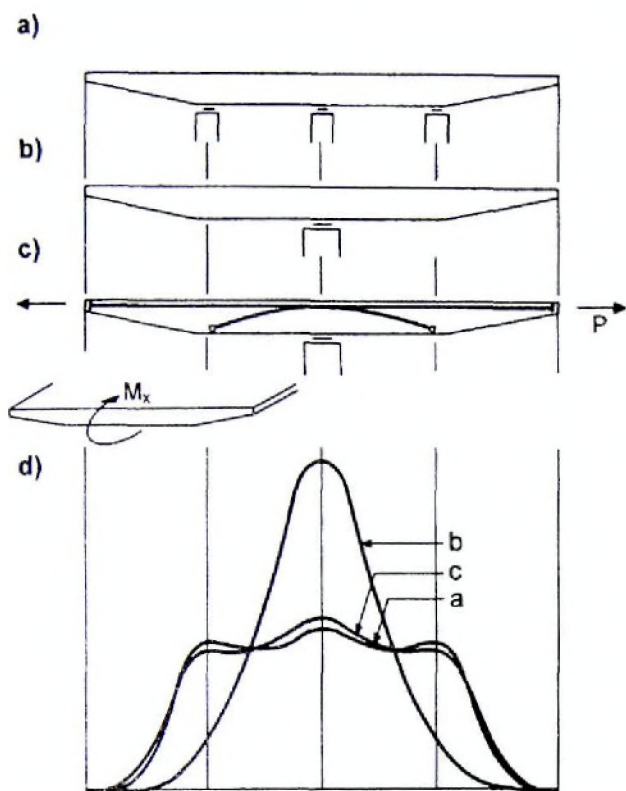
Působení nesoudržné předpínací výztuže je podobné. Také při předpínání působí na konstrukci rovnovážnou soustavou sil. Za provozu se stává součástí konstrukce (součástí matice tuhosti konstrukce), která odolává vnějšímu zatížení. Změna napětí v kabelech pak odpovídá změně deformací celé konstrukce.

Předpětí se obvykle volí tak, aby radiální složky od předpětí měly stejnou velikost, ale opačné znaménko jako zatížení stálé (obr.6.6a). Konstrukce pak má nulovou deformaci a je v čase tvarově stálá. U konstrukcí předepnutých vnějšími kabelemi se vedení i velikost sil v kabelech navrhuje tak, aby v místě deviátoru byla nulová deformace (obr.6.6b a obr.6.6c). Pro zatížení stálé pak konstrukce působí jako spojitý nosník s podporami situovanými u deviátoru.

Podobně se volí i síly v závěsech obloukových, zavěšených a visutých konstrukcí (obr.6.7). U konstrukcí zavěšených po celé délce se s ohledem na redistribuci účinků vyvolaných dotvarováním a smršťováním betonu volí síla v závěsech tak, aby jejich svislá složka odpovídala zatížení stálému, situovanému mezi dvěma závěsy (obr.6.7). V místě závěsu má pak mostovka nulovou deformaci. Další podmínkou je, aby vodorovné složky sil v závěsech působících v pylonech měly stejnou velikost opačného znaménka, a tak pylony nebyly namáhány ohybem.

Síly v závěsech u konstrukcí, které jsou zavěšeny jen v části mostovky, je nutno navrhovat spolu s návrhem předpětí. Vedení kabelů se navrhuje tak, aby se stálé zatížení přeneslo z části mostovky přímo do podpěr, nebo do přilehlých závěsů. V místě závěsu a v místě, kde jsou situovány deviátory, pak má mostovka nulovou deformaci. Na obr. 6.8a je uveden průběh kabelů v konstrukci, u které je v části u pylonu zatížení stálé přeneseno kabely do podpěr. Na obr.6.8b je uveden průběh kabelů v konstrukci, u níž je navíc v části u pylonu a uprostřed rozpětí zatížení stálé přeneseno předpínacími kabely do podpěr i do přilehlých závěsů.

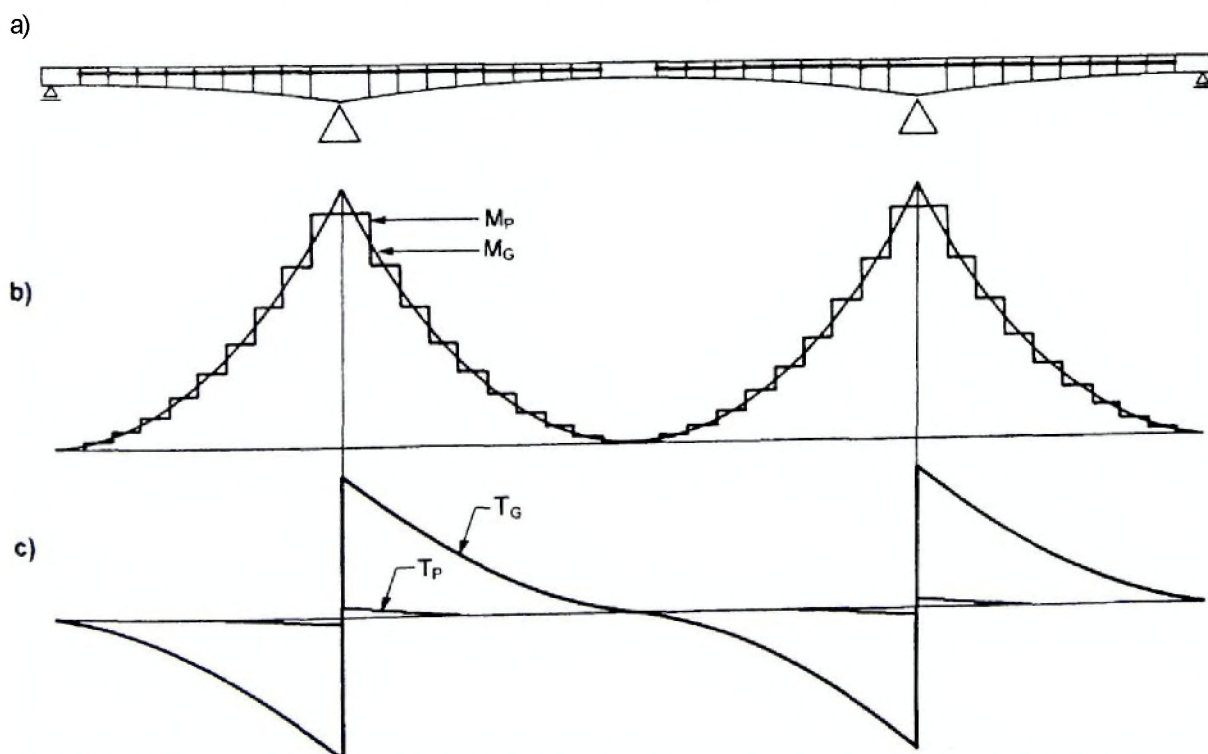
Jak již bylo uvedeno, lze předpětí navrhnout tak, aby ve zvolených částech konstrukce byly nulové deformace. Tímto způsobem lze výhodně přerozdělit vnitřní síly v konstrukci. Příkladem může být spojitá železobetonová deska, u které lze vhodným vedením příčných předpínacích kabelů situovaných u vnitřních podpěr vytvořit požadovaný stav napjatosti. Na obr. 6.9 je uveden průběh podélných ohybových momentů M_x nad vnitřní podporou spojitěho nosníků podepřeného třemi ložisky. Dále je zde také uveden průběh podélných ohybových momentů M_x nad vnitřní podporou konstrukce podepřené jedním ložiskem situovaným v ose mostu, která je navržena bez a s příčným předpětím. Z obrázku je zřejmé, že vhodným návrhem příčných kabelů lze odstranit koncentrace podélných ohybových momentů nad osovým podepřením a navrhnout osově podepřenou konstrukci jako konstrukci se třemi ložisky. Výrazně se tak zjednoduší uspořádání podélné výztuže.



Je-li předpětí navrženo tak, že radiální složky od předpětí vyrovnávají zatížení stálé, eliminujeme nejen ohybové, ale i smykové namáhání konstrukce. Pomocí předpínacích kabelů tak přenášíme zatížení přímo do podpěr - obr.6.6.

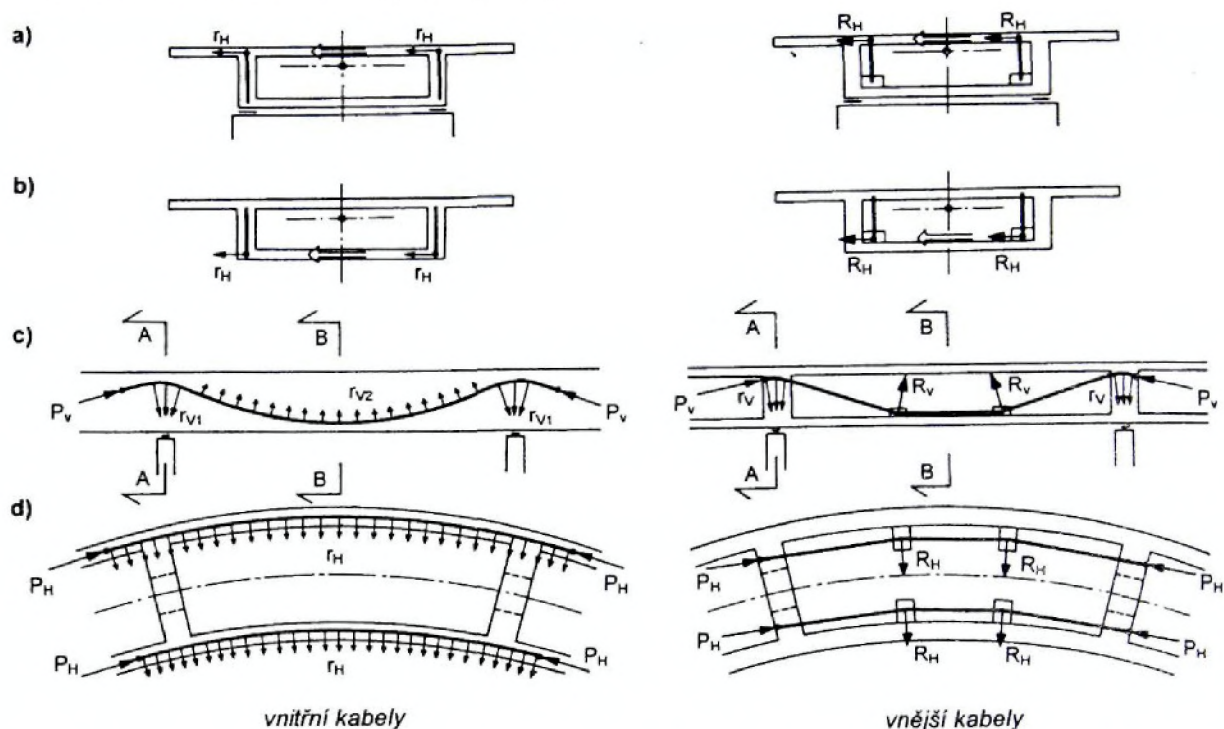
U některých konstrukcí však - s ohledem na konstrukční výšku - nelze takto kabely navrhout. Příkladem takovéto konstrukce jsou konstrukce betonované nebo montované letmo. Kabely těchto konstrukcí se obvykle navrhují tak, že vyrovnávají jen ohybové namáhání - obr.6.10. Smykové namáhání pak dosahuje značných velikostí

Obr. 6.9 Vliv příčného předpětí na přerozdělení podélných ohybových momentů: a) příčný řez konstrukcí podepřené třemi ložisky, b) příčný řez konstrukcí podepřené jedním ložiskem bez příčného předpětí, c) příčný řez konstrukcí podepřené jedním ložiskem s příčným předpětím, d) průběh podélných ohybových momentů.



Obr.6.10 Konzolové kabely letmo betonované konstrukce: a) uspořádání kabelů, b) průběh momentů od vlastní tíhy a od předpětí, c) průběh posouvajících sil od vlastní tíhy a od předpětí.

a výrazně tak ovlivňuje dlouhodobé deformace konstrukce. Proto je vždy vhodné nenavrhopvat jen přímé konzolové kabely, ale vždy doplnit předpětí o kabely spojitosti (obr.8.14), které část zatížení přenesou přímo do podpěr. Je všeobecně známo, že centricky předepnuté půdorysně zakřivené konstrukce jsou od předpětí namáhány jen centrickým tlakem. V každém průřezu je moment od koncové předpínací síly stejně velký, ale opačného znaménka, jako moment od radiálních sil. Zapomíná se však, že u spojitých nosníků předepnutých ohýbanými kabely horizontální složka radiální síly působí excentricky ke středu kroucení - obr.6.11a. Předpětí tedy vyvolává kroucení konstrukce a příčný ohyb.



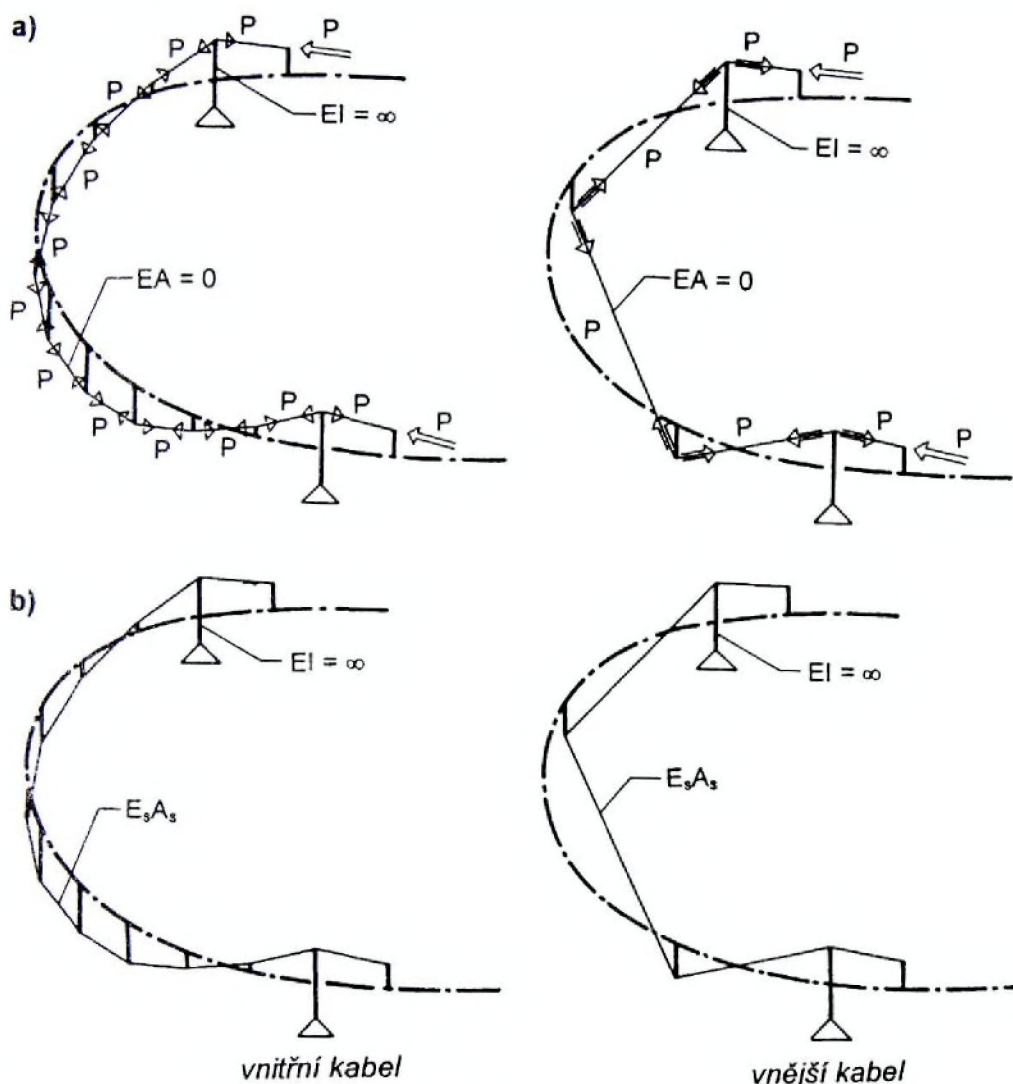
Obr. 6.11 Působení předpětí v půdorysně zakřivené konstrukci: a) řez A - A, b) řez B - B, c) podélný řez, d) půdorys.

U konstrukcí předepnutých vnějšími kabely navíc vzniká v mostovce příčný ohyb a kroucení vlivem skutečnosti, že předpínací kabely v místě kotvení i v deviátorech nepůsobí ve směru tečny (obr.6.11d).

Při analýze konstrukcí je nutno vystihnout působení předpínacích kabelů koncovými a radiálními silami působícími ve svislém a ve vodorovném směru. Je-li mostovka modelována prutem, je možno prostorové působení vnitřního i vnějšího kabelu vystihnout následujícím postupem (obr.6.12).

Kabel se nahradí řadou prutů, které jsou pomocí nekonečně tuhých prutů připojeny k prutu modelujícímu mostovku. Při předpínání mají pruty nulou tuhost ($EA = 0$) a jsou zatíženy koncovými silami působícími ve směru os prutů (síla v prutech je tedy jednoduše zadána v lokálních souřadnicích) - obr.6.12a. V každém uzlu je tedy konstrukce zatížena silou mající směr vý-

slednice radiálních sil. Po předepnutí se prutu, který modeluje kabel, přiřadí skutečná tuhost. Při analýze všech ostatních účinků je předpínací kabel součástí konstrukce a vlivem zatížení v něm vznikají odpovídající vnitřní síly - změny předpětí obr.6.12b.



Obr.6.12 Modelování předpínacích kabelů: a) při napínání, b) za provozu.

DOTVAROVÁNÍ A SMRŠŤOVÁNÍ BETONU

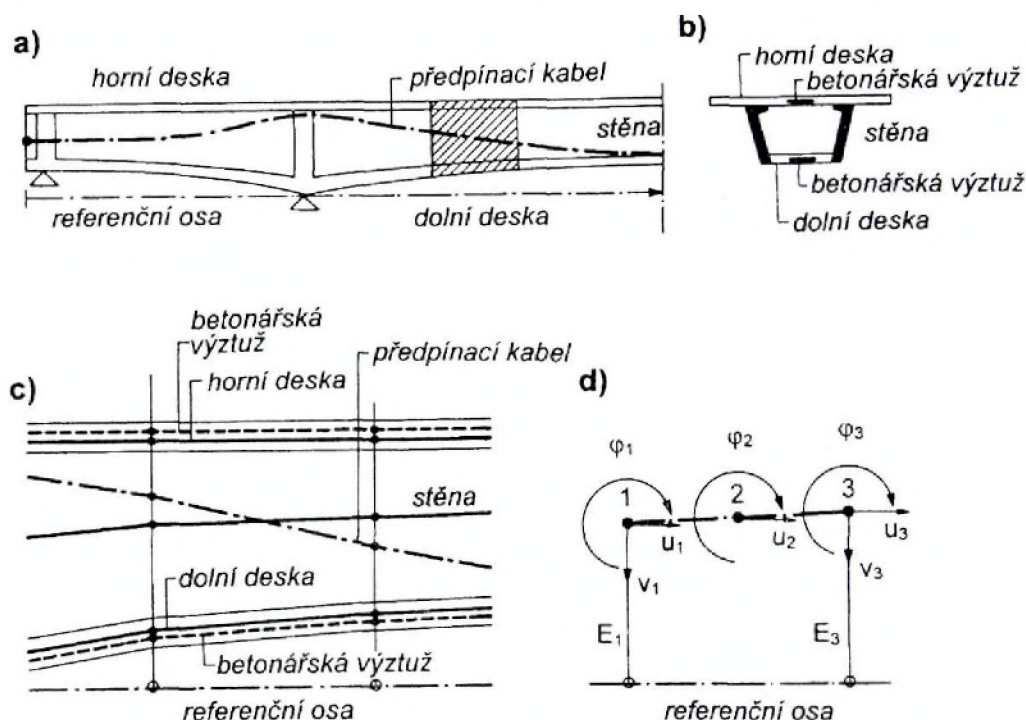
Protože moderní betonové konstrukce se většinou staví postupně a mnohdy jsou i části konstrukce sestaveny z prvků různého stáří, dotvarování a smršťování betonu ovlivňuje nejen deformace konstrukce, ale i průběh vnitřních sil [38].

Při analýze konstrukcí je tedy nutno využít nejnovějších poznatků o objemových změnách betonu a použít programy umožňující zavést ověřené funkce dotvarování podle CEB-FIP. Moderní programy vyvinuté i u nás umožňují vystihnout nejen postupnou výstavbu konstrukce jako celku, ale i postupnou výstavbu příčného řezu. Můžeme tedy podrobně analyzovat

i vliv postupné betonáže průřezů letmo betonovaných mostů i vliv přerozdělení vnitřních sil vyvolaný rozdílným průběhem dotvarování a smršťování betonu různých tloušťek.

Programy umožňují vystihnout změny ve statickém působení konstrukce v době výstavby a vliv dotvarování, smršťování a rozdílného stárání betonových prvků, z kterých je sestavena celá konstrukce i jednotlivé části průřezu. Časová analýza je založena na postupném výpočtu - *step by step* - v časových uzlech, jimiž je řešený časový úsek rozdělen. V každém časovém uzlu je konstrukce řešena metodou konečných prvků [25],[33].

V programech jsou jednotlivé konstrukční prvky modelovány pruty, které jsou vztaženy k referenční ose - obr.6.13. Například u postupné vytváření komorového nosníku pruty nahrazují spodní desku, vyztužení spodní desky, žebra, horní desku, vyztužení horní desky a předpínací kabely. Jednotlivé pruty mohou v průběhu stavby postupně vznikat a zanikat a mohou se měnit okrajové podmínky. Je samozřejmé, že mohou použít různé funkce dotvarování a smršťování, které je možné upravit podle výsledků naměřených na vzorcích.



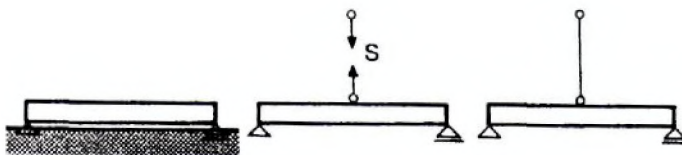
Obr.6.13 Časové závislá analýza - příklad modelování předpjaté konstrukce: a) podélný řez konstrukcí, b) příčný řez konstrukcí, c) podélný řez výsekem konstrukce, d) použitý prvek.

Dosud platné normy pro navrhování konstrukcí z předpjatého betonu vycházejí z již zastaralé funkce dotvarování založené na teorii stárnutí. Naopak doporučení CEB-FIP vychází z moderní teorie následnosti, podle které i starší beton při zatížení dotvaruje. Také velikost smršťování je větší.

Konstrukce je nutno nejen podrobně analyzovat, ale především správně navrhnout. Pro pochopení vlivu dotvarování a vlivu funkcí dotvarování na

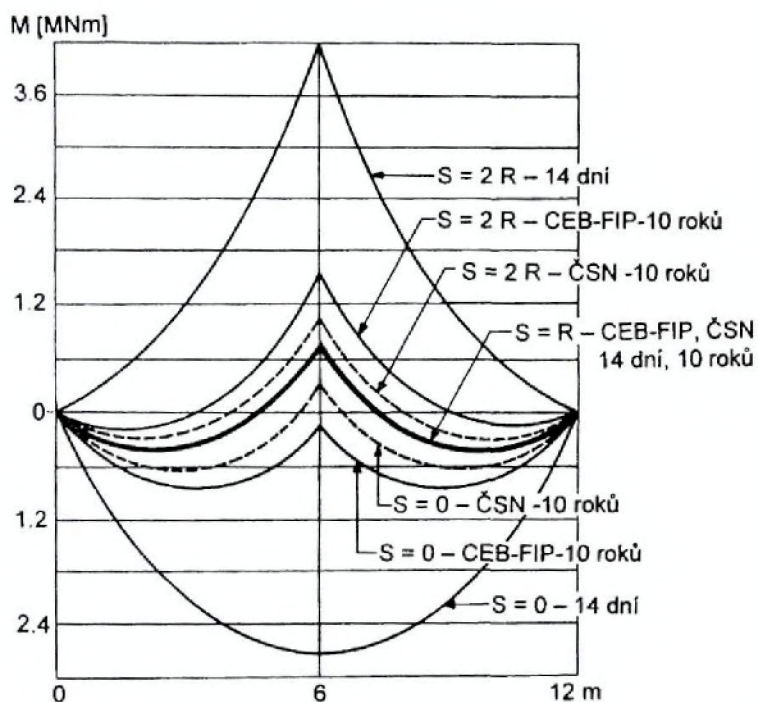
stav napjatosti postupně stavěných konstrukcí je na obr.6.14 uvedena zavěšená konstrukce o dvou polích s rozpětími 2 x 6 m. Konstrukce byla vybetonována na skruži. Po 14 dnech byla skruž odstraněna a konstrukce byla zavěšena na nekonečně tuhý závěs. Před zavěšením byla v závěsu vyvozena síla S . Časově závislá analýza byla provedena pro síly S :

1. $S = 0$,
2. $S = R$ - reakce na vnitřní podpěře spojitého nosníku,
3. $S =$ dvojnásobku zmíněné reakce.



Na obr.6.14 jsou uvedeny průběhy ohybových momentů v čase po zavěšení $t = 14$ dní a v čase $t = 10$ roků pro funkce dotvarování podle teorie stárnutí (ČSN 736207) a podle teorie následnosti (CEB-FIP z 1990),

Vlivem dotvarování betonu došlo k přerozdělení vnitřních sil. Z obrázku je zřejmé, že konstrukce má vždy snahu působit jako spojitá konstrukce o dvou polích a že větší přerozdělení nastává u konstrukcí analyzovaných podle teorie stárnutí.



Obr.6.14 Přerozdělení vnitřních sil v zavěšené konstrukci.

Zajímavé je, že u konstrukce, u které byla vyvozena síla odpovídající velikosti reakce na spojitém nosníku, nedochází k přerozdělení vnitřních sil pro obě funkce dotvarování. Je tedy zřejmé, že u správně navržených konstrukcí je redistribuce statických účinků minimální. Je jasné, že konstrukci nemůžeme ošidit nějakým chytrým opatřením, ale že musíme navrhnout postup výstavby tak, aby konstrukce působila co nejpřirozeněji a co nejvíce se přibližovala stavu, který odpovídá definitivnímu statickému působení.

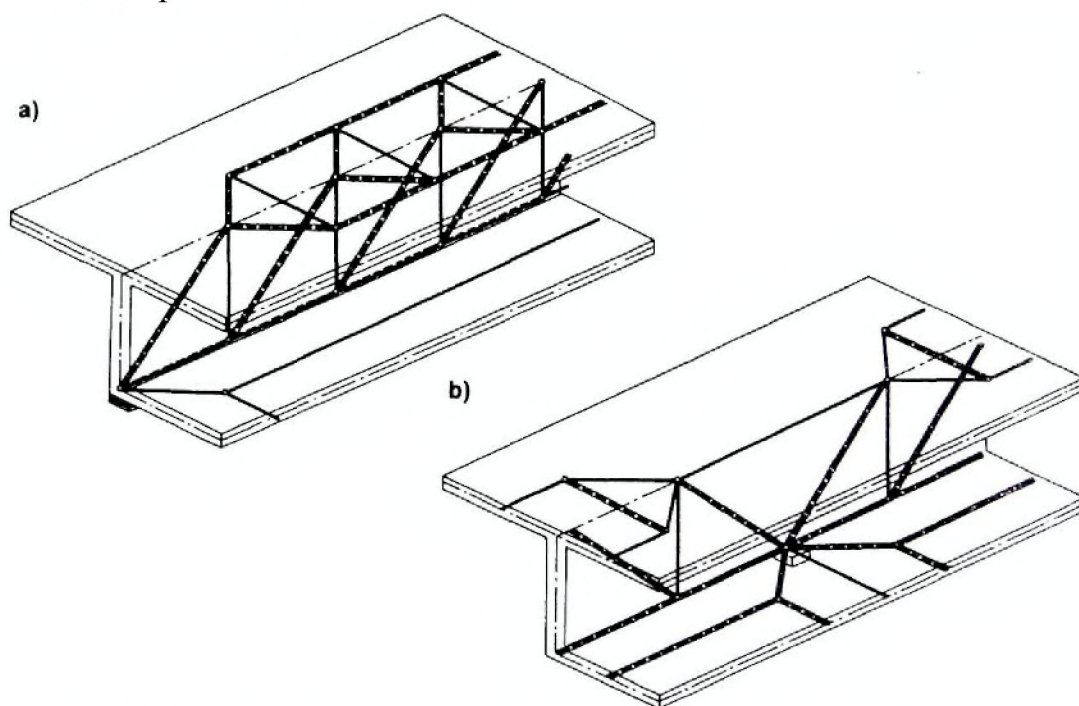
U postupně stavěných mostů má konstrukce snahu dosáhnout stavu napjatosti, který odpovídá napjatosti konstrukce vybetonované na pevné skruži. Míra přerozdělení závisí na stáří betonu v době stavby.

7. Vybrané problémy konstrukcí

Jak bylo uvedeno v předcházejících kapitolách, při návrhu konstrukcí je nezbytné uvážit prostorové působení konstrukcí nejen pro provozní zatížení, ale i pro zatížení v mezním stavu. Při návrhu je nutno sledovat průběh sil, správně navrhnout vyztužení betonářskou a předpínací výztuží a posoudit únosnost betonu. Neexistuje jednotný postup, každá konstrukce je jiná, je tedy potřeba konstrukci nejdříve pochopit a pak správně navrhnout. Dále uvedené příklady ukazují možné problémy a naznačují způsob, jak je řešit.

ULOŽENÍ KOMOROVÉHO NOSNÍKU

Na obrázku 7.1a je uveden příhradový model uložení krajního pole komorového nosníku, na obrázku 7.1b je příhradový model uložení komorového nosníku na vnitřní podpěře. Obrázky navazují na příklad analýzy konstrukce příhradovou analogií (obr.5.20), který ukázal výpočtový model nosníku obdélníkového průřezu.



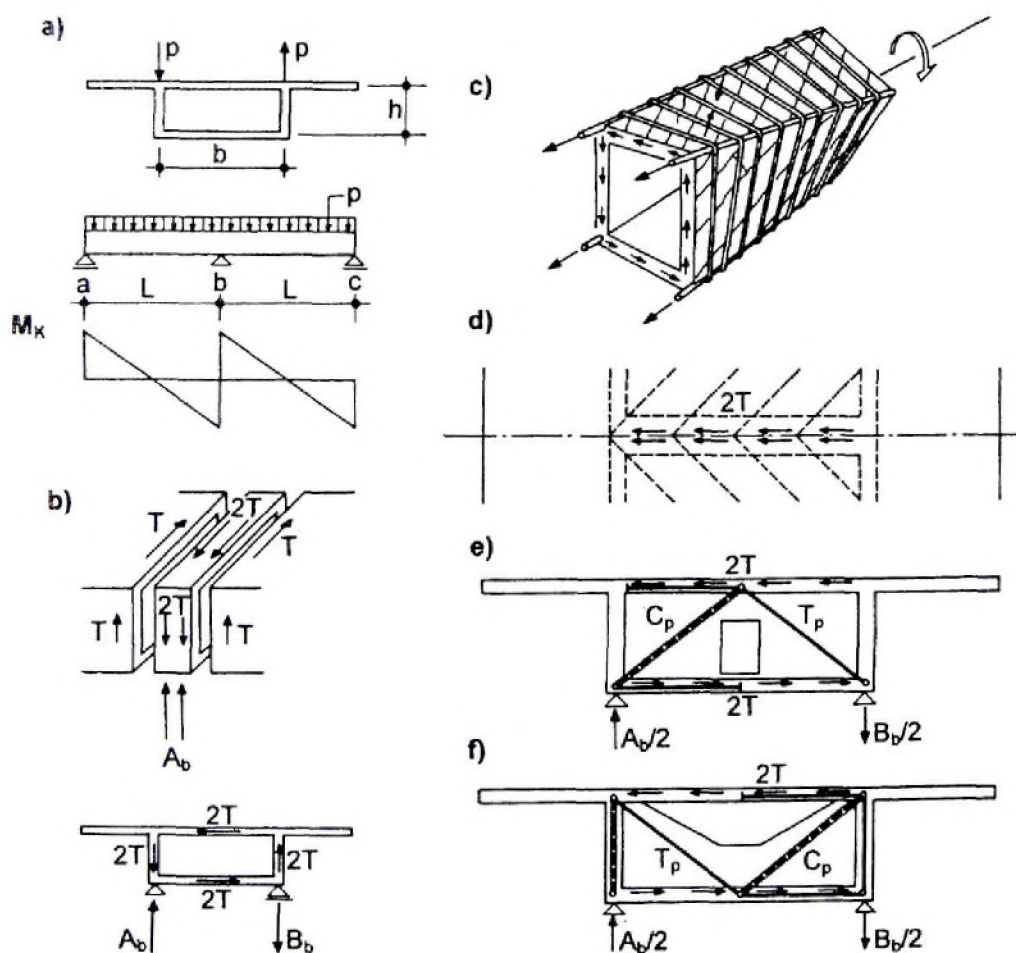
Obr. 7.1 Namáhání podporové oblasti: a) krajní podpěra, b) vnitřní podpěra

U trémových a komorových konstrukcí se reakce z ložisek musí přenést nejen do trámů, ale i do horní, popřípadě spodní desky mostních konstrukcí. Z obrázků je zřejmé, že u krajní podpěry se tlaková síla ve stěně musí rozložit do horní desky, kde je nutno zachytit příčnou tahovou sílu. Aby se tahová síla ze spodní desky dostala do ložiska, je nutno také navrhnout příčnou tahovou výztuž ve spodní desce.

U vnitřní podpěry je naopak nezbytné posoudit horní desku na namáhání od příčného tlaku. Je nezbytné si také uvědomit, že v místě uložení je nutno situovat příčnou výztuž ve spodní desce.

ZACHYCENÍ KROUCENÍ KOMOROVÝCH NOSNÍKŮ V PODPĚRÁCH

Na obr. 7.2a je uveden spojitý nosník o dvou polích, který je na všech podpěrách podepřen dvojicí ložisek - na podpěrách je tedy vetknut v kroucení. Nosník komorového průřezu šířky b a výšky h je zatížen rovnoměrným přímkovým zatížením $\pm p$ působícím nad stěnami komorového nosníku. Toto zatížení namáhá konstrukci rovnoměrným kroučícím momentem $m_k = pb$. Vlevo od vnitřní podpěry b je nosník namáhán kroučícím momentem $^L M_{k,b} = -m_k(L/2)$, vpravo od vnitřní podpěry je nosník namáhán kroučícím momentem $^P M_{k,b} = m_k(L/2)$. Vnitřní podpěra b musí zachytit



Obr. 7.2 Zachycení kroucení komorových nosníků v podpěrách: a) řešená konstrukce, b) smykový tok, c) kroucení v průřezu s trhlinami, d) půdorys horní desky, e) přenos smykového toku z horní desky - typický příčník, f) přenos smykového toku z horní desky - příčník nespojený s horní deskou.

kroučící moment $M_{kb} = -^L M_{kb} + ^P M_{kb} = m_k(L)$. V podpěře tedy vzniknou reakce $A_b = -B_b = M_{k,b}/b = m_k(L)/b = p(L)$.

Od kroučícího momentu vzniká v komorovém nosníku vlevo od vnitřní podpěry smykový tok $T = ^L M_{k,b}/2A$, kde $A = bh$. Potom $T = ^L M_{k,b}/2(bh)$. Vpravo od podpěry je nosník namáhán smykovým tokem $T = ^P M_{kb}/2(bh)$. Řez nad podporou je tedy namáhán smykovým tokem $2T$ - obr.7.2b.

Výslednice smykového toku ve stěně v řezu nad podpěrrou $T_{st} = 2T(h)$ je zachycena přímo podpěrami. Výslednice smykového toku v horní desce $T_{hd} = 2T(b)$, která se snaží zkosit průřez, je přenášena podporovým příčnickem do podpěr.

Na obr.7.2.c, který je převzat z [4], je znázorněn výpočtový model krouceného komorového nosníku v mezním stavu. Kroučící moment je přenášán soustavou tlačných vzpěr a tažených prutů - třmínků a podélné výztuže.

Na obr. 7.2.d je půdorys horní desky komorové konstrukce u vnitřní podpěry namáhané mezním momentem. Z obrázku je zřejmé, že příčná složka tlaku vzpěr musí být přenesena do podpěr příčnickem. Způsob přenosu závisí na řešení příčníku.

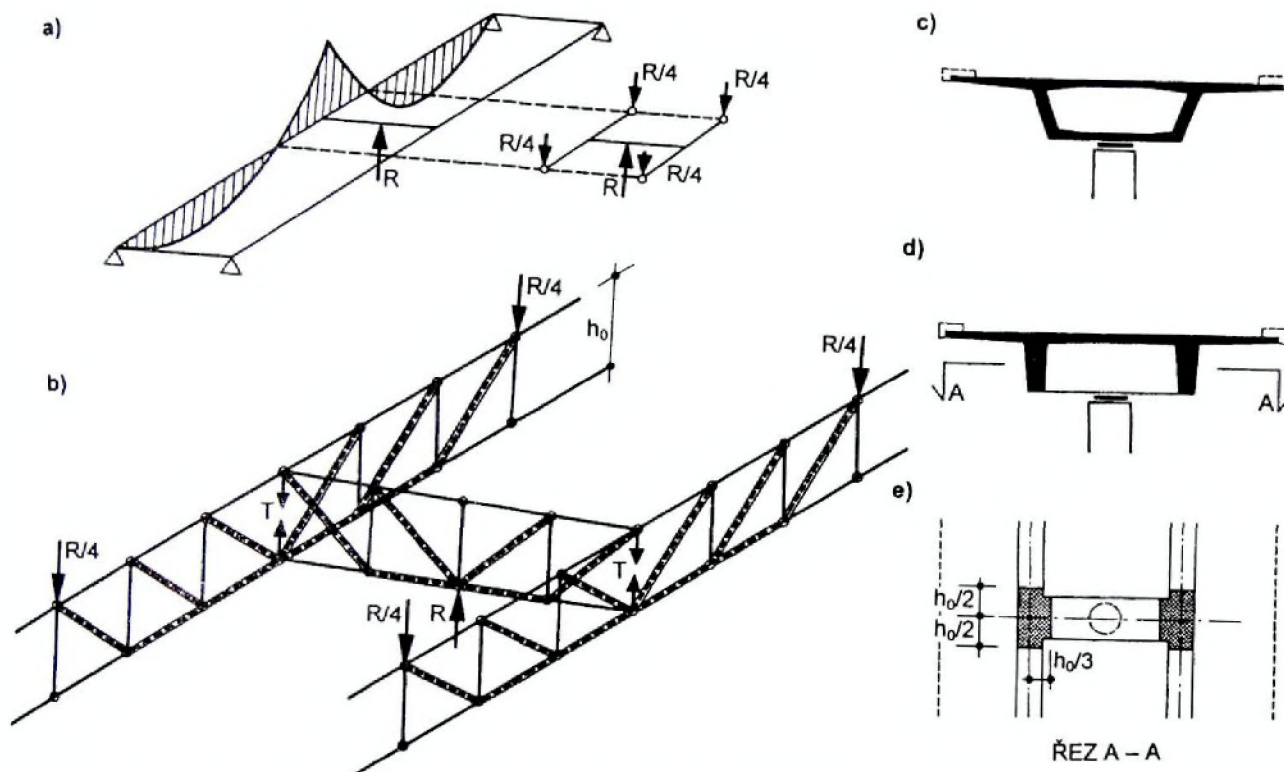
Na obr. 7.2e je znázorněn přenos vodorovné síly klasickým příčnickem s průlezným otvorem situovaným u spodní desky. Výslednice smykového toku $T_{hd} = 2T(b)$ je přenášena ze středu horní desky tlačnou vzpěrou C_p a taženým táhlem T_p . Aby se smykový tok dostal do uzlu v horní desce, je nutno v horní desce navrhnout příčnou výztuž na sílu $T_{hd}/2$. V dolních rozích komorového nosníku je svislá složka sil C_p a T_p zachycena přímo svislými reakcemi $A_b/2 = -B_b/2$. Vodorovná složka H je zachycena smykovým tokem působícím v dolní desce. Je zřejmé, že musíme polovinu smykového toku $T_{hd}/2$ přenést do uzlu u podpory.

U některých konstrukcí je podporový příčník betonován až po vybetonování komorového průřezu (po vysunutí vnitřního jádra bednění) - obr 7.2f. Aby se omezil místní ohyb horní desky od zatížení vozidly, nespojuje se příčník s horní deskou. Smykový tok horní desky se pak přenáší z horních rámových rohů. Do těchto rohů se polovina smykových sil $T_{hd}/2$ přenesou příčnou tahovou výztuží. Vodorovná síla se z horních rohů přenesou systémem vzpěr a táhel znázorněných na obr.7.2f. Vodorovná složka šikmých prutů H působící ve středu spodní desky je zachycena smykovým tokem. Je zřejmé, že i u tohoto řešení musíme část smykového toku přenést do uzlu u podpory.

Z obr.7.2d je zřejmé, že u krajní podpory nebo u střední podpory při zatížení situovaném jen v jednom poli je nezbytné zachytit podélnou složku tlačných vzpěr dostatečnou podélnou výztuží rovnoměrně umístěnou v horní i dolní desce.

NEPŘÍMÉ ULOŽENÍ

Stěny komorových nosníků nebo trámy roštových konstrukcí jsou mnohdy prostřednictvím příčníků nepřímo uloženy na štíhlých sloupech situovaných v ose komunikace - obr.7.3c a 7.3d. U některých konstrukcí se během provozu objevily v podporové oblasti vodorovné trhliny svědčící o skutečnosti, že ve stěnách nebo v trámech nebyla navržena takzvaná závěsná výztuž.



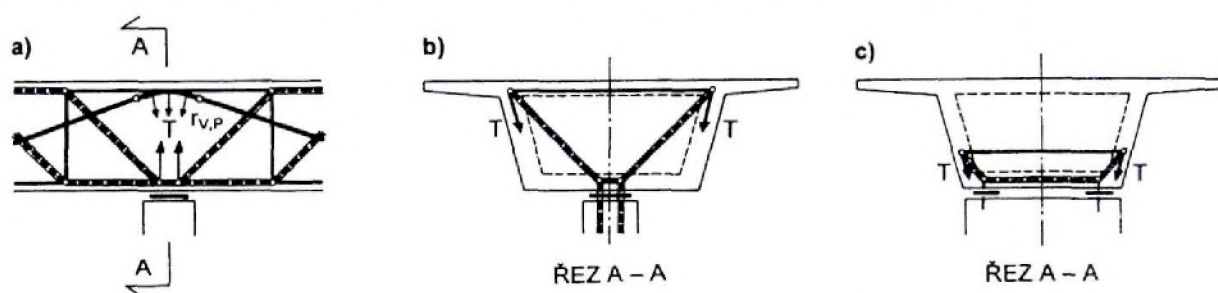
Obr. 7.3 Nepřímé uložení; a) studovaná konstrukce, b) výpočtový model, c) nepřímé uložení jednokomorové konstrukce, d) nepřímé uložení dvoutrámové konstrukce, e) oblast vyztužení.

Nutnost vyztužení této oblasti, která vyplývá z příhradové analogie, potvrdily pokusy, které byly pod vedením prof. Leonhardta provedeny v Německu [16]. Na obr.7.3a je znázorněna dvoutrámová konstrukce o dvou polích, podepřená na vnitřní podpěře jediným ložiskem. Reakce R z ložiska je přenášena do podélných nosníků příčným podporovým příčnίκem. Z této konstrukce byla vyňata část konstrukce situovaná mezi takzvanými nulovými body, tedy mezi body, kde je moment od vlastní tíhy nulový. Tato část byla podrobně analyzována a zkoušena. Při výrobě zkušebních prvků byla konstrukce navržena se závěsnou výztuží a bez ní.

Na obr.7.3b je znázorněn výpočtový model zkoušené konstrukce. Z obrázku je zřejmé, že síla z ložiska se systémem tlačенých vzpěr a táhel přenáší do horních uzlů spojů mezi příčnίκem a podélnými trámy.

V podélných trámech odpovídá namáhání, a tedy i uspořádání vzpěr a táhel typické podporové oblasti (obr.5.20). V podélných nosnících vychází tlačivé vzpěry z dolních uzlů spojů mezi příčným a podélnými trámy. Je tedy zřejmé, že horní a dolní uzly spojů musí být spojeny tahovými prvky - táhly, které přenášejí sílu $T = R/2$. Zkoušky modelů tuto skutečnost jednoznačně potvrdily.

Podle doporučení prof. Leonhardta je nutno závěsnou výztuž navrhnout na veškerou svislou sílu T . Výztuž je nutno umístit v trámu v oblasti rovnající se účinné výšce h_0 a v příčniku ve vzdálenosti $h_0/3$ od osy trámu - obr.7.3e. Doporučuje se, aby s ohledem na šířku trhlin bylo 50 % výztuže tvořeno svislým, popřípadě šikmým předpětím. Při návrhu výztuže lze odečíst radiální síly od předpětí $r_{v,p}$, které působí u podpory - 7.4a. Je samozřejmé, tuto oblast není nutno vyztužit další výztuží přenášející smyk.

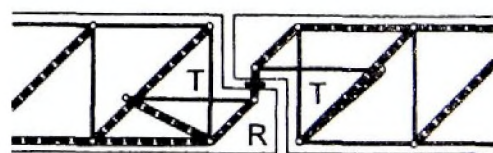


Obr. 7.4 Nepřímé uložení komorových konstrukcí: a) podélný řez trámem, b) podepření jedním ložiskem, c) podepření dvěma ložisky.

Je nutné si uvědomit, že je nutno navrhnout závěsnou výztuž nejen u bodově podepřených konstrukcích (obr.7.4b), ale i u všech konstrukcích, kde osa stěny nebo trámu není situována nad ložiskem. Na obr.7.4c je ukázán výpočtový model konstrukce podepřené dvěma ložisky. Z obrázku je zřejmé, že vodorovná tahová výztuž je nezbytná nejen u bodově podepřených konstrukcí.

ULOŽENÍ GERBEROVÝCH NOSNÍKŮ

Na obrázku 7.5 je uveden výpočtový model části konstrukce v místě kloubu. Z obrázku je zřejmé, že stěny nosníku je nutno po obou stranách kloubu vyztužit svislou tahovou výztuží přenášející celou reakci $T = R$. Je také zřejmé, že vodorovná výztuž ozubů musí být řádně zakotvena v tlačném betonu.



Obr. 7.5 Uložení Gerberových nosníků

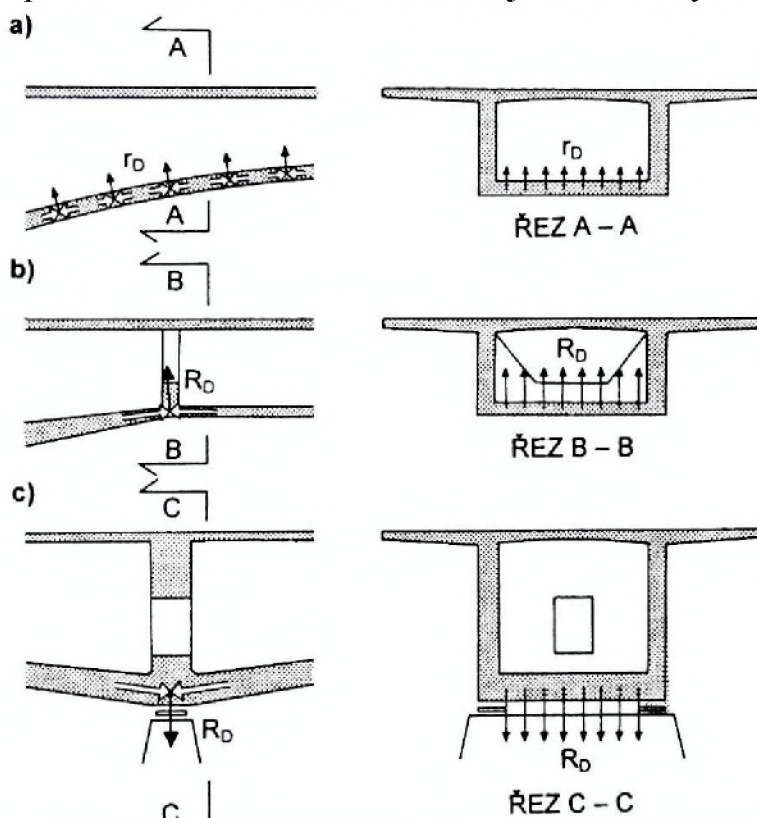
KONSTRUKCE S NÁBĚHY

Při prutovém řešení konstrukcí se často zapomíná, že v jednotlivých částech konstrukce vznikají vnitřní síly, které je nutno přenést do těžiště prutu. Pozornost je nutno věnovat především půdorysně zakřiveným konstrukcím a konstrukcím s náběhy.

Na obrázku 7.6a je znázorněna část náběhu komorového nosníku v oblasti záporných momentů. Vlivem podélného tlaku vznikají ve spodní desce příčné radiální síly r_D , které v příčném směru mostu namáhají desku ohybovými momenty a posouvajícími silami. Na tyto účinky je nutno desku nadiizenzovat.

V případě přímkových náběhů dosahují radiální síly R_D hodnot, které deska nemůže přenést. Proto je v místě lomu nutno navrhnout příčník, který přenesse namáhání do stěn nosníku - obr.7.6b.

Je-li konstrukce podepřena ložisky situovanými pod krajními stěnami, je nutno uvážit, že výslednice tlakových sil R_D musí být přenesena do ložisek. Příčník je tedy nutno navrhnout na tyto síly - obr.7.6c.

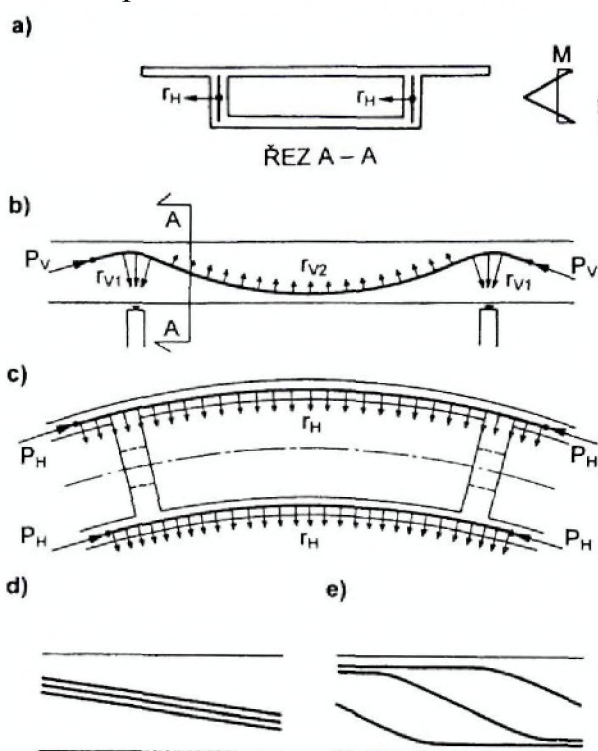


Obr. 7.6 Konstrukce s náběhy: a) zakřivený náběh, b) lomený náběh, c) podpěra.

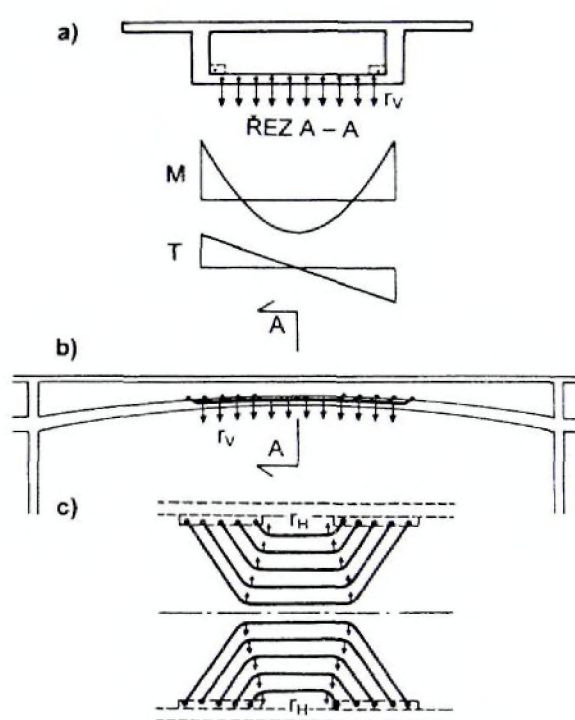
VLIV PŘEDPĚTÍ V ZAKŘIVENÝCH PRVCÍCH

Jak již bylo uvedeno, působení předpětí se nahrazuje radiálními silami působícími v zakřivených částech kabelových drah a koncovými silami a momenty. Na obrázku 7.7 je znázorněna půdorysně zakřivená konstrukce. Globální statické účinky od předpětí této konstrukce již byly popsány v kapitole 6. Při návrhu konstrukcí se však zapomíná, že příčné radiální síly r_H zatěžují také stěny nosníků. Vlivem tohoto zatížení jsou stěny namáhány ohybem a smykem. Zanedbání těchto vlivů vedlo k vytržení kabelu ze stěn a poruše konstrukce. Je zřejmé, že není vhodné vést ve stěnách kabely souběžně (obr.7.7d), a tak zatěžovat stěny velkými silami. Vhodné je situovat

kabely podobně jako na obr.7.7e, a tak příčné namáhání roznést na větší délku. Stěny je nutno na tyto síly nadimenzovat, popřípadě vyztužit příčníky. Podobný problém nastává u komorových konstrukcí proměnného průřezu, které jsou v poli předepnuty kabely situovanými ve spodní desce - obr.7.8b. Tyto kabely jsou obvykle kotveny v nálitcích umístěných v dolních rozích komorového průřezu (obr.7.8c a obr.8.14, 8.15) a jsou půdorysně vyhýbány do desky. Vlivem půdorysného vyhnutí vznikají v desce příčné tahové síly r_H , na které je nutno navrhnout příčné vyztužení desky. Navíc, vlivem svislého zakřivení spodní desky, zatěžují kabely desku radiálními silami r_v a následně ji namáhají ohybem a smykem-obr. 7.8a. Zanedbání těchto účinků vedlo k poruše spodní desky velkého letmo betonovaného mostu postaveného v Rakousku.



Obr.7.7 Předpětí v půdorysně zakřivené konstrukci: a) příčný řez, b) podélný řez, c) půdorys, d) nevhodné vedení kabelů ve stěnách, e) vhodné vedení kabelů ve stěnách.



Obr.7.8 Předpětí v zakřiveném náběhu: a) příčný řez, b) podélný řez, c) půdorys kabelů ve spodní desce,

8. Vybrané problémy technologií

PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY

V minulých letech byly u nás vyvinuty úsporné prefabrikované konstrukce. Pro malá rozpětí do 18 m nosníky komorové vzájemně spojené petlicovým stykem, pro rozpětí do 30 m nosníky tvaru písmene I vzájemně spojené v horní a dolní přírubě. Velmi rozšířené byly také konstrukce vyvinuté Dopravními stavbami Olomouc, které byly tvořeny komorovými nosníky s konzolami, jež byly vzájemně spojeny petlicovým stykem vybetonovaným mezi konzolami. Jejich řešení vycházelo z tehdejšího požadavku na minimum takzvaného mokrého procesu na stavbě, tedy na minimum monolitických prací. Na smontovanou nosnou konstrukci se provedl vyrovnávací beton, který sloužil jako podklad pro hydroizolaci.

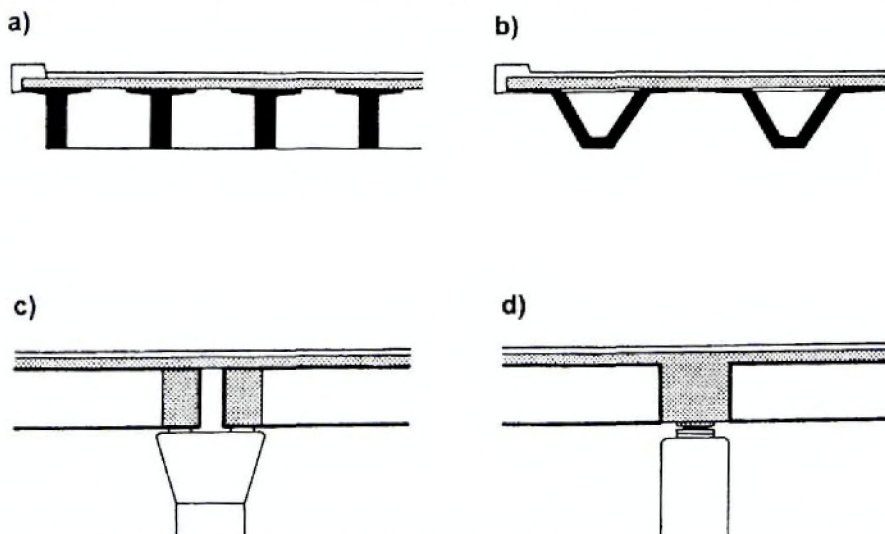
Ačkoliv popsané konstrukce byly z hlediska spotřeby materiálu velmi úsporné, vyznačují se řadou problémů. Pomineme-li, že byly stavěny nekvalitně a nebyly vůbec udržovány, jejich hlavním nedostatkem je neprůlezná dutina, která při nekvalitní izolaci a podkladním betonu mohla být naplněna slanou vodou, jež mohla zmrznout a poškodit beton. Vniklá voda pak vyvolala korozi předpínací výztuže.

Proto se nyní dává přednost konstrukcím sestaveným z prefabrikovaných prvků otevřeného průřezu, které jsou spřaženy s monolitickou mostovkovou

deskou (obr.8.1a). Monolitická deska zajišťuje roznos zatížení, spolupůsobení nosníků a tvoří kvalitní podklad pro hydroizolaci.

V zahraničí se stále používají komorové konstrukce sestavené z prefabrikovaných prvků korýtkového průřezu (obr.8.1b), které jsou spřaženy s monolitickou deskou. Jsou velmi

úsporné a estetické. Autor je toho názoru, že by i tyto konstrukce mohly



Obr. 8.1 Konstrukce z prefabrikovaných nosníků: a) příčný řez konstrukcí tvořenou prefabrikovanými nosníky otevřeného průřezu, b) příčný řez konstrukcí tvořenou prefabrikovanými nosníky korýtkového průřezu, c) prosté uložení nosníků, d) nepřímé uložení nosníků pomocí monolitického příčníku.

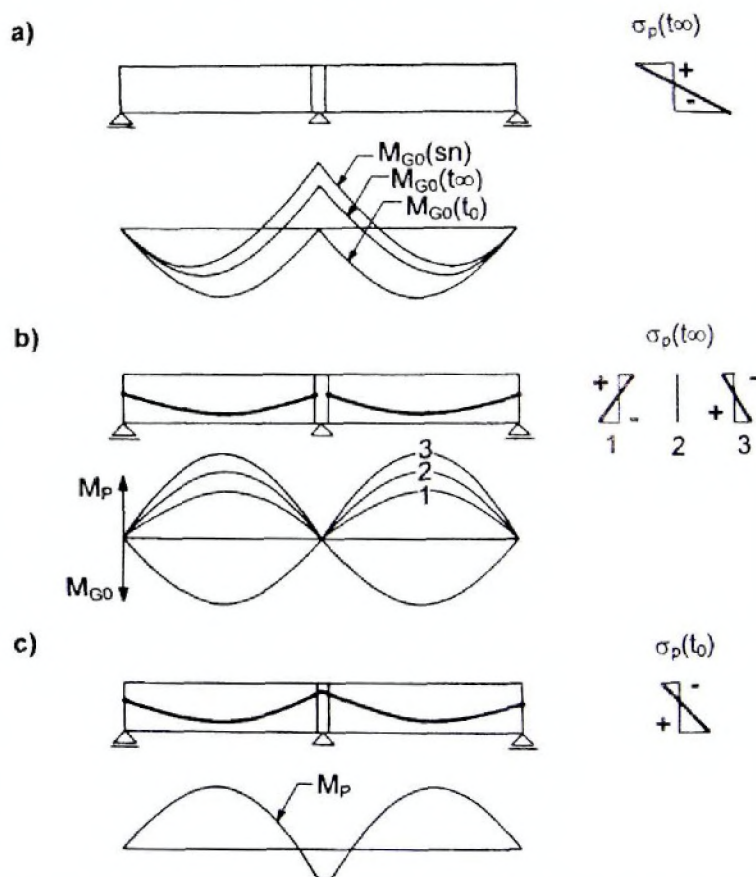
najít uplatnění v našich podmínkách. Podmínkou však je navrhnout u těchto konstrukcí řádné odvodnění a umožnit jejich inspekci vytvořením otvorů pro kamery.

Vícepolové konstrukce sestavené z prefabrikovaných nosníků se v mnohých případech ukládají na úložné prahy a nosníky jsou v podélném směru spojovány nad podporou jen spřaženou deskou (obr.8.1c). Takováto konstrukce tedy působí jako prostý nosník nejen pro zatížení stálé, ale i pro zatížení nahodilé. Průběžná deska tedy zajišťuje spojitost jen pro podélné účinky. I když toto řešení odstraňuje dilatační závěry, vytváří esteticky nevhodnou konstrukci.

S ohledem na hospodárnost a bezpečnost by měly být - pokud to jen základové poměry dovolí - navrhovány konstrukce spojitě. Z obr. 8.1d je zřejmé, že navrheme-li nad podpěrami monolitický příčník, lze z prostých prefabrikovaných nosníků vytvořit spojitě konstrukce podepřené štíhlými podpěrami. Spřažená deska spolu s monolitickým příčníkem zajišťuje nejen spojitost konstrukce v podélném směru, ale také umožňuje odstranit úložný práh. Monolitický příčník stejné konstrukční výšky jako nosníky umožňuje přenos z nepřímo podepřených nosníků do podpěr.

Statická analýza konstrukce musí uvážit postup výstavby a skutečnost, že konstrukce je vytvořena z prvků různého stáří.

Vliv přerozdělení vnitřních sil u spojitě konstrukce sestavené z prostých nosníků je dostatečně popsán v technické literatuře - obr.8.2a, [11], [38]. Prefabrikované nosníky působí pro vlastní tíhu jako prosté nosníky, po zmonolitnění podporové spáry působí pro všechna ostatní zatížení jako spojitý nosník. Protože monolitické spojení brání volnému do tvarování prefabrikovaných nosníků, vzniká nad podporou doplňkový statický moment - $M_{G0}(t_{\infty})$. Jeho velikost závisí na stáří nosníků, době zmonolitnění a na použité funkci do-



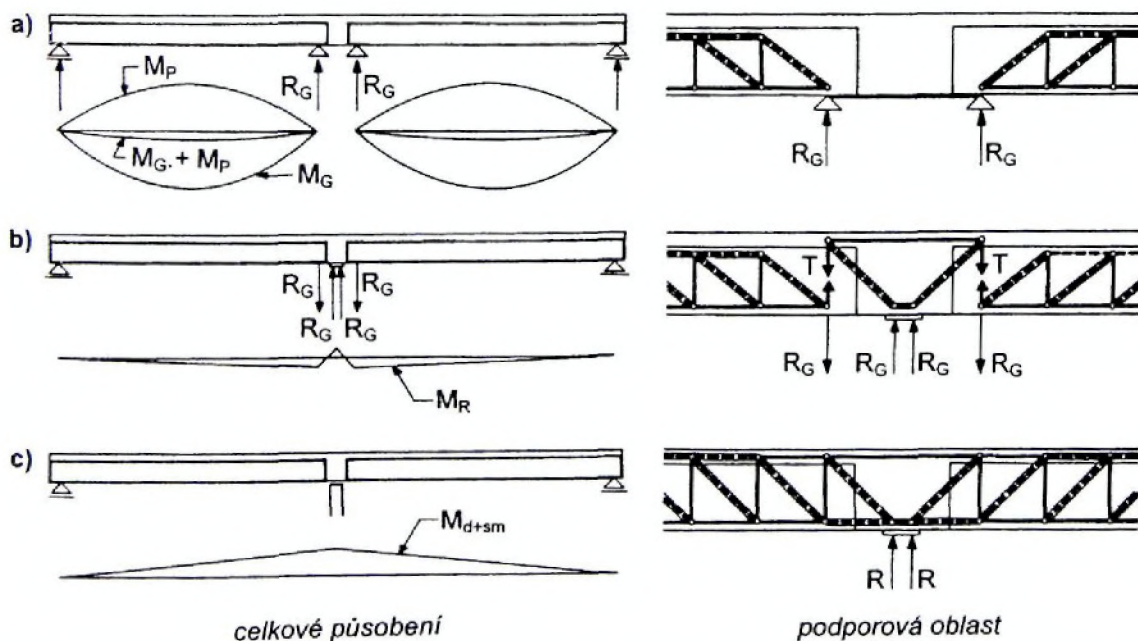
Obr. 8.2 Namáhání spojitě konstrukce: a) vlastní tíha, b) vlastní tíha a předpětí, c) spojitý kabel.

tvarování. U běžných konstrukcí odpovídá jeho velikost až 80 % velikosti podporového momentu spojitěho nosníku M_{G0} (sn). V průřezu nad podporou vzniká v horních vláknech tah, v dolních vláknech tlak.

Je samozřejmé, že u předpjaté konstrukce lze navrhnout předpětí prefabrikovaných nosníků tak, aby radiální síly od předpětí byly stejně velké (ale opačného znaménka), jako je vlastní tíha - obr.8.2.b-2. Moment od předpětí má pak stejnou velikost jako moment od vlastní tíhy. Výsledný moment a deformace nosníku jsou pak nulové. Takováto konstrukce je pak tvarově stálá a vlivem dotvarování u ní nedochází k přerozdělení vnitřních sil. Jsou-li radiální síly od předpětí menší než vlastní tíha (obr.8.2.b-1), vzniká nad podporou záporný moment, jsou-li radiální síly od předpětí větší než vlastní tíha (obr.8.2.b-3), vzniká nad podporou kladný moment. Odpovídající tahové napětí je nutno zachytit výztuží.

Zmonolitnění podporové spáry lze dosáhnout předpětím nebo železobetonovým spojem. Protože nad podporou je moment od vlastní tíhy nulový, vznikají od klasicky vedených spojitých kabelů nad podporou v dolních vláknech tahy - obr.8.2c. Ty je nutno zachytit betonářskou výztuží. Chceme-li tahy vyloučit, musíme zvětšit předpětí a zmenšit výstřednosti kabelů nad podporou, to je posunout kabely do jádra průřezu.

U spřažené konstrukce je však vlivem smršťování a následného dotvarování monolitického betonu situace poněkud složitější. Na obr.8.3 je znázorněn postup výstavby spřažené konstrukce o dvou polích, u které je spojitost zajištěna spřaženou deskou a monolitickým podporovým příčnickem. Obrázek znázorňuje celkové působení konstrukce i detailní řešení podporové oblasti.

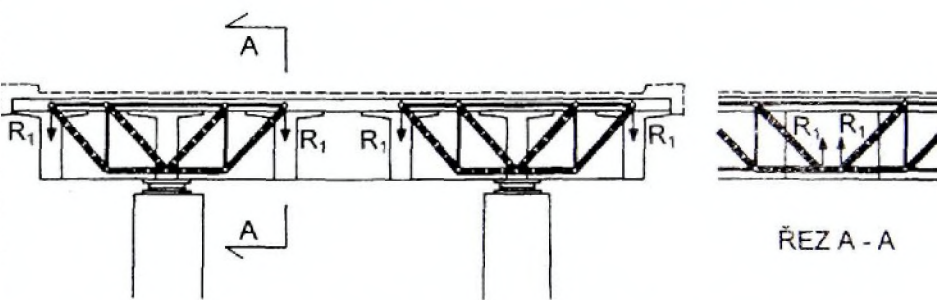


Obr. 5.3 Postupná výstavba konstrukce: a) působení konstrukce před uvolněním podpěr, b) vliv uvolnění montážních podpěr, c) působení za provozu.

Na obr.8.3a je ukázáno namáhání konstrukce před uvolněním montážních podpěr. Prefabrikované nosníky přenášejí vlastní tíhu a tíhu spřažené desky do podpěr. Po uvolnění montážních podpěr je nosná konstrukce zatížena reakcemi R_G z podpěr. Konstrukce je namáhána ohybovým momentem od uvolněných reakcí - obr.8.3b. Reakce, které působily při spodním povrchu nosníku, je nutno přenést závěsnou výztuží do horního uzlu ve spřažené desce. Z tohoto uzlu je namáhání přeneseno do ložiska tlačnou vzpěrou spojující spřaženou desku s prefabrikovaným nosníkem a monolitickým příčnickem. Usek mezi horními uzly je nutno vyztužit řádně zakotvenou vodorovnou výztuží.

Protože prefabrikované nosníky brání volnému smršťování monolitického betonu spřažené desky, vzniká v konstrukci doplňkové ohybové namáhání - obr.8.3c. Vlivem těchto účinků a vlivem nahodilého zatížení vznikají nad podporou v monolitické desce tahy, jejichž velikost převyšuje tahovou únosnost monolitického betonu. Konstrukce tedy působí jako železobetonová. Vlivem trhlin dochází k redukci tuhosti podporové oblasti a následné redukci účinků smršťování betonu. Proto při časově závislé analýze konstrukce je nutno uvážit tuto skutečnost. V čase, kdy je most uveden do provozu je nutno nad podpěrami vyloučit beton z funkce.

Při nepřímém uložení nosníků (obr.8.4) je třeba pamatovat, že reakce R je nutno přenést z nosníků závěsnou výztuží do horních rohů příčníků. Funkce příčníků je tedy podobná jako u příkladů uvedených v kapitole 7 na obr.7.3 a 7.4.

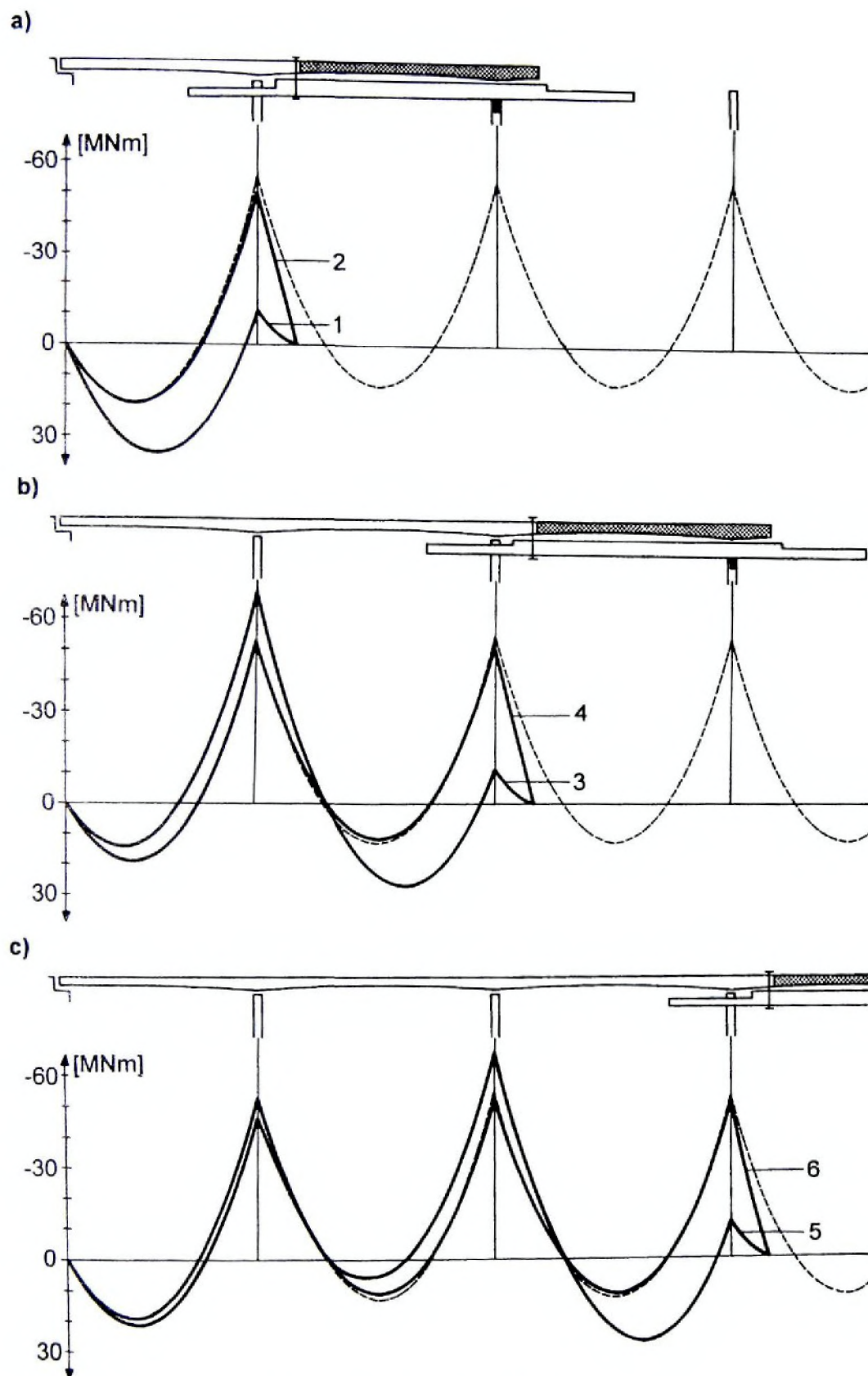


Obr.8.4 Nepřímé uložení prefabrikovaných nosníků.

MONOLITICKÉ KONSTRUKCE STAVĚNÉ PO POLÍCH

Konstrukce z předpjatého betonu jsou obvykle betonovány po polích s přečnívající konzolou. Spára je obvykle navržena v místě nulového momentu, to je přibližně v jedné pětině rozpětí pole. Při statické analýze je nutno uvážit postup výstavby - obr.8.5:

- vlastní tíha a předpětí první betonované části působí na staticky určeném nosníku s převislým koncem,
- vlastní tíha a předpětí druhé betonované části působí na spojitém nosníku o dvou polích s převislým koncem,



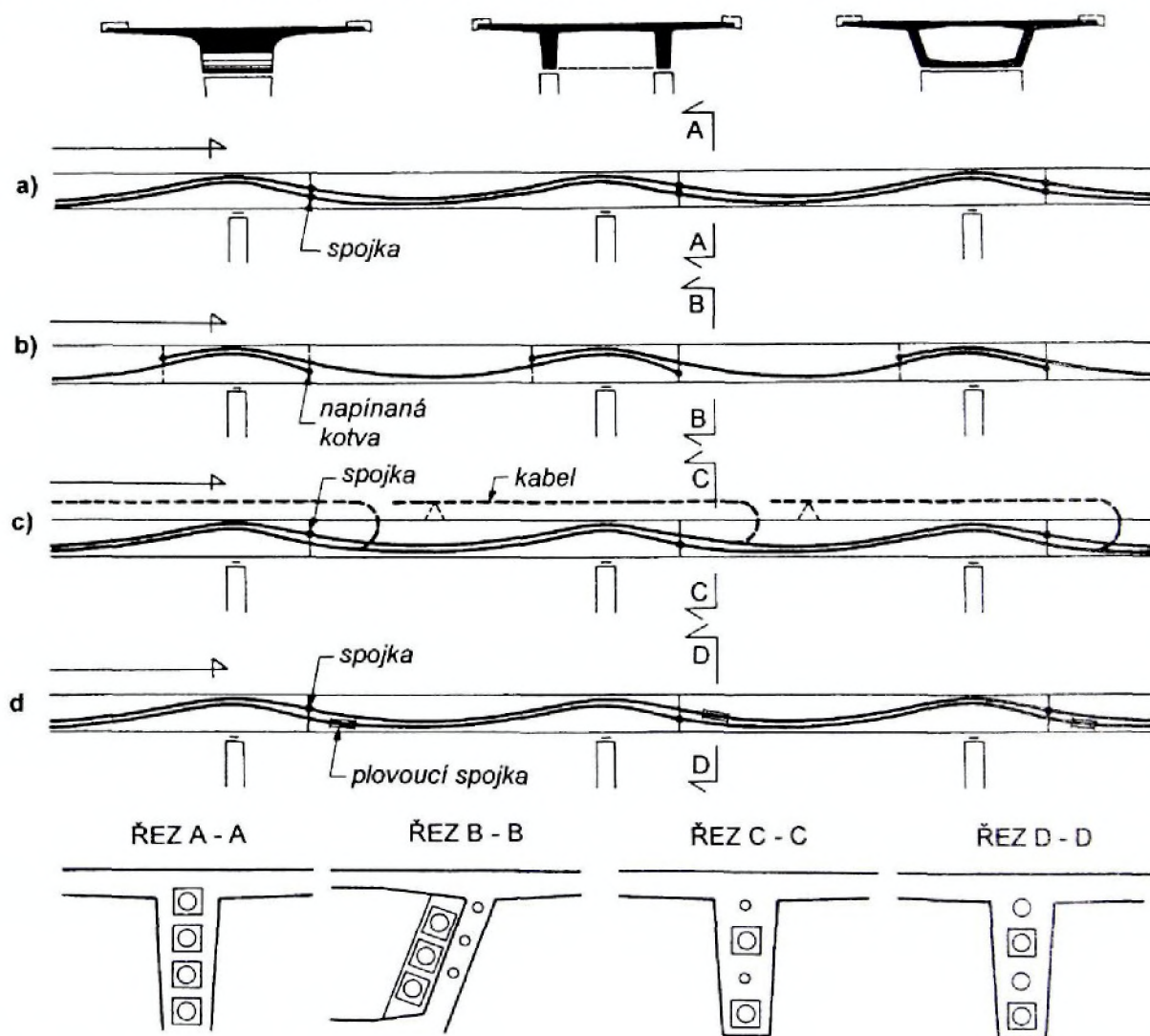
Obr.8.5 Průběh momentů při postupné stavbě po polích.

c) vlastní tíha a předpětí třetí betonované části působí na spojitém nosníku o třech polích s převislým koncem, atd.

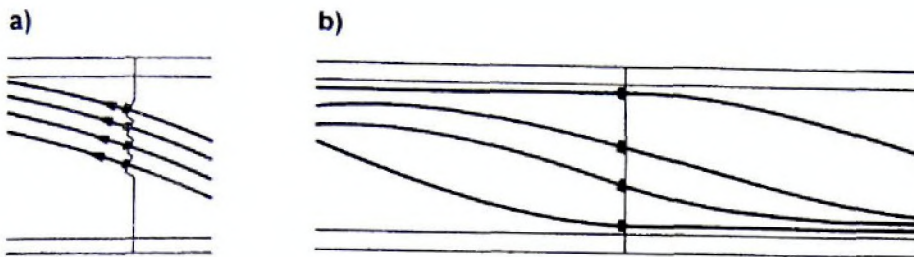
Výsledné účinky v každém stadiu jsou pak dány součtem statických účinků.

Je-li konstrukce betonována ve výsuvné skruži zavěšené na konzole a podepřené u pilíře, je nutno tuto skutečnost také zohlednit. Při betonáži zatěžuje skruž konzolu, po posunu skruže uvolněná reakce zatěžuje (vlastně odlehčuje) vnitřní pole spojitého nosníku. Na obr.8.5 je uveden průběh momentů postupně betonované konstrukce proměnné výšky, která se nyní staví u Olomouce. V každém montážním stavu obrázek ukazuje namáhání konstrukce od vlastní tíhy bez a se zatížením skruží. Čárkovaně je znázorněno namáhání konstrukce po ukončení stavby.

Vlivem dotvarování betonu má konstrukce snahu dosáhnout stavu napjatosti, který odpovídá působení konstrukce vybetonované najednou na pevné skruži. I když spára mezi postupně betonovanými úseky je situována poblíž bodu, kde je od zatížení stálého nulový moment, může být s ohledem na postupnou výstavbu a působení výsuvné skruže výsledný průběh momentů po skončení výstavby rozdílný od průběhu momentů konstrukce vybetonované



Obr.8.6 Uspořádání kabelů.



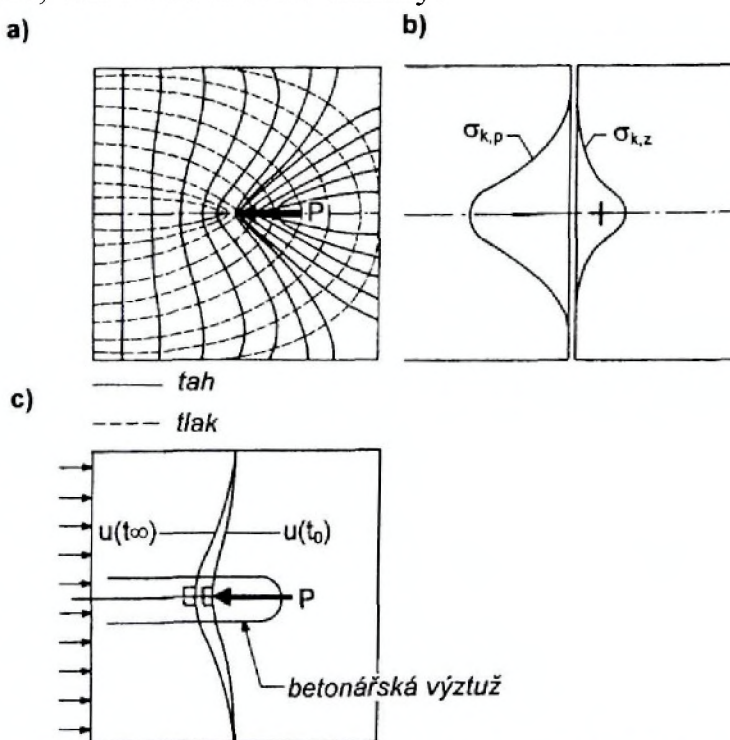
Obr. 8. 7 Kotvení kabelů ve spáře.

nované najednou na pevné skruži. Protože konstrukce má snahu dosáhnout tohoto stavu, je nutno provést podrobnou čas-

vě závislou analýzu konstrukce. Při analýze je nutno také zohlednit postupné napínání kabelů.

U prvních konstrukcí byly všechny kabely vedeny souběžně a kotveny ve spáře co nejbližší u sebe (obr.8.6a a 8.7a). Ačkoliv kabely byly kotveny v místě, kde je od zatížení stálého nulový moment, byly v průběhu let u těchto spar objeveny jak svislé, tak i vodorovné trhliny.

Jejich vysvětlení je zřejmé z obrázků 8.8 a 8.9. Na obr. 8.8a jsou uvedeny trajektorie hlavních napětí stěny podepřené na jednom okraji a zatížené osamělou silou působící v jejím středu. Síla modeluje předpínací kabel. Obrázek ukazuje na nerovnoměrné rozdělení napětí a na skutečnost, že za kotvou vzniká velké tahové napětí. Na obr.8.8b je uveden průběh normálových napětí v řezu před ($\sigma_{k,p}$) a za ($\sigma_{k,z}$) kotvou. Tahová síla za kotvou (integrál napětí) má velikost až 0.23 síly P .



Obr. 8.8 Kotvení kabelů ve stěně: a) trajektorie hlavních napětí, b) průběh normálových napětí, c) deformace stěny.

Na obrázku 8.8c je znázorněno přetvoření stěny v řezu, kde je situována kotva. Vlivem koncentrace napětí pod kotvou se zvětšuje nejen pružné, ale i plastické přetvoření od dotvarování betonu. Aby nedošlo k odtržení části stěny za kotvou, je nutno stěnu v místě kotvy řádně vyztužit.

Na obr.8.9 je znázorněna postupně betonovaná stěna nosníku výšky b a tloušťky d . Obrázek nahoře popisuje vždy celou konstrukci, obrázek dole výsek konstrukce. Nejdříve se vybetonuje levá část stěny a centricky se předepe silou P obr.8.9a. Pod kotvou vzniká ve stěně nerovnoměrné napětí $\sigma_{k,p}$. V řezu, ve vzdálenosti odpovídající výšce b , je stěna namáhána rovno-

měrným tlakovým napětím $a = P/bd$.

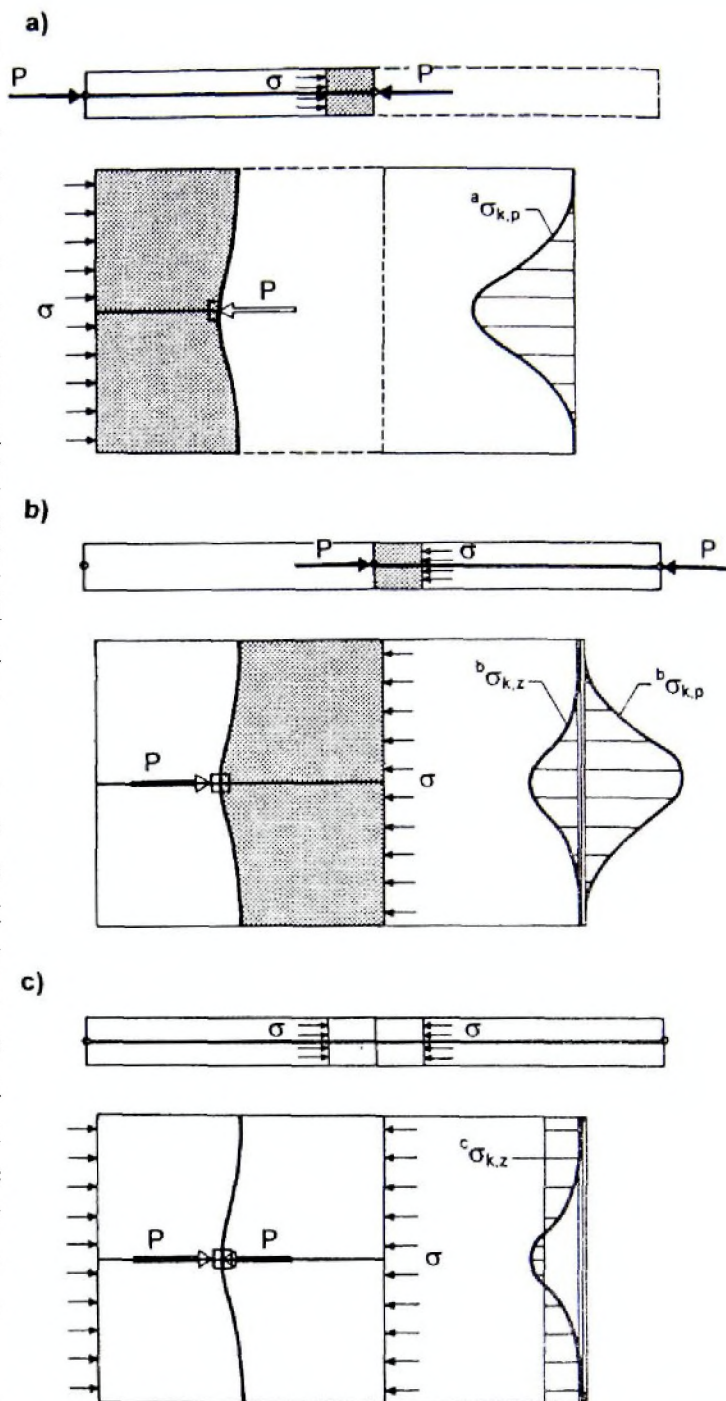
Následně se napojí předpínací kabel a vybetonuje se pravá část stěny. Po dosažení dostatečné pevnosti se kabel předeptne silou P - obr.8.9b. Působení kabelu lze nahradit silou P působící ve spojení a v kotvě. Pod kotvou vzniká ve stěně nerovnoměrné napětí ${}^b\sigma_{k,p}$, těsně za kotvou vzniká ve stěně nerovnoměrné napětí ${}^b\sigma_{k,z}$. V řezu, ve vzdálenosti odpovídající výšce b , je stěna namáhána rovnoměrným tlakovým napětím $\sigma = P/bd$.

Výsledné namáhání konstrukce (obr. 8.9c) je dáno součtem obou účinků. Podle nosníkového řešení by část konstrukce mezi oběma řezy měla být namáhána rovnoměrným tlakem, ve skutečnosti je však výsledná napjatost dána součtem napjatostí získaných v obou krocích ${}^c\sigma = {}^a\sigma + {}^b\sigma$. Je zřejmé, že vpravo od spojky vznikne koncentrace namáhání, vlevo, těsně za kotvou, dokonce tah ${}^c\sigma_{k,z}$.

Tato skutečnost vysvětluje, proč ve sparách vznikly trhliny. Je tedy zřejmé, že prutové řešení nemůže vystihnout složitou napjatost v oblasti spojky

kabelů. Konstrukci je tedy nutno v této oblasti podrobně řešit nebo dodržet obecně uznávané konstrukční zásady. Podle nich lze ve spáře kotvit jen polovinu kabelů a kotvy je nutno rovnoměrně rozmístit po průřezu - obr.8.7b. Řešení podle obr. 8.6a je tedy nepřijatelné.

Komorové nosníky lze předeptnout kabely, které se nad podporami překrývají a které jsou kotveny v rozšířené části stěn u podpor - obr.8.6b. Při



Obr.8.9 Napětí ve spáře postupně betonované stěny: a) předeptnutí první části b) předeptnutí druhé části, c) výsledná napjatost.

řešení je nutno pamatovat na zachycení tahových napětí za kotvami a na posouzení příčného ohybového namáhání stěn.

U ostatních konstrukcí se ve spáře kotví jen polovina kabelů rovnoměrně rozdělená po průřezu. Druhou polovinu kabelů je nutno osadit v plné délce. Protože část kabelů situovaných v následně betonované části je nutno ohnout a prozatímně umístit nad budované pole (obr.8.6c), používá se řešení, ve kterém se tyto kabely kotví v takzvané plovoucí spojce. Tato spojka, která je situována v prostoru za kotvami, umožňuje spojení jednotlivých lan (obr.8.6d). Lana jsou situována v rozšířeném kabelovém kanálku navrženém tak, aby umožnila protažení lan bez jejich kontaktu s okolním betonem.

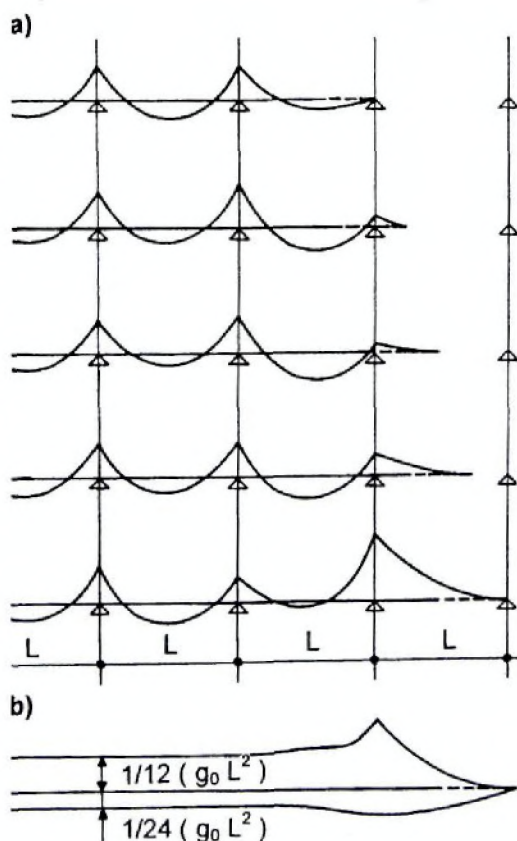
KONSTRUKCE VYSOUVANÉ

Při vysouvání je konstrukce namáhána ohybovým momentem obou znamének. Maximální ohybové namáhání vzniká ve vysouvané konzole. Mezi vnitřními podpěrami je konstrukce od vlastní tíhy g namáhána ohybovými momenty, jejichž velikost dosahuje hodnot dokonale vetknutého nosníku, to je $-1/12 g_0 L^2$, popřípadě $1/24 g_0 L^2$. Pro toto namáhání je konstrukce předepnuta centrickým předpětím. Pro informaci na obr.8.10 uveden průběh ohybových momentů ve vysouvané konstrukce, u které je ohybový moment ve vysouvané konzole redukován ocelovým výsuvným nosem (obr.4.9a).

V německy mluvících zemích je centrické předpětí tvořeno předpínacími tyčemi situovanými v horní a spodní desce. Toto předpětí je po vysunutí doplněno o průběžné kabely vedené ve stěnách nosníku. Tyto kabely se překrývají v nálitcích situovaných na stěnách, ve kterých jsou také kotveny (obr.8.11a).

S rozvojem vnějšího předpětí byly ve Francii vyvinuty konstrukce, které byly centricky předepnuty dvěma systémy vnějších kabelů. Definitivními kabely s průběhem, odpovídajícím průběhu ohybových momentů, a montážními kabely s průběhem opačným (obr. 8.11b). Po vysunutí se montážní kabely odstraní a použijí se u jiné konstrukce.

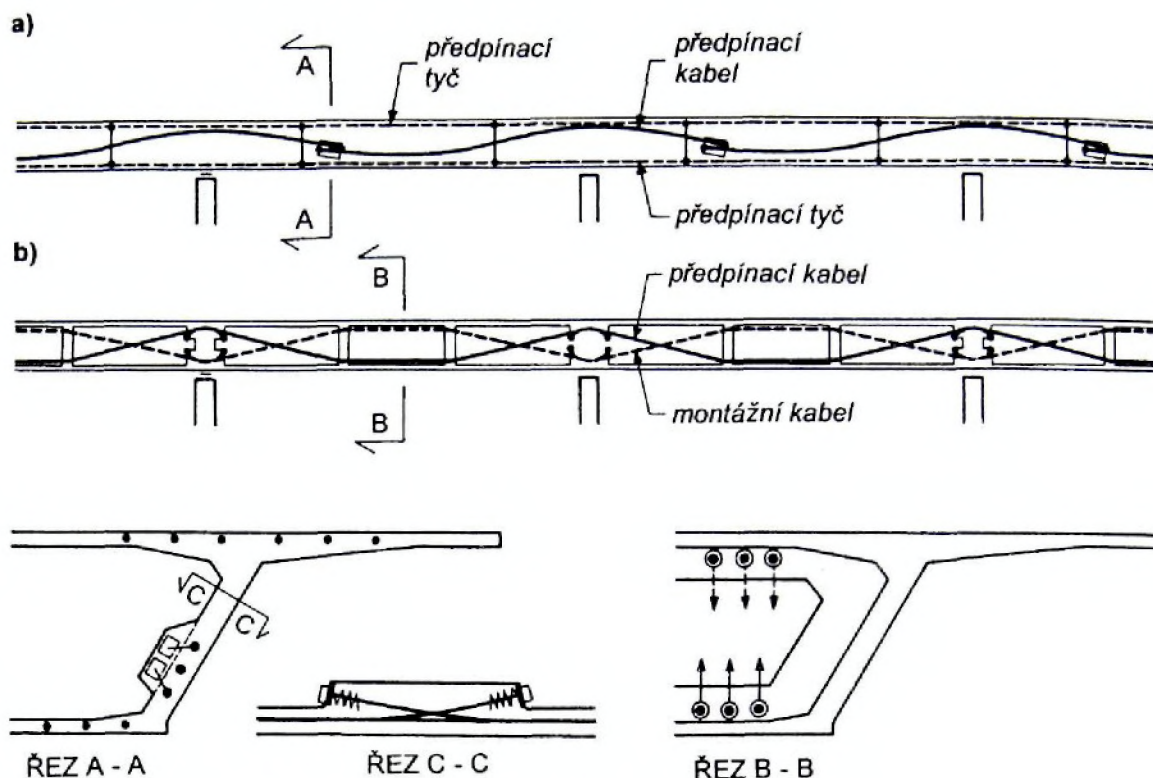
Je samozřejmé, že centrické předpětí lze kombinovat s vnějšími kabely, které



Obr.8. 10 Vysouvaná konstrukce:

a) průběh momentů při vysouvání, b) obalová čára momentů.

lze kotvit v podporových příčnicích, popřípadě v nálticích situovaných v rozích komorového průřezu.



Obr.8.11 Vysouvaná konstrukce - uspořádání kabelů.

KONSTRUKCE BETONOVANÉ NEBO MONTOVANÉ LETMO (KONZOLOVÉ MOSTY)

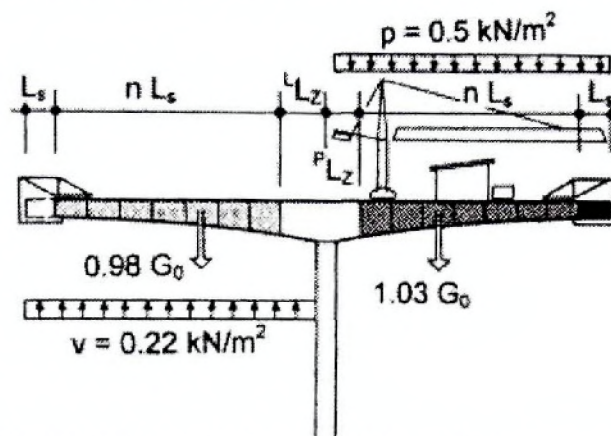
Konstrukce betonované nebo montované letmo se obvykle staví postupně po segmentech v rovnovážné konzole směřující od podpěr ke středu mostu. S ohledem na konzolový moment je letmo betonovaná konstrukce obvykle tvořena komorovým nosníkem, který by pro rozpětí větší než 60 m měl mít s ohledem na hospodárnost řešení proměnný průřez. Výška nad podporou je obvykle 1/18 rozpětí, výška v poli 1/40 rozpětí. Z estetického hlediska se osvědčil plochý parabolický náběh tvaru $y = a x^{1.6}$.

První konstrukce byly rámově spojeny s pilíři a uprostřed rozpětí byl navržen posuvný kloub. Protože vlivem dotvarování betonu vykazují tyto konstrukce velké deformace, již se nenavrhují. Nahrazují se spojitými konstrukcemi. U dlouhých konstrukcí tvořených řadou letmo betonovaných polí se v nedávné době v dilatačních polích použilo řešení podle obr.3.5. Moment v poli je zde přenášen vnitřním ocelovým nosníkem.

Uspořádání konstrukcí nad podpěrami vychází z požadavku na zajištění stability při stavbě. Letmo betonovanou nebo montovanou konzolu je nutno posoudit na možnost nerovnoměrného zatížení od betonovaného nebo mon-

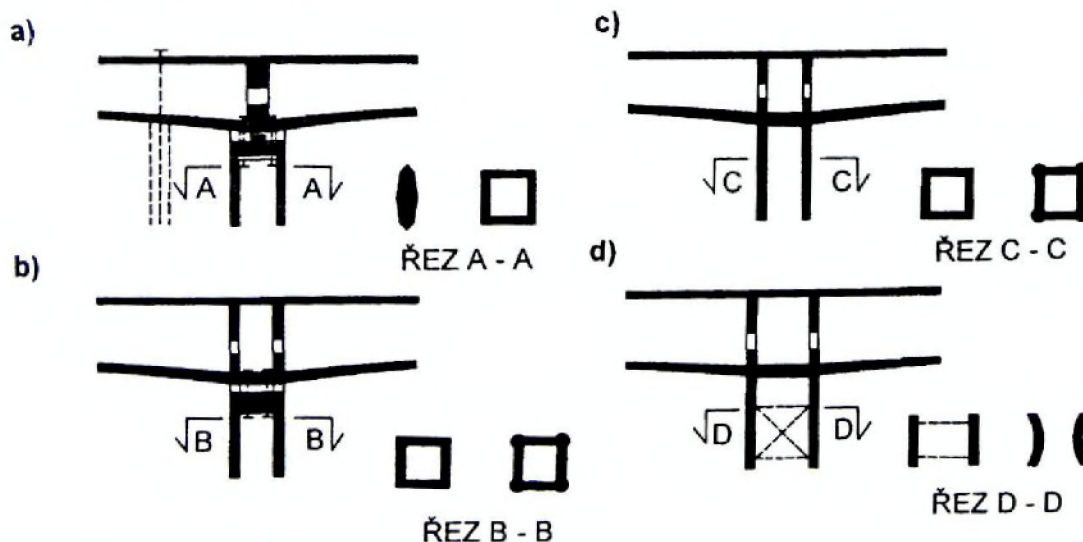
tovaného segmentu, na možnost nerovnoměrného rozložení hmoty, na zatížení větrem a na koncentraci nahodilého zatížení situovaného na jedné straně konstrukce. Protože nerovnoměrné zatížení a tomu odpovídající moment mohou dosáhnout značných hodnot, navrhuje se někdy nesymetrický zárodek nebo montážní podepření jen na jedné straně a předepisuje se postup betonáže *symetrických* segmentů - obr.8.12. Nejdříve se betonuje segment na straně kratšího zárodku, potom na straně delšího zárodku. Podobně u jednostranné montážní podpěry začíná betonáž na straně této podpěry a následuje betonáž na opačné straně.

Požadavek na zajištění stability konstrukce při stavbě ovlivňuje konstrukční řešení konzolových mostů. Konstrukce může být podepřena jediným ložiskem, dvojicí ložisek, nebo může být rámově spojena s ohybově tuhou podpěrou nebo s dvojicí štíhlých podpěr - obr.8.13.



Obr.8.12 Montážní zatížení letmo betonované konzoly.

U nízkých mostů je mostovka obvykle podepřena ložisky situovanými na štíhlých podpěrách. Jediné ložisko se také někdy navrhuje u vysokých mostů - obr.8.13a. V tomto případě je mostovka v průběhu stavby montážně připnuta přes betonové bloky k pilíři. Po vybetonování a předepnutí střední spáry se montážní podepření zruší a zatížení se přesune do definitivního ložiska. Pilíře je tedy nutno navrhnout nejen na provozní zatížení, ale také na velké montážní zatížení.



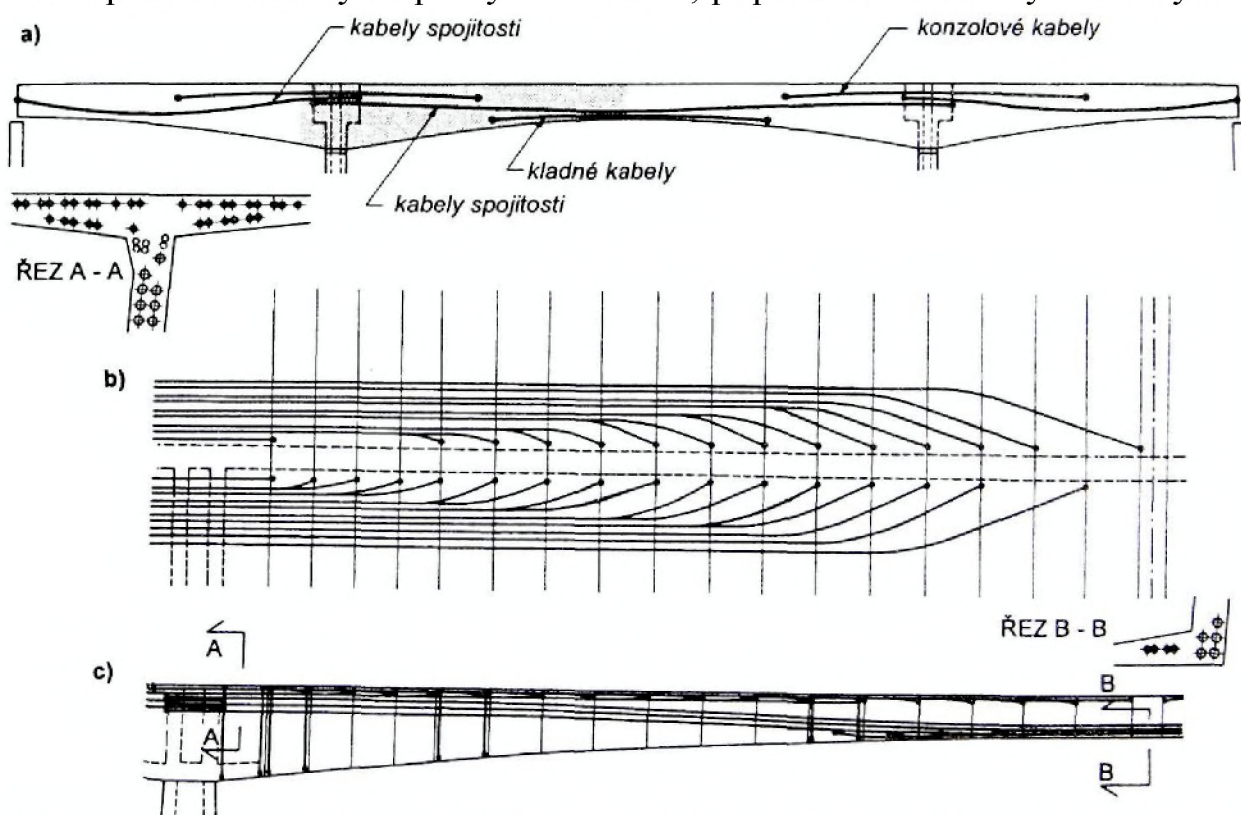
Obr.8.13 Podepření konzolových mostů.

Ve francouzsky mluvících zemích se mostovka často podepírá dvojicí neoprénových ložisek, která zajišťují pružné vetknutí konstrukce do podpěr a zároveň svým zkosením umožňují vodorovný posun vyvolaný objemovými změnami - obr.8.13b. V průběhu stavby se mostovka, podobně jako u konstrukcí podepřených jediným ložiskem, připíná přes montážní betonové bloky k pilířům.

U vysokých pilířů se mostovka často rámově spojuje s pilíři - obr.8.13c. Jejich tuhost se pečlivě volí tak, aby pilíře byly schopny zajistit stabilitu montované konstrukce a zároveň umožnily vodorovné deformace od objemových změn. Rámově spojeným konstrukcím se dává přednost v seismických oblastech, u kterých je průřez pilířů tvořen čtyřmi kruhovými sloupy spojenými stěnami. Sloupy jsou navrženy jako prvky z ovinutého betonu.

Mostovka je často také rámově spojená s dvojicí štíhlých stojek obr.8.13d. Ty zajišťují pružné vetknutí mostovky do podpěr a zároveň svojí deformací umožňují vodorovný posun vyvolaný objemovými změnami. Stojky se někdy montážně vyztužují. Dvojice štíhlých stojek, které z čistě technického hlediska představuje velice elegantní řešení, mnohdy působí ve spojení s mohutnou mostovkou nepřírozeně. Vhodným půdorysným zakřivením podpěr se výrazně zlepší estetické působení. Při pečlivém návrhu lze tuhost stojek navrhnut tak, aby byly zachovány všechny výhody řešení a zároveň se odstranilo montážní ztužení stojek.

Na obr.8.14 je uvedeno typické uspořádání předpětí konzolové konstrukce. V průběhu stavby se po vybetonování, popř. smontování symetrických

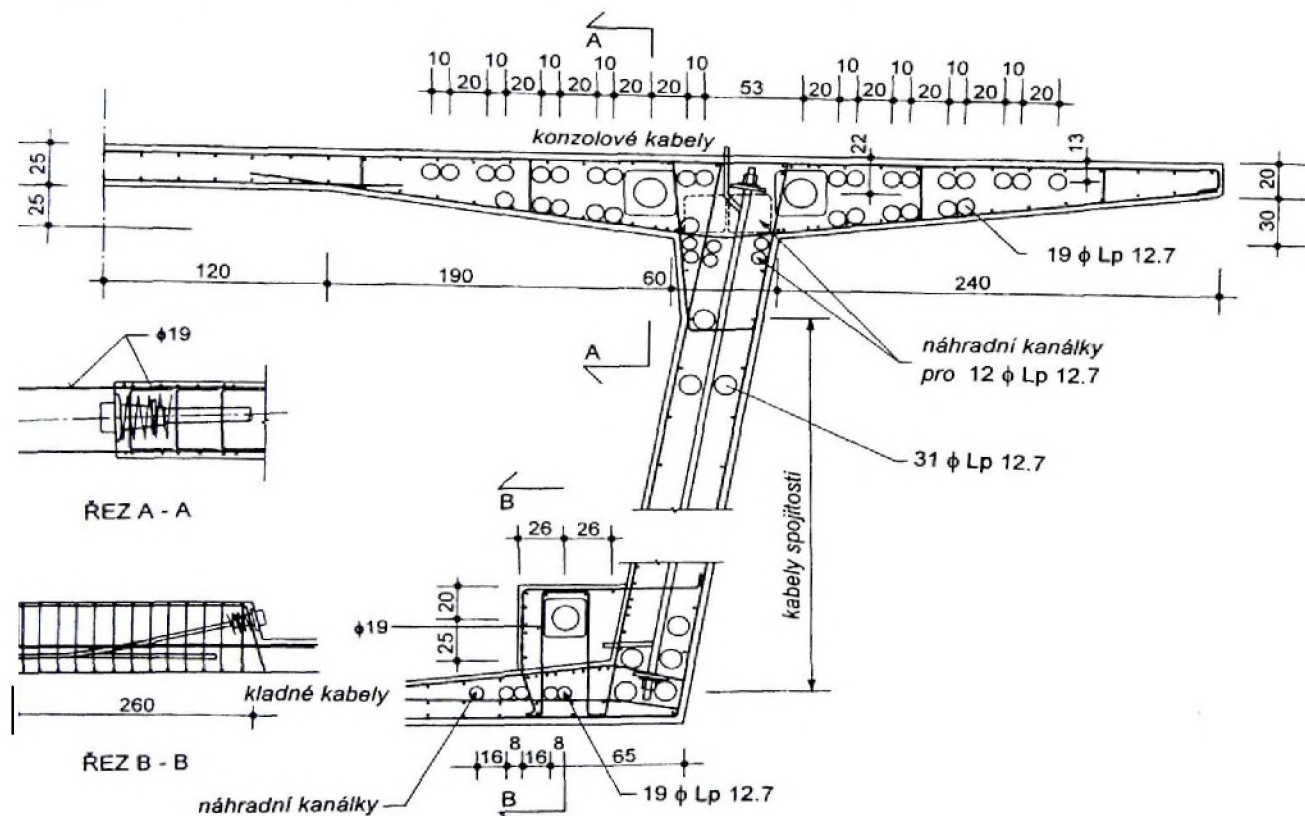


Obr.8.14 Uspořádání předpínacích kabelů typické letmo betonované nebo montované konstrukce: a) schéma kabelů, b) půdorys konzolových kabelů, c) podélný řez

segmentů napínají předpínací kabely situované v mostovkové desce. Obvykle se nazývají konzolové (záporné) kabely (cantilever cables).

Po vybetonování střední spáry se napínají kabely situované poblíž středu rozpětí, nazývané kladné kabely (span tendons). Dále se také napínají kabely spojitosti, které probíhají přes jedno pole. Mohou být vnitřní, soudržné anebo vnější, nesoudržné. Soudržné kabely jsou obvykle kotveny v zesílené části stěn u podpěr, nesoudržné jsou kotveny v podporových příčnicích. Soudržné i nesoudržné kabely se nad podpěrami vzájemně překrývají.

Na obr.8.15 je uvedeno detailní vyztužení typické letmo betonované konstrukce postavené za autorovy účasti na Tchaj-wanu. V obrázku jsou vykresleny všechny kabely včetně jejich kotev a svislého předpětí. Protože při stavbě může dojít k přetržení předpínacích lan nebo k poruše některého kanálku, vyžadují mezinárodní doporučení, aby projekt pamatoval na možnost doplnit předpětí dalšími konzolovými kabely. Pro ně je nutno při stavbě vytvářet volné kabelové kanálky a vytvořit prostor pro osazení kotev. V případě, že se nevyužijí, kabelové kanálky se zainjektují. Podobně se navrhuje i náhradní kabelové kanálky pro kladné kabely.



Obr.8.15 Uspořádání kabelů a betonářské výztuže v řezu typické letmo betonované nebo montované konstrukce.

Mezinárodní doporučení také vyžadují, aby bylo možno konstrukci v budoucnosti zesílit předepnutím dodatečnými vnějšími kabely. Pro tyto kabely je nutno vytvořit v podporových příčnicích kabelové kanálky a v polích na-

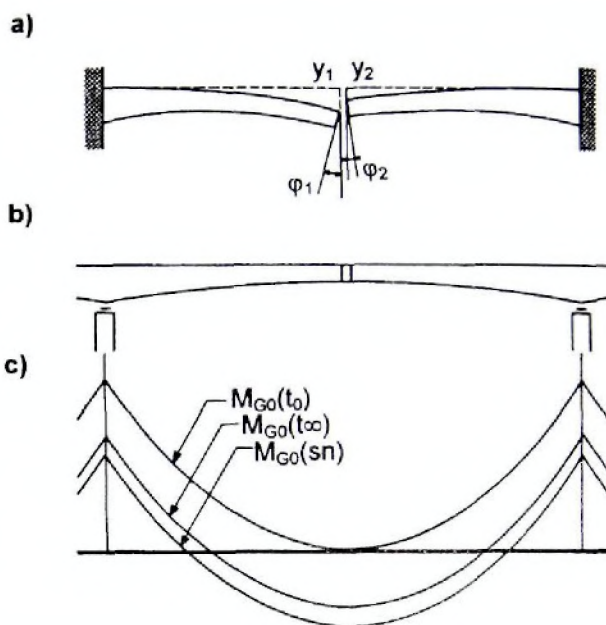
vrhnout deviátory. Výztuž konstrukce musí zajistit přenos sil z kabelu do konstrukce.

Protože po smontování konstrukce je moment od vlastní tíhy uprostřed rozpětí nulový, vzniká v průřezech poblíž střední spáry od nahodilého zatížení moment obou znamének. Proto se u prefabrikovaných segmentových konstrukcí, jejichž spáry nejsou vyztuženy betonářskou výztuží, také navrhuje uprostřed rozpětí krátké kabely situované v horní desce. Tyto kabely se zejména používají u konstrukcí navrhovaných v seismických oblastech.

Letmo betonované nebo montované konstrukce jsou sestaveny z prvků - segmentů různého stáří a po vybetonování střední spáry konstrukce mění statický systém. Proto u ní dochází k výraznému přerozdělení vnitřních sil. Před zmonolitněním střední spáry působí konstrukce jako symetrické konzoly, po zmonolitnění jako konstrukce. Protože nově vzniklé vazby brání volnému dotvarování konzoly, vznikají v konstrukci doplňkové statické účinky - uprostřed rozpětí vzniká kladný moment, který redukuje moment nad podporou - obr.8.16. Zároveň se namáhání přesouvá z mladších prvků do prvků starších.

U mostů velkých rozpětí představuje zatížení stálé podstatnou část statických účinků. U konzolových mostů působí vlastní tíha na konzole; je přenášena konzolovými kabely situovanými v horní mostovkové desce. Jak je uvedeno v kapitole 6, obr.6.10, mohou tyto kabely vyrovnat moment od vlastní tíhy, posouvající sílu však redukuje jen minimálně. Konstrukce se tedy také deformuje vlivem posouvající síly. Touto skutečností je vysvětlováno, proč u některých letmo betonovaných konstrukcí dochází k nárůstu dlouhodobých deformací.

Statická analýza proto musí zohlednit uvedené problémy. Je nutno určit nadvýšení konstrukce tak, aby za provozu nedošlo k omezení provozuschopnosti konstrukce vyvolané nadměrnými průhyby. Protože napjatost konstrukce, a tedy i deformace závisí na historii zatížení, je nezbytné provést podrobnou časově závislou analýzu zohledňující postup stavby, napínání kabelů, všechna montážní přitížení a odtížení a měnící se okrajové podmínky. Při návrhu letmo betonovaných mostů je nutno postupovat v souladu

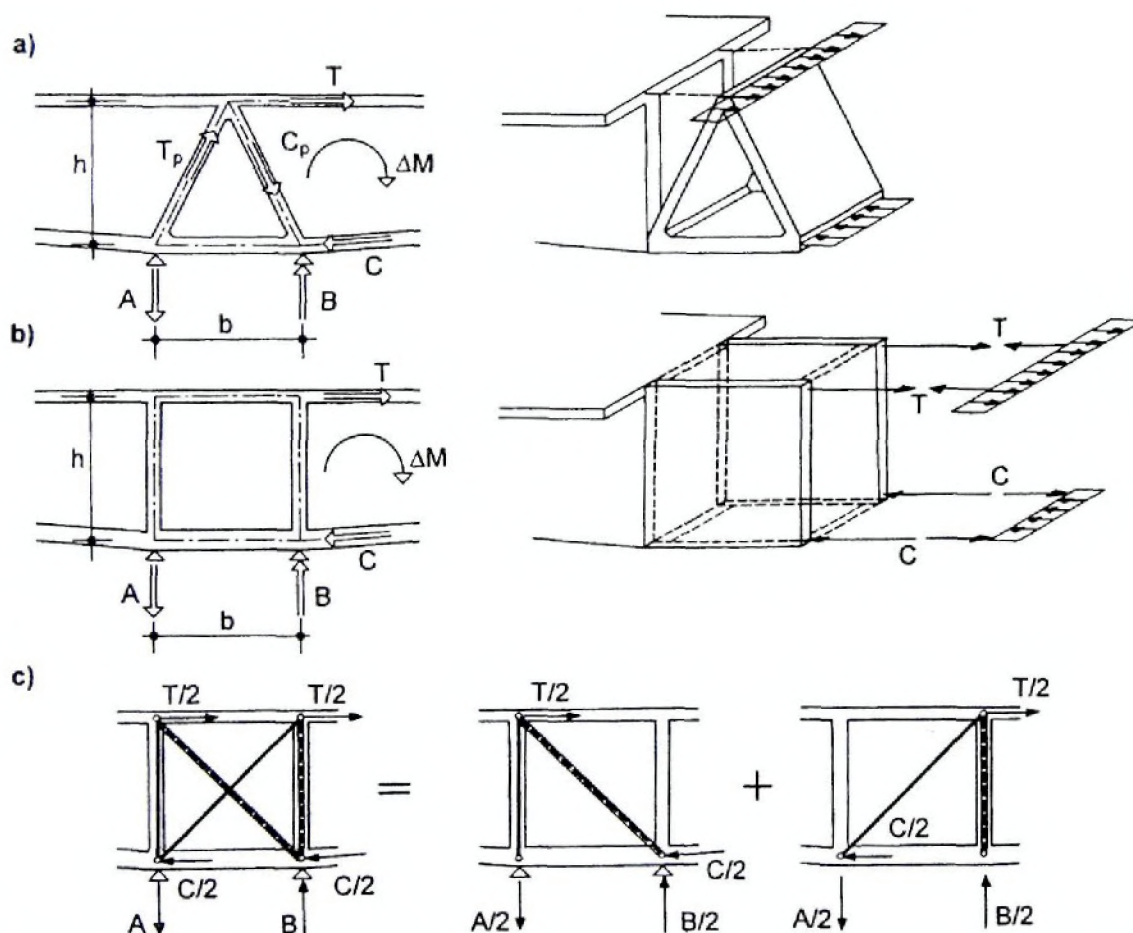


Obr.8.16 Redistribuce momentů v konzolové konstrukci: a) podstata problému, b) schéma konstrukce, c) průběh momentů.

s doporučením [24]. V doporučení je také uvedeno, jak redukovat smykovou plochu a tak zohlednit vliv smykových deformací.

Je zřejmé, že bezpečnost konzolových konstrukcí závisí na zajištění stability letmo betonované nebo montované konstrukce při stavbě. Při stavbě je mostovka nad podpěrami zleva namáhána momentem M_L , zprava momentem M_P . Rozdíl těchto momentů $\Delta M = M_L - M_P$ musí být přenesen do spodní stavby. Za provozu vzniká rozdílný moment ΔM také u rámových konstrukcí, popřípadě u konstrukcí podepřených dvojicí ložisek nebo štíhlých stojek.

Rozdíl momentů ΔM můžeme nahradit dvojicí sil $T = C = \Delta M/h$ - obr.8.17. Tah T působící v horní desce musíme přenést do spodní stavby, která je namáhána reakcemi $A = -B = \Delta M/b$. Způsob přenesení tahové síly T závisí na návrhu vyztužení konstrukce podporovými příčnicí.



Obr.8.17 Zachycení nerovnovážného momentu: a) skloněné příčnice, b) svislé příčnice, c) výpočtový model.

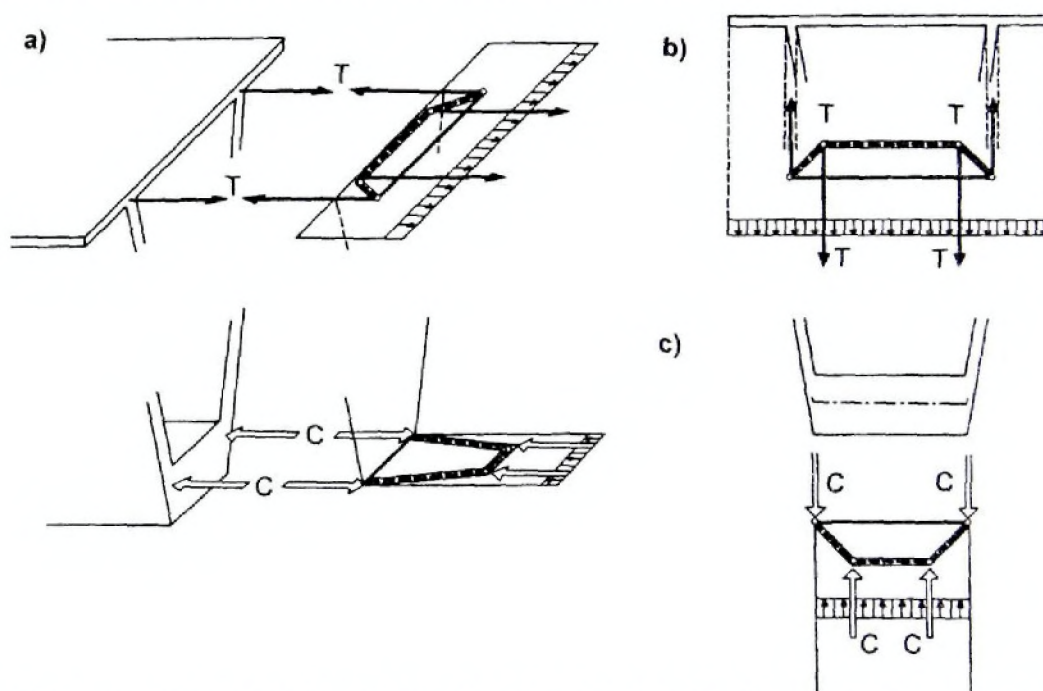
Ze statického hlediska je výhodné, když je podporový prvek tvořen dvojicí skloněných příčnic - obr.8.17a. Tah z horní desky je přenášen dvojicí sil $T_p = -C_p$ působících v těchto příčnicích. Protože provádění skloněných příčnic je velmi pracné, navrhuje se toto řešení jen ve speciálních případech.

Konstrukce podepřené jedním ložiskem jsou nad podporou vyztuženy je-

diným příčnickem, u ostatních typů podepření jsou konstrukce většinou podepřeny dvojicí svislých příčníků situovaných přímo nad ložisky nebo stěnami stojek. Příčníky mají velkou stěnovou, ale malou deskovou tuhost. Proto je vodorovná síla T přenášena do spodní stavby krajními stěnami komorového nosníku - obr.8.17b.

Způsob přenosu sil byl podrobně analyzován prof. Mathivatem a prof. Ghali [22], kteří řešili různě podepřenou prostorovou konstrukci modelovanou deskostěnovými prvky. Na základě analýzy doporučují zjednodušený postup vycházející z příhradové analogie. Doporučují nahradit vodorovné síly T a C dvojicemi sil $T/2$ a $C/2$ působícími v horních a dolních rozích krajních stěn nad podpěrami. Vodorovná síla $T/2$ se přenesse systémem tažených a tlačенých prutů - obr.8.17c. Na tahovou sílu se navrhne dodatečná výztuž stěn, na tlakovou sílu se posoudí beton.

Při návrhu je nutno si uvědomit, že normálové napětí působící v horní popřípadě dolní desce je nutno přenést do rámových rohů - obr.8.18. Normálové napětí se nahradí výslednicí sil a systémem tažených a tlačенých prutu se přenesse do rámových rohů. Na síly, které vznikají v příčných tažených prutech, se navrhne příčná výztuž horní a dolní desky.



Obr.8.18 Přenos normálového napětí z horní a dolní desky do rámových rohů: a) axonometrický pohled, b) horní deska, c) spodní deska.

Protože i konstrukce podepřené jediným ložiskem jsou při stavbě podepřeny dvojicí podpěr, Je nutno i u těchto konstrukcí přenést montážní moment ΔM do spodní stavby. Stěny a horní a spodní desky komorového nosníku je nutno vyztužit na síly popsané v předcházejících odstavcích.

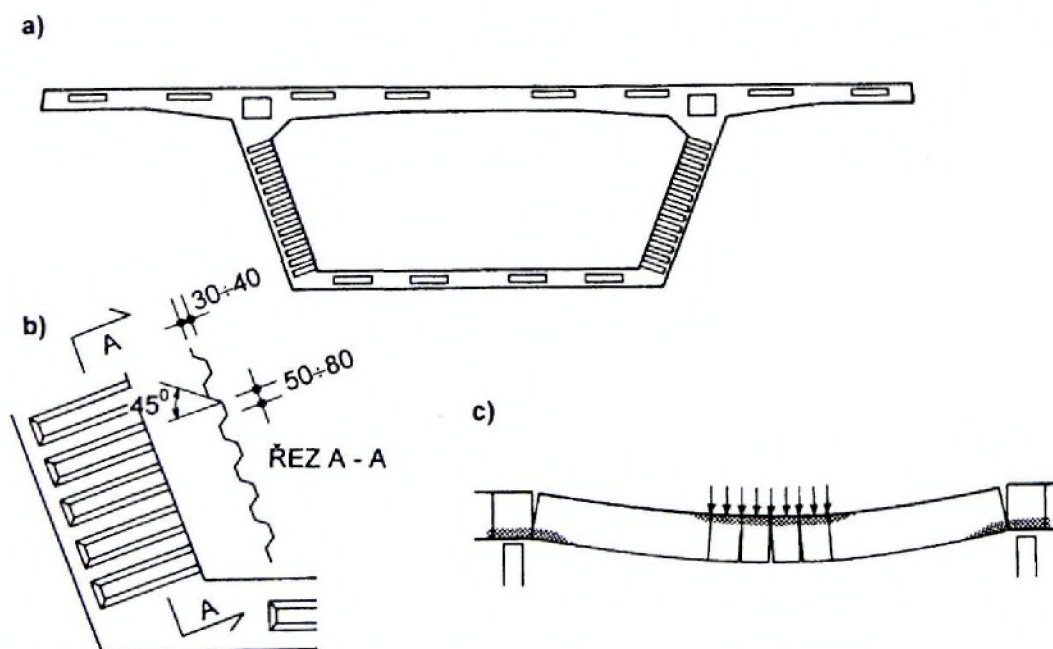
PREFABRIKOVANÉ SEGMENTOVÉ KONSTRUKCE

Segmentová technologie umožňuje velmi rychlou montáž nezávislou na terénu. Prefabrikované segmenty lze vyrobit v továrních podmínkách zajišťujících vysokou kvalitu. Protože prefabrikované segmenty se montují minimálně jeden měsíc po jejich výrobě, jsou dlouhodobé ztráty předpětí od dovtarování a smršťování betonu výrazně nižší než u monolitických konstrukcí. Také dlouhodobé deformace konstrukce od těchto účinků jsou menší.

Úspěch segmentové technologie závisí na dokonalém vyřešení spar mezi segmenty. Jestliže u prvních konstrukcí byly navrhovány betonové spáry, navrhuje se nyní převážně spáry vyplněné epoxidovým tmelem. U některých konstrukcí stavěných na výsuvné skruži se nyní navrhuje spáry bez výplňového materiálu.

Autor je přesvědčen, že v našich podmínkách je epoxidový tmel nezbytný. V době montáže nemá epoxidový tmel žádný koeficient tření, a proto působí jako mazadlo sloužící k navedení sousedních segmentů, za provozu zajišťuje vodotěsnost spar. I když správně vytvrzený epoxidový tmel má poměrně velkou tahovou a smykovou únosnost, s jeho statickou funkcí se nepočítá.

Při montáži musí přenést smyk ve spáře smykový ozub. Dříve se ve sparách navrhovaly jediné smykové ozuby - obr.4.18. Protože zde vznikaly velké koncentrace napětí, nahradily se mnohonásobnými ozuby situovanými rovnoměrně po výšce stěn segmentu - obr.8.19a. Aby byl zajištěn přenos místního ohybu a smyku i v horní a spodní desce, navrhuje se zde ozuby



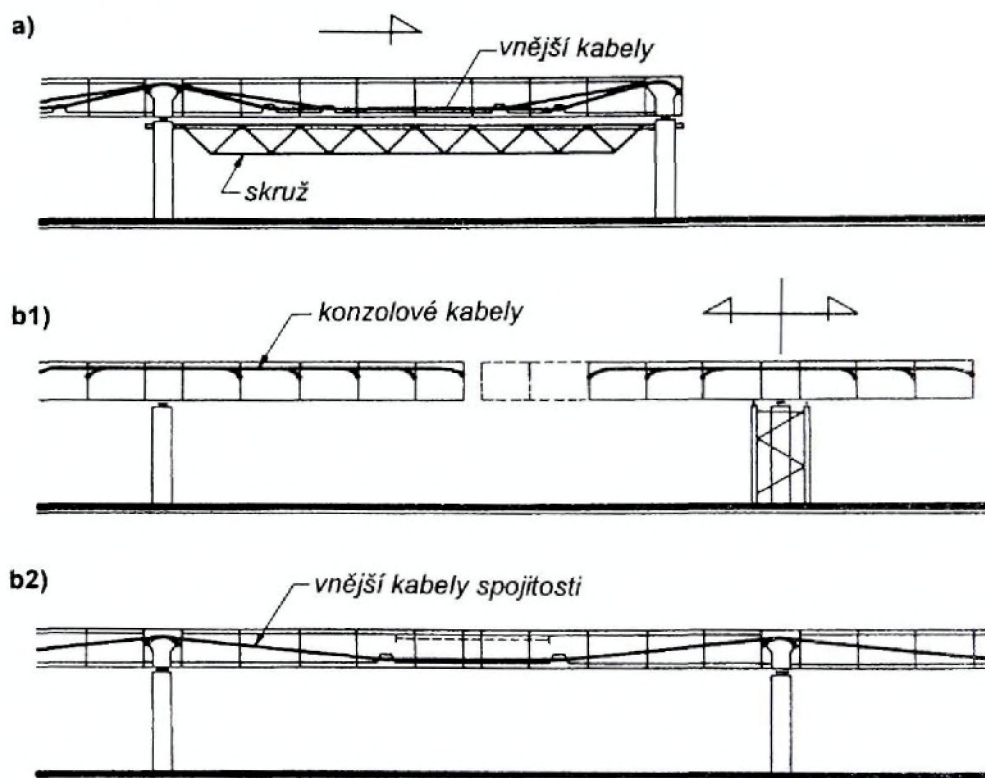
Obr. 8.19 Ozuby segmentové konstrukce: a) čelo segmentu, b) detail ozubů, c) mechanismus porušení.

také. S ohledem na přenesení smyku v mezním stavu je vhodné ve styku stěny s horní deskou navrhnout další ozub a tlačný beton řádně vyztužit (ovinout) betonářskou výztuží (obr.8.19c) [36].

Při návrhu montážního předpětí je třeba pamatovat na skutečnost, že je nutno zvětšit předpětí o složku vlastní tíhy segmentu působící na skloněnou plochu ozubů.

Jak již bylo uvedeno, úspěch segmentové technologie závisí na dokonalém provedení spar. Je nutno si uvědomit, že je podstatný rozdíl mezi segmentovými konstrukcemi montovanými na skruži a konstrukcemi montovanými letmo.

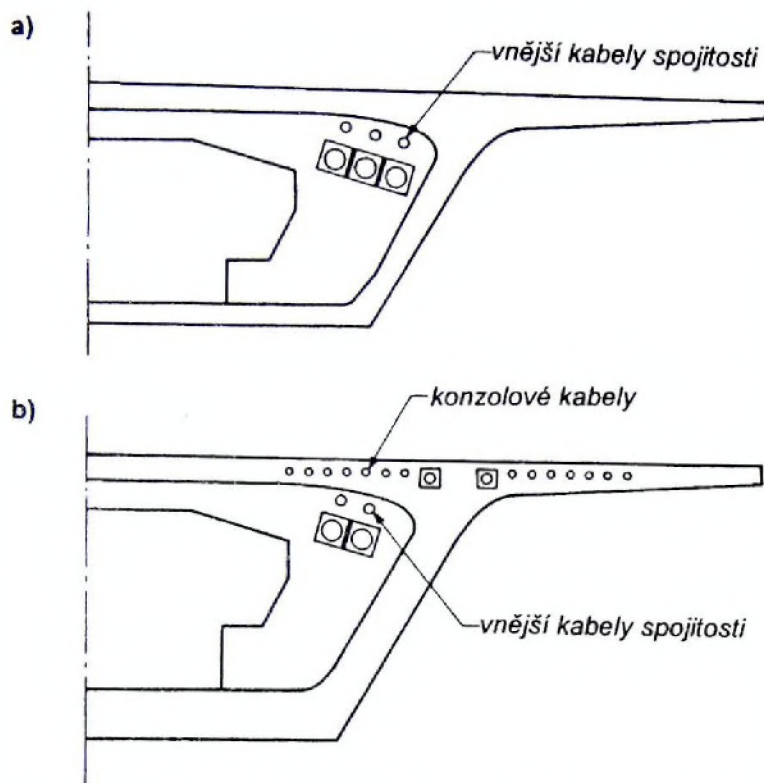
Konstrukce sestavované na skruži (obr.8.20a) jsou předpínány vnějšími kabely kotvenými v podporových příčnicích. Vnější kabely, které jsou tvořeny předpínacími lany zainjektovanými v polyethylenových trubkách, jsou dokonale chráněny proti korozi (obr.8.21a). V případě otevření spar nemůže k jejich korozi dojít.



Obr.8.20 Montáž a uspořádání předpínací výztuže: a) segmentová konstrukce montovaná na skruži, b) segmentová konstrukce montovaná letmo.

Naopak u segmentové konstrukce montované letmo jsou konzolové kabely situovány při povrchu konstrukce (obr.8.20.b a 8.21b). V případě porušení izolace, otevření spáry nebo při nedokonalé injektáži může dojít k pronikání vody k předpínacím kabelům a jejich následné korozi.

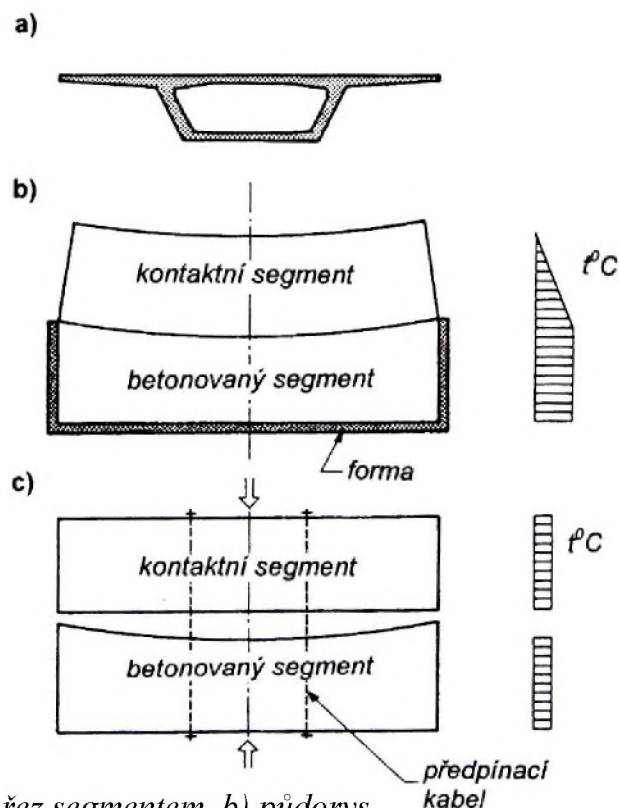
I když jsou segmenty kontaktně vyráběny, může dojít při jejich výrobě k deformacím segmentů, které následně ovlivní tvar sousedních čel. Nerov-



Obr.8.21 Uspořádání předpínací výztuže v příčném řezu: a) segmentová konstrukce montovaná na skruži, b) segmentová konstrukce montovaná letmo.

tvaru, zakřivené čelo betonovaného segmentu však zůstane. Protože tvar sousedních čel není totožný, dochází při montáži k drcení betonu v dotkových plochách a ke vzniku trhlin.

I při sebevětší snaze se nepodaří navrhnout průřezy segmentů tak, aby všechny prvky měly stejnou tloušťku - obr.8.23a. Proto v době montáže je vlivem diferenčního smrštění délka segmentů po šířce rozdílná obr.8.23b. Vlivem nerovnosti čel vznikají při montáži podobné problémy jako problémy popsané v předcházejícím odstavci.



Obr.8.22 Vliv hydratačního tepla: a) příčný řez segmentem, b) půdorys formy, c) půdorys segmentů při montáži.

nost čel způsobuje netěsnost spar, drcení kontaktních ploch a vznik podélných trhlin. Nerovnost čel je způsobena zejména dvěma následujícími problémy.

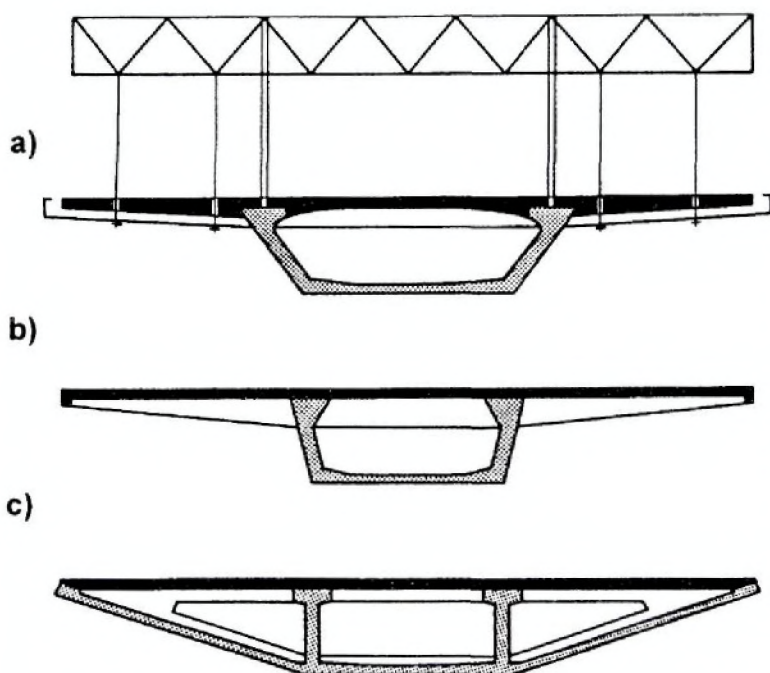
Na obr.8.22 je ukázán půdorys výrobní buňky (obr.4.16). V nově vybetonovaném segmentu je vlivem hydratačního tepla vyvinutého při tuhnutí betonu větší teplota než v kontaktním segmentu. Proto v kontaktním segmentu vznikne teplotní spád, který způsobí jeho deformaci - prohnutí. Proto je vyráběný segment vyroben se zakřiveným čelem.

Na skládce se kontaktní segment vrátí do původního

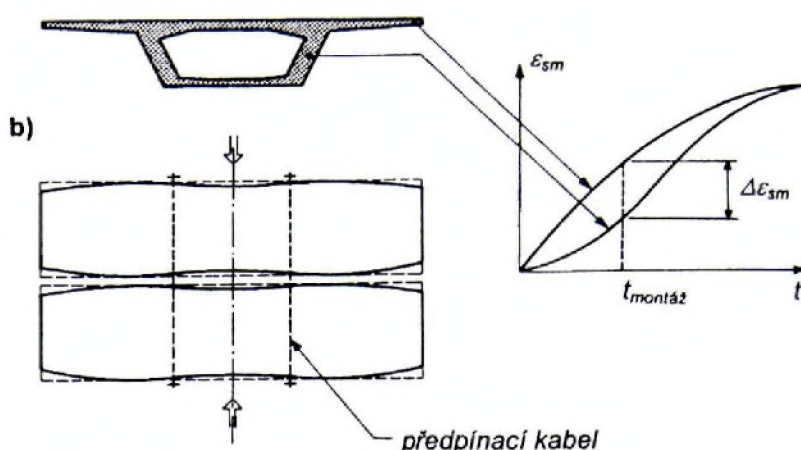
Z těchto důvodů je a) vhodné, zvláště u širokých mostů, navrhnout konstrukci z prefabrikovaných segmentů a monolitické spřažené desky (obr.8.24). Nedávné realizace těchto konstrukcí potvrdily hospodárnost a účelnost tohoto řešení.

Prefabrikované segmenty, které jsou tvořeny žebry a spodní deskou,

umožňují montáž nezávislou na terénu, zatímco monolitická deska dává konstrukci spojitost a monolitčnost. Vytváří také další ochranu proti korozi pro předpínací konzolové kabely.



Obr.8.24 Segmentová konstrukce se spřaženou deskou: a) jednokomorová konstrukce, b) jednokomorová konstrukce s příčnicí, c) tříkomorová konstrukce.



Obr. 8.23 Vliv diferenčního smrštění: a) příčný řez segmentem, b) půdorys segmentů při montáži.

Konstrukce může být tvořena segmentem korýtkového průřezu a monolitickou deskou obr.8.24a, anebo korýtkového průřezu vybetonovaného současně s příčnicí, které slouží pro podepření bednění horní desky - obr.8.24b. Nedávno byla realizována konstrukce tříkomorového průřezu, u které byl segment vybetonován současně s vnějšími skloněnými stěnami, které podpíraly bednění horní desky - obr.8.24c.

9. LITERATURA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Standard Specifications for Highway Bridges. Washington D.C. 1987.
- Bechyně, S.: Betonové mosty trámové a rámové. SNTL. Praha 1954.
3. Bechyně, S.: Betonové mosty obloukové. SNTL. Praha 1954,
4. Collins, M.P. - Mitchell, D.: Prestressed Concrete Basics. CPCI. Ottawa 1987.
5. Favre, R. - Markey, I.: Generalization of the load balancing method. Prestressed Concrete in Switzerland 1990-1994. 12th Congress FIP, Washington D.C.,USA.
6. FIP Recommendations 1996 - Practical Design of Structural Concrete. FIP Congress Amsterdam 1998
7. Gerwick, B. C: Construction of Prestressed Concrete Structures. John Wiley & Sons. New York 1993.
8. Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. AASHTO - ASBI, Phoenix 1998.
9. Hambly, E. C: Bridge deck behaviour. E&FN Spon. London 1991.
10. Hampe, E.: Spannbeton. VEB Verlag für Bauwesen. Berlin 1978.
11. Janda, L. - Kleisner, Z. - Zvara, J.: Betonové mosty. SNTL 1988
12. Kaucký, Z.: Předpjatý beton pro mostní stavby. SNTL 1971.
13. Klimeš, J. - Zůda, K.: Betonové mosty 1. SNTL 1968
14. Klimeš, J. - Zůda, K.: Betonové mosty 2. SNTL 1969
15. Křístek, V.: Teorie výpočtu komůrkových nosníků. SNTL Praha 1974.

16. Leonhardt, F. - Koch, R. Rostásy, R: Aufhängebewerung bei indirekter Lasteintragung von Spannbetonträgern, Versuchsbericht und Empfehlungen. Beton und Stahlbetonbau 10/1971.
17. Leonhardt, R: Vorlesungen über Massivbau. Grundlagen des Massivbrückenbaues. Springer-Verlag Berlin 1979.
18. Leonhardt, R: Prevention of Damages in Bridges. Proceedings of the 9* FIP Congress. Stockholm 1982.
19. Leonhardt, R: Bridges. Aesthetics and Design. Deutsche Verlags-Anstalt GmbH Stuttgart 1984.
20. Liebenberg, A. C: Concrete bridges -- design and construction. John Wiley & Sons. New York 1992.
21. Lin, T.Y., - Burns, N. H.: Design of Prestressed Concrete Structures. John Wiley & Sons. New York 1981.
22. Mathivat, J.: The cantilever construction of prestressed concrete bridges. John Wiley & Sons. New York 1983.
23. Menn, C: Stahlbetonbrücken. Springer-Verlag, Wien, New York 1986.
24. Ministerstvo dopravy a spojů. Doporučení pro navrhování nových a posuzování stávajících betonových mostů PK. Praha 2000.
25. Navrátil J. - Časově závislá analýza rámových konstrukcí, Stavebnický časopis, 7 (40), s. 429-451, 1992.
26. Podolny, W. - Muller, J.: Construction and Design of Prestressed Concrete Bridges. John Wiley & Sons. New York 1982.
27. Priestly, J. N. - Seible, F. - Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons. New York 1996.
28. Schlaich, J. - Schäfer, K. - Jennewein, M.: Toward a Consistent Design of Structural Concrete. PCI Journal, May/June 1987.
29. Schlaich, J. Scheef, H.: Beton-Holkastenbrücken. IABSE, Zurich 1982.

30. Stráský, J.: Řešení konstrukcí betonových mostů metodou náhradního roštu. Inženýrské stavby 8/79.
31. Stráský, J.: Statická analýza mostů DS-W. Inženýrské stavby 9/84.
32. Stráský, J.: Statická analýza mostů DS-T. Inženýrské stavby 1/86.
33. Stráský, J. - Navrátil, J. - Suský, S: Applications of Time-Dependent Analysis in the Design of Hybrid Bridge Structures. PCI Journal, July/August 2001.
34. Šmírák, S.: Pružnost a plasticita. PC-DIR Brno 1995.
35. Walther, R.: Partíal prestressing. Prestressed Concrete of Switzerland. 9th FIP Congress, Stockholm 1982. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie Wildfegg.
36. Virlogeux, M.: Shear Strength of Beams Made of Precast Segments. La Technique Francaise du Beton Precontraint. XIth FIP Congress Hamburg 1990.
37. Zienkiewicz, O. C. - Taylor, R. L.: The Finite Element Method. McGraw-Hill Book Company. London 1994.
38. Zůda, K.: Výpočet staticky neurčitých mostních konstrukcí z předpjatého betonu. SNTL Praha 1971.

BETONOVÉ MOSTY

Pro Českou komoru autorizovaných
inženýrů a techniků připravil

Český svaz stavebních inženýrů
jako 79. publikaci ČKAIT.

Edice: Řada Č - Technická knižnice
autorizovaného inženýra a technika.

Vydalo Nakladatelství SEL, spol. s r. o.

Počet stran 104.

Grafický návrh obálky Jiří Hanžlík.

Praha 2001.

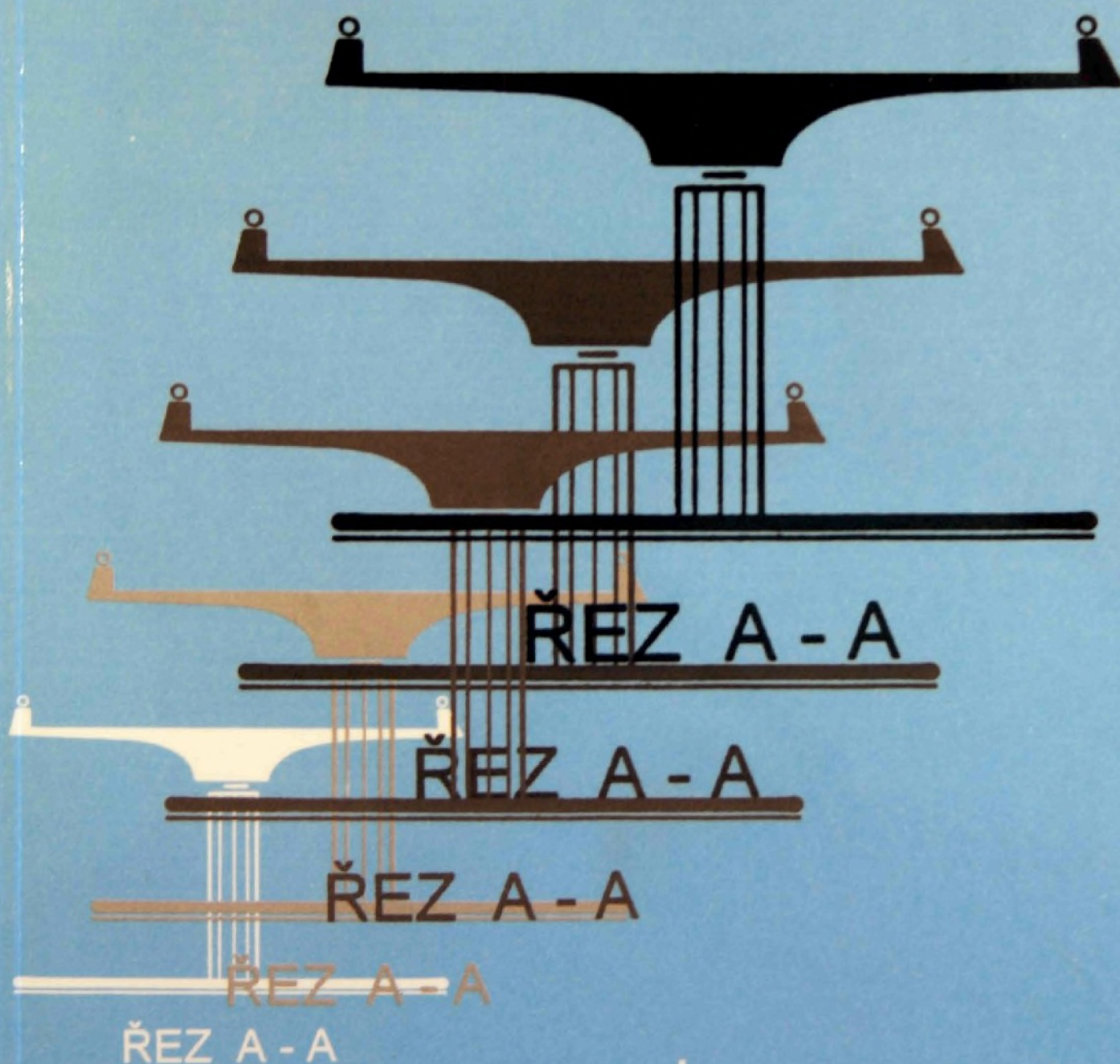
První vydání.

TECHNICKÁ KNIŽNICE
AUTORIZOVANÉHO
INŽENÝRA A TECHNIKA



BETONOVÉ MOSTY

Jiří STRÁSKÝ



TK 21