Univerzita
Pardubice
Dopravní fakulta
Jana Pernera

MOSTY

část první

doc. Ing. Jiří Pokorný, CSc.

prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc., Dr.h.c.

Katedra dopravní infrastruktury, Studentská 95, 532 10 Pardubice, telefon 466 036 183, fax: 466 036 094, e-mail kdi@upce.cz,
bankovní spojení KB Pardubice 37030561/0100, IČO 00216 275, DIČ CZ00216275

Členění kapitol dle autorů :

Doc Ing. Jiří Pokorný, CSc. je autorem kapitol

- 1. HISTORIE –VÝVOJ A VÝZNAM MOSTNÍHO STAVITELSTVÍ
- 3. PŘEDPISY PRO MOSTNÍ OBJEKTY
- 6. ARCHITEKTURA A ESTETIKA MOSTŮ
- 7. SPODNÍ STAVBA MOSTŮ
- 8. NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTŮ BETONOVÝCH
- 11. KLENBOVÉ MOSTY
- 12. DŘEVĚNÉ MOSTY
- 13. PŘÍSLUŠENSTVÍ MOSTŮ
- 14. ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY MOSTŮ
- 15. ÚDRŽBA, OPRAVY A REKONSTRUKCE MOSTŮ

prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc., Dr.h.c. je autorem kapitol

- 2. ZÁKLADNÍ POJMY
- 4. ROZDĚLENÍ MOSTŮ
- 5. PODKLADY PRO NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU
- 9.. KOVOVÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE
- 10 SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ MOSTY

Vysvětlení značek a symbolů

	Poznámka ve žlutém rámečku obsahuje zpravidla komentář, výklad jak širších souvislostí, tak naopak důležitých detailů.
	Odkaz na literaturu
?	Otázky v červeném rámečku se vztahují k probrané kapitole, otázky mohou být součástí závěrečného zkouškového testu
	Zásadní informace z teorie, důležité vzorce

Symboly používané ve vztazích a vzorcích jsou vysvětleny přímo v textu, nebo je jejich význam evidentní. Podklady pro cvičení – řešení úloh z problematiky mostů jsou studentům zadány individuálně, případné otázky k řešení jsou náplní individuálních konzultací s přednášejícím.

Obsah:

1. HISTORIE – VÝVOJ A VÝZNAM MOSTNÍHO STAVITELSTVÍ 6

1.1 Středověké mosty 7

1.2 Novověké mosty 8

1.2.1 Dřevěné mosty 8

1.2.2 Kamenné a zděné mosty 10

1.2.3 Kovové mosty 11

1.2.4 Betonové mosty 15

1.2.5 Mosty z předpjatého betonu 16

2. ZÁKLADNÍ POJMY 19

3. PŘEDPISY PRO MOSTNÍ OBJEKTY A VÝZKUMNÉ PROJEKTY MD 20

4. ROZDĚLENÍ MOSTŮ 27

5. PODKLADY PRO NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU 28

5.1 Prostorové uspořádání na mostech 29

5.2 Zatížení mostů 29

5.2.1 Obecná charakteristika zatížení 29

5.2.2 Zatížení podle ČSN 73 6203[5.2] 30

5.2.3 Zatížení podle evropských norem 33

6. ARCHITEKTURA A ESTETIKA MOSTŮ 45

6.1 Nadjezdy nad dálnicemi a rychlostními komunikacemi 49

6.2 Městské viadukty a estakády 51

7. SPODNÍ STAVBA MOSTŮ 53

7.1 Základ a jeho uložení na podloží 53

7.1.1 Plošné zakládání 53

7.1.2 7.1.2 Zakládání hlubinné 53

7.1.3 Zakládání na studních 54

7.2 Opěry a křídla 55
7.2.1 Montované opěry 58
7.2.2 Křídla mostů 58
7.2.3 Střední podpěry a pilíře 60

7.3 Úložné prahy 62

7.4 Integrované mosty 64

8. NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTŮ BETONOVÝCH 66

8.1 Nosné konstrukce masivních mostů na rozpětí malé a střední 66
8.1.1 Úvod 66
8.1.2 Obecné úvahy o železovém a předpjatém betonu. 66
8.1.3 Železový beton 67
8.1.4 Předpjatý beton 67
8.1.5 Zásady navrhování betonových mostních konstrukcí 70
8.1.6 Prvky namáhané ohybem 75
8.1.7 Jednostranně vyztužený průřez 76
8.1.8 Ideálně vyztužený průřez 78
8.1.9 Průřezy tvaru T 79
8.1.10 Smykové napětí 80
8.1.11 Návrh smykové výztuže v desce a trámu 81
8.1.12 Hlavní šikmý tah 84
8.1.13 Pilíře sloupy namáhané dostředným tlakem 86
8.1.14 Zjednodušený výpočet průřezu prvků z předpjatého betonu 89

8.2 Nosné konstrukce mostů z prefabrikátů 99
8.2.1 Všeobecně 99
8.2.2 Aktuální typy prefabrikátů používaných pro návrh a realizaci mostních konstrukcí. 100

8.3 Monolitické mosty deskové vyztužené výztuží betonářskou a předpínací. 111

8.4 Monolitické trámové konstrukce vyztužené výztuží předpínací a betonářskou. 122

PŘEDMLUVA

Předkládaná publikace má sloužit především jako podkladový materiál ke studiu předmětu Stavba a rekonstrukce mostů pro studenty bakalářského studia Dopravní fakulty Jana Pernera studijního odboru Dopravní infrastruktura Univerzity Pardubice. Má podat základní informace o historii mostního stavitelství, o materiálech, používaných pro mosty a jejich vlastnostech, o normách a předpisech, používaných pro návrh a provádění mostů, o výpočetních postupech, používaných pro návrh a posuzování prvků mostních konstrukcí. Znalosti získané v tomto předmětu budou dále rozvíjeny ve specializovaných předmětech magisterského studia. Situace autorů této učebnice byla ztížena tím, že v době její tvorby probíhal proces přechodu národních norem na evropské normy a že tento proces ještě zdaleka nebyl ukončen. Z toho důvodu je v předložené učebnici vysvětlena jen základní filosofie navrhování a provádění mostů podle norem EN s uvedením odchylek proti národním normám. Učebnice je společná pro všechny druhy mostů, jejich rozlišení podle materiálu je až v jednotlivých kapitolách.

V první kapitole je historie, vývoj a význam mostního stavitelství,ve druhé kapitole jsou uvedeny základní pojmy, ve třetí kapitole jsou předpisy pro mostní objekty, ve čtvrté kapitole je rozdělení mostů, v páté kapitole jsou podklady pro návrh mostního objektu, tj.prostorové uspořádání na mostech a zatížení mostů, v šesté kapitole je architektura a estetika mostů, v sedmé kapitole je spodní stavba mostů, osmá kapitola je věnovaná nosným konstrukcím mostů betonových a to monolitickým mostům železobetonovým trámovým vyztuženým výztuží předpínací a betonářskou a nosným konstrukcím mostů z tyčových prefabrikátů, devátá kapitola je věnovaná nosným konstrukcím kovových mostů, a to materiálovým vlastnostem, spolehlivosti a navrhování prvků kovových konstrukcí, mostnímu svršku a mostovkám kovových mostů, plnostěnným a příhradovým trámovým mostním konstrukcím, technologii výroby kovových mostů. Desátá kapitola je věnovaná spřaženým ocelobetonovým konstrukcím, jedenáctá kapitola je věnována klenbovým mostům, dvanáctá kapitola se zabývá ložisky mostních konstrukcí, třináctá kapitola je věnována dřevěným mostům, čtrnáctá kapitola se zabývá zatěžovacími zkouškami mostů, patnáctá kapitola je věnována údržbě, opravám a rekonstrukcím mostů.

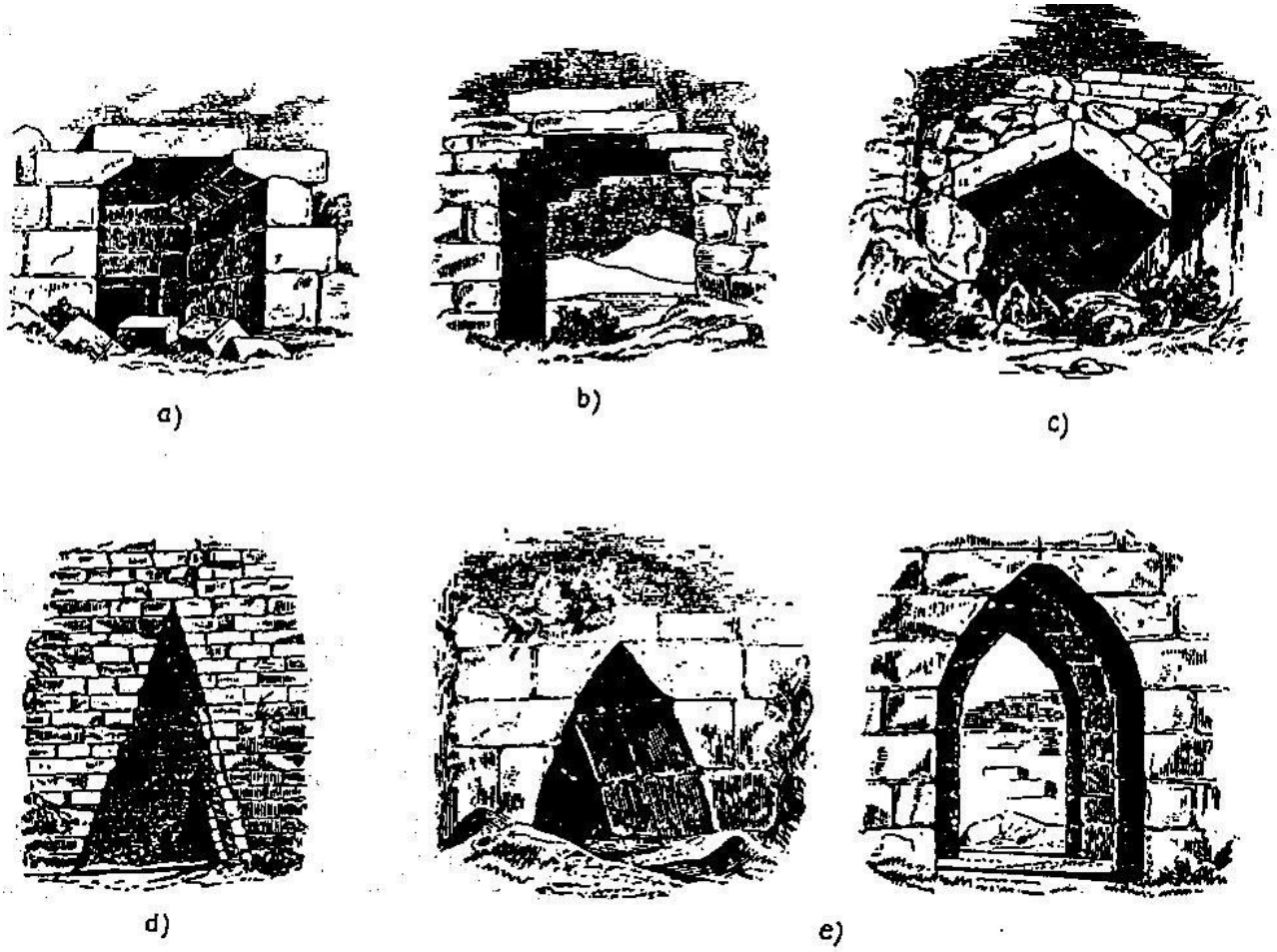
Prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc

Ing. Jiří Pokorný, CSC

1. Historie – vývoj a význam mostního stavitelství

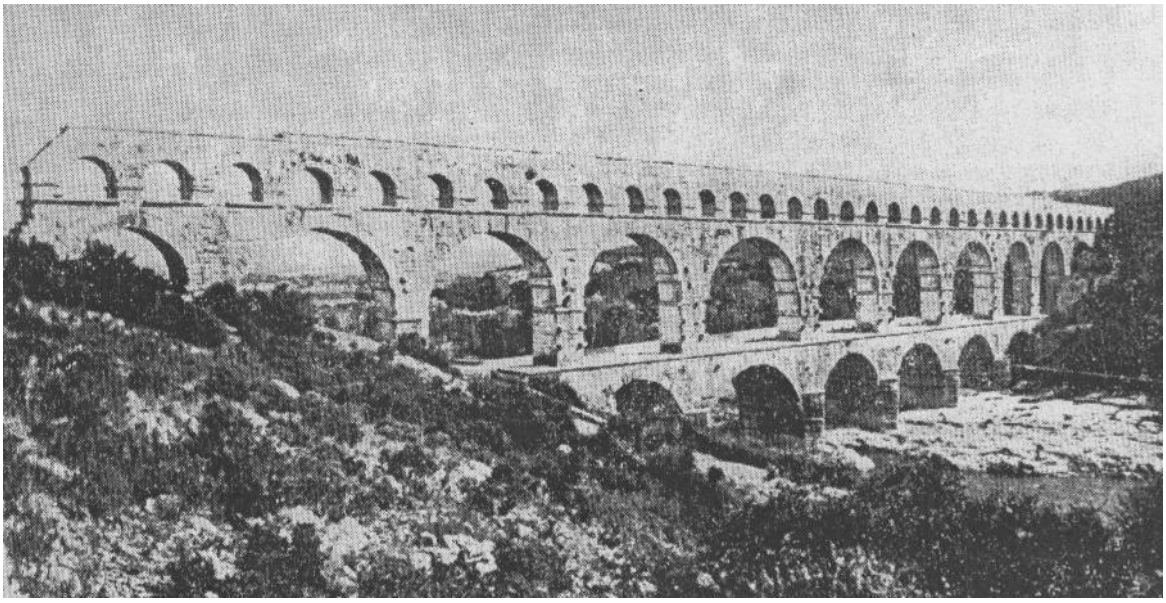
Vývoj lidské společnosti byl od počátku spjat s rozvíjením vzájemných styků, které vyžadovaly vytváření dočasných i trvalých dopravních spojení. Člověk byl nucen překonávat různé přírodní překážky a stal se velmi brzy stavitelem mostů.

Nejstaršími stavebními materiály byly kmeny stromů a lana spletená z přírodních vláken. Kmen stromů položený přes potok byl nejstarším přemostěním. Národy dávné minulosti (Sumerové, Babyloňané, Egypťané) stavěly již klenuté kamenné i cihelné mosty a to již 4000 let před naším letopočtem. Na obr. 1.1 je zobrazen vývoj klenby v období starověku.



Obr. 1.1 Vývoj klenby ve starověku

Ve starém Římě, kdy z důvodů vojenských technických a správních se budovala rozsáhlá silniční síť používalo se i již klenbových přemostění. Také dálkové vodovody, které zásobovaly římská města pitnou vodou přiváděnou z hor si vyžádaly v údolích výstavbu akvaduktů, které už tehdy měli klenuté konstrukce. Akvadukty dosahovaly značných rozměrů, jednak v délkách, ale i ve výškách, kde se konstrukce nacházela. Velmi působivou a známou stavbou tohoto druhu je silniční most a akvadukt Pont du Gard obr 1.2 v jižní Francii z prvního století před naším letopočtem o délce 273 m s třemi patry výšky 48,7 m nade dnem údolí. Rovněž v zemích dálného východu Japonsku, jihozápadní a jižní Asii nacházíme pozůstatky po dávných stavitelích mostů.



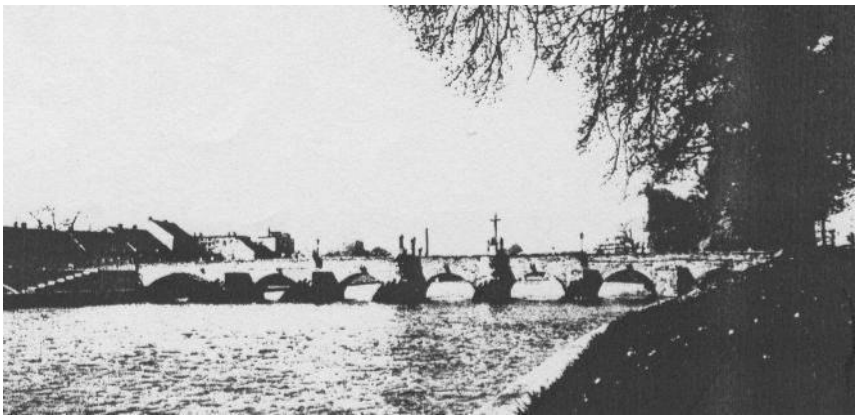
Obr 1.2 Silniční most a akvadukt Pont du Gar

1.1 Středověké mosty

Po pádu říše Římské nastal v Evropě velký úpadek v mostním stavitelství. K obratu došlo až v 10 století kdy se začala rozvíjet města založená na březích řek a jejich hospodářský rozvoj vyžadoval dopravní spojení. Z této doby pochází několik kamenných mostů ve Španělsku (Gordoba,Toledo), dále významné mosty v Itálii

Ponte Vecchio přes řeku Arno ve Florencii, Ponte Castel Vecchio přes Adici ve Veroně , který byl postaven z růžového mramoru s třemi klenbami o světlosti 48,7m

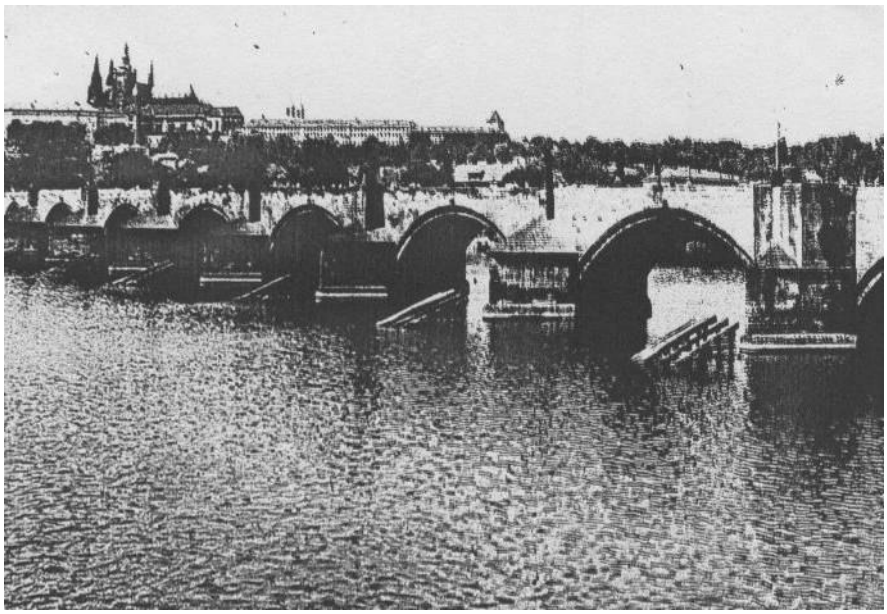
Nejstarší středoevropské mosty byly most v Římě (r.1146) a most v Drážďanech (r.1260). Prvním velkým mostem postaveným v té době u nás byl Juditin most přes Vltavu v Praze (r.1169), v místech dnešního Karlova mostu. Byl to most klenbový 514m dlouhý a 7m široký. Most se zřítil r.1342 při působení plovoucích ledů. Nejstarším mostem u nás z této doby, který je dodnes v provozu je most přes Otavu v Písku postavený v létech1263 až 1265 za vlády Přemysla Otakara II viz obr. 1.3.



Obr. 1.3 Nejstarší český dochovaný kamenný most přes Otavu v Písku (13století)

Roku 1357-1382 byl postaven nynější Karlův most obr.4, dlouhý 515m široký 9,4m, který má osmnáct kleneb světlosti 16,6-23,4m. Většina středověkých mostů nedosahovala technické ani umělecké úrovně mostů římských, byly mělce založeny, vozovka byla nízko nad hladinou řek, světlost otvorů většinou malá,

silné pilíře. Za povodní a chodu ledu byly často tyto mosty vážně poškozeny nebo se zřítily. Renesance začínající v druhé polovině 15.století přinesla obrození starého římského umění a vědění a také mostnímu stavitelství dokonalejší architekturu. Vznikla řada dochovaných mostů např. most v Benátkách zvaný Rialto r.1590, Ponte de la Trknuta ve Florencii či most zvaný Toledský v Madridu.



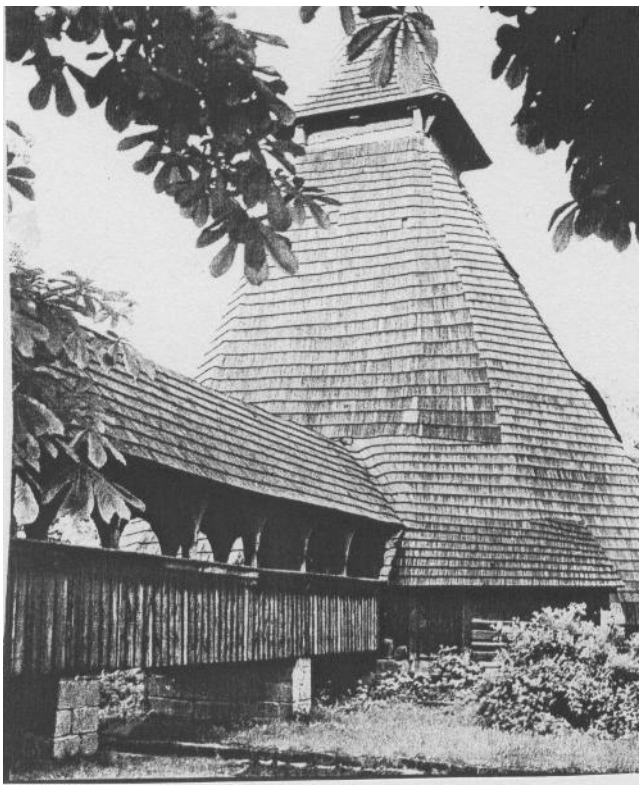
Obr. 1.4 Karlův most

1.2 Novověké mosty

Téměř do konce 17.století se mosty stavěly podle citu bez výpočtu a podle zkušeností přenášených z generace na generaci. Pokrok v rozvoji mostního stavitelství nastává zaváděním poznatků z teorie konstrukcí. Zásluhu na tom mají badatelé svými objevy v matematice, fyzice, mechanice: Leonárdo da Vinci,Galileo Gallilei, Bernoulli, Euller Hook, Naviér aj. V této době vznikají také první vzdělávací instituce: Francouzká akademie1666, Stavitelská akademie v Paříži 1671, Sbor inženýrů silnic a mostů v Paříži 1716. Brzy na to vznikly vysoké školy technické i v jiných zemích. V této době začíná rozvoj výstavby mostů a to s ohledem na používaný materiál. Přehled vývoje mostních staveb dle použitých materiálů je velmi obsáhlý takže v další části bude uveden pouze stručný popis a některé ukázky významných mostních staveb, které byly z příslušného stavebního materiálu realizovány a to jak v cizině tak i u nás. Podrobnější informace, jež se vztahují k této problematice je možno získat z literatury [1.1],[1.2],[1.3].

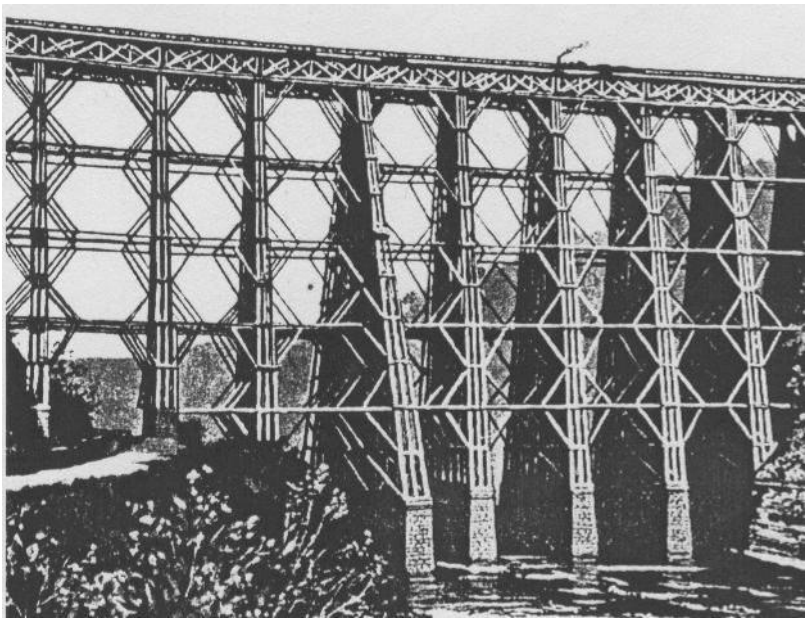
1.2.1 Dřevěné mosty

V alpských zemích v 17 století výstavba těchto mostů dosáhla mistrovské úrovně. Používaly se vzpěradlové, věšadlové, roštové nosné konstrukce a později i konstrukce obloukové. Mosty byly stavěny jako kryté obedněné na rozpětí i přes 60m. Na obr. 1.5 je uveden příklad takového mostu postaveného u nás v obci Kočí, kde se jedná o barokní most.

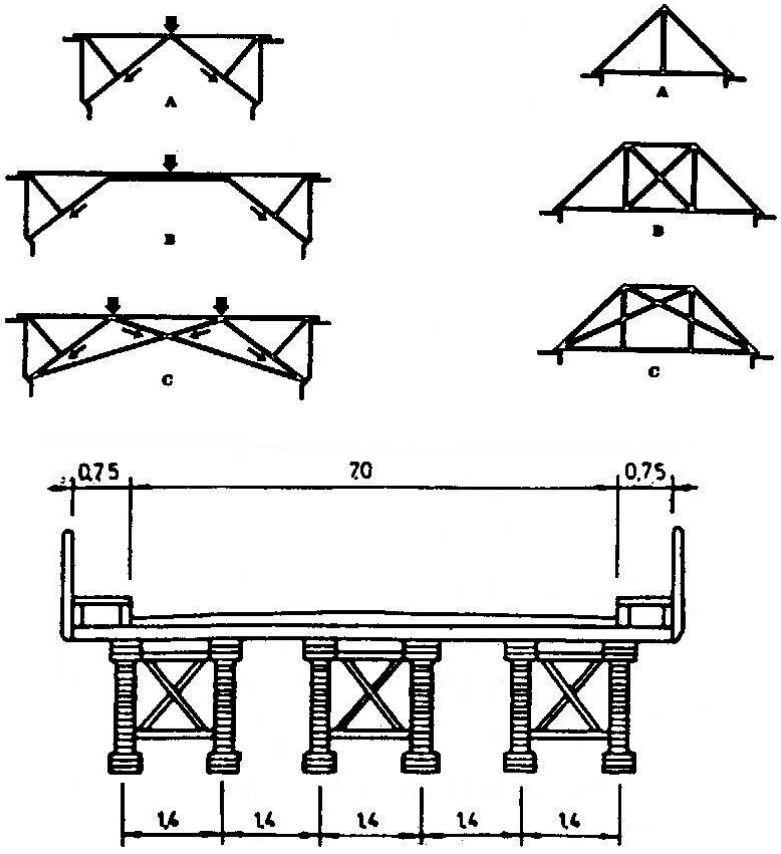


Obr. 1.5 Barokní most v obci Kočí u Chrudimi

V 19.století se rozhodující vývoj těchto dřevěných mostů odehrával ve spojených státech. Výstavba železničních tratí vedla k hromadné výstavbě dřevěných mostů. Jako příklad je možno uvést most na obr. 1.6 smělý Portage Bridge na severoamerické dráze vybudovaný již v roce 1852. Za nejdelší dřevěný most na světě se považuje jednokolejný viadukt u Salt Lake City o délce 3,5km postavený v roce 1925. Také u nás bylo postaveno mnoho pěkných dřevěných mostů rovněž krytých (Soumarský most na Vltavě, Pernštejn, Peklo nad Zdobicí a další.) Po nástupu ocelových a betonových mostů bylo dřevo používáno jako stavební materiál pro provizorní a pomocné konstrukce. Přesto i v této úloze dřevo prokázalo řadu předností technických i ekonomických. S vývojem spojovacích prostředků a ochranných látek na dřevo byl oživen zájem o dřevěné mostní konstrukce i pro konstrukce definitivní a to zejména v USA, Kanadě a bývalé SSSR. Na obr. 1.7 jsou uvedeny nosné konstrukce dřevěných mostů a příčný řez mostem z lepených dřevěných nosníků. I dnes se však setkáváme s rekonstrukcemi některých těchto mostů, které byly postaveny v minulosti, jsou památkově chráněny nebo se nacházejí v místech, kde přírodní a ekologické podmínky jsou pro tento druh přemostění příznivé. Existují i případy, kdy na stávající spodní stavbu je navržena dřevěná nosná konstrukce mostu, která z architektonického důvodu příznivě působí a zapadá do stávajícího prostředí (jedná se především o lávky v přírodních rezervacích).



Obr. 1.6 Portage Bridge (Erijská dráha délka 170m výška 71m pětipatrový dřevěný)



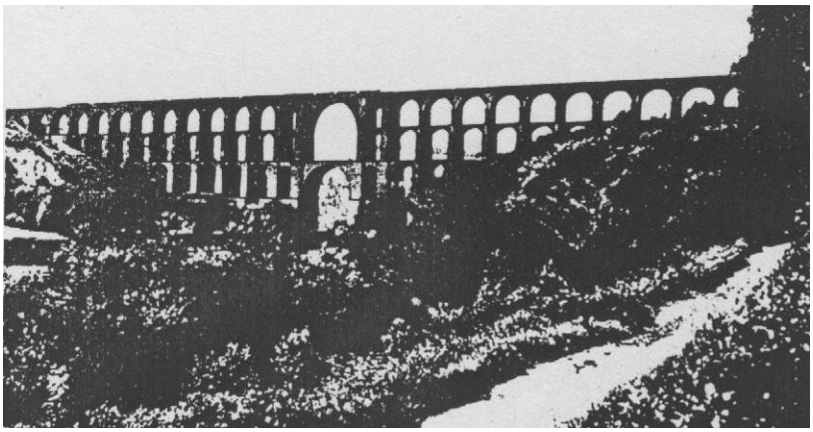
br. 1.77 a.) Typy nosných konstrukcí dřevěných mostů (vzpěradla, věšadla)

b) Příčný řez mostem s lepenými dřevěnými I nosníky

1.2.2 Kamenné a zděné mosty

Počátek výstavby těchto mostů v novodobém stavitelství začíná v 18.století.

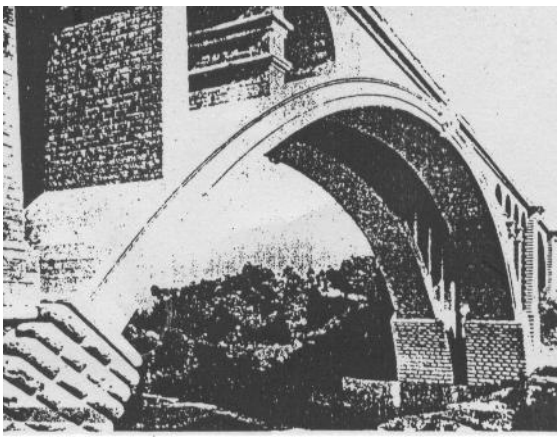
Francouzká škola představovaná Perronetem a jeho žáky, obnovila výstavbu mostů klenbových. Šlo především o změny v založení mostních pilířů, o zvětšení světlosti oblouku o změnu poměru rozpětí vůči vzepětí (plochosti oblouku) u mostu klenbových. Tyto změny pak byly s úspěchem využívány při výstavbě mostů na železničních tratích v Evropě v polovině 19.století.V tomto duchu byl postaven v létech 1844 až 45 most v Sasku přes údolí Goltsch čtyřpatrový viadukt vysoký 80m a dlouhý 580m, který je zobrazen na obr. 1.8.



Obr. 1.8 Železniční viadukt Goltsch v Sazku (1845-46)

Další most významný v této době byl železniční viadukt délky 3605m, spojující 210 oblouky Benátky s pevninou, postavený v roce1841-6. Existuje i řada dalších významných mostů z této doby kde se použilo jako materiálu kamene a cihel. U nás bylo postaveno rovněž velké množství kamenných a cihelných mostů z této doby i později, které doposud slouží nebo se postupně modernizují. Na přelomu tisíciletí

Vznikl nejskvělejší kamenný most přes údolí Petrusse v Lucembursku s klenbou o světlosti 84,65m viz obr.9. Poslední dějství kamenných mostů spadá do období 30let 20století, kdy se v Německu budovala dálnice.

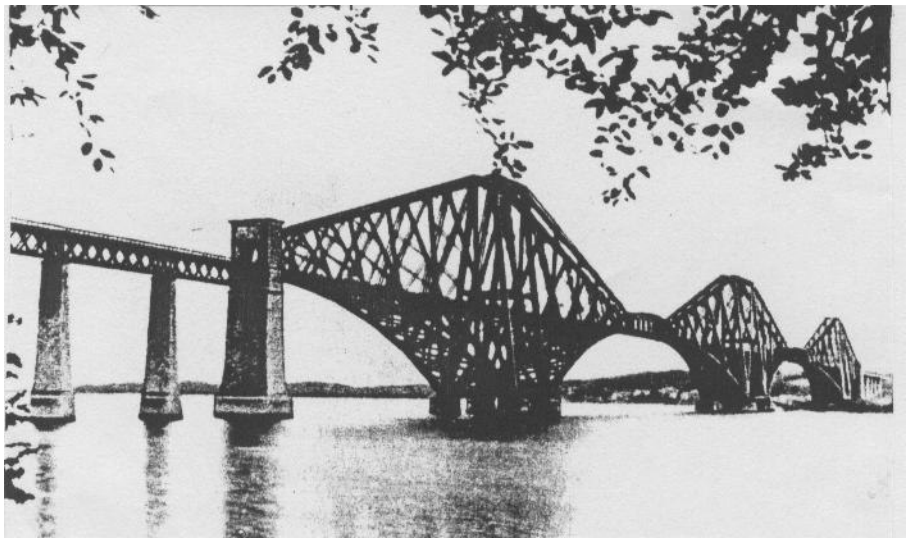


Obr.1.9 Silniční most přes údolí Petrusse v Lucembursku

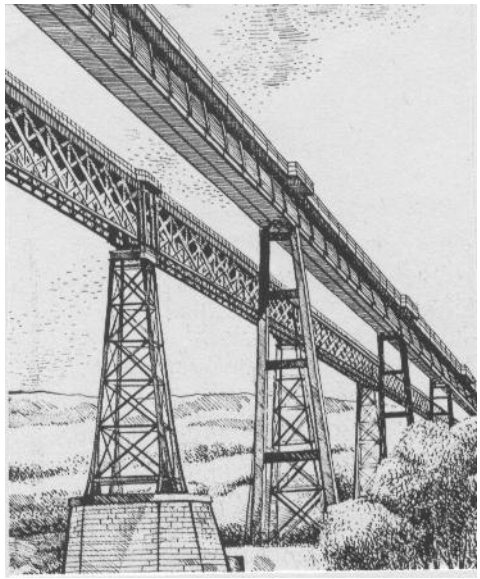
1.2.3 Kovové mosty

Císařským ediktem z roku 1706 byl otevřen řetězový kovový most přes řeku Tatu na hranicích mezi Čínou a Tibetem, který se stal prvním historicky doloženým kovovým mostem v dějinách. Širší uplatnění

železa jako konstrukčního materiálu pro výstavbu mostů umožnila výroba litiny od roku1735 v Anglii. Největší rozpětí 64m dosáhl litinový most přes Temži postavený v létech1815-19. Celé jedno století trvala éra řetězových mostů. U nás byl postaven 1824 první řetězový most přes rameno řeky Moravy. Druhá polovina 19.století byla ve znamení rychlého vývoje a rozšíření mostů plnostěnných, příhradových a mostů visutých. Železniční most přes zátoku Firth of Forth viz obr. 1.10 s rozpětím 521m postavený 1883-90 patří mezi obdivované mosty. Konzolové nosníky příhradové s parabolicky zakřiveným spodním pásem (trouby ϕ 3,66 m) s vloženými poli délky 106,7 m si jistě zasluhují dnešní obdiv a zamyšlení. První větší ocelový most u nás byl Ivančický viadukt na Moravě viz obr. 1.11. Příhradová konstrukce železničního viaduktu sloužila provozu až do roku 1979, kdy byl most rozebrán a nahrazen opět mostem ocelovým plnostěnným komůrkovým.



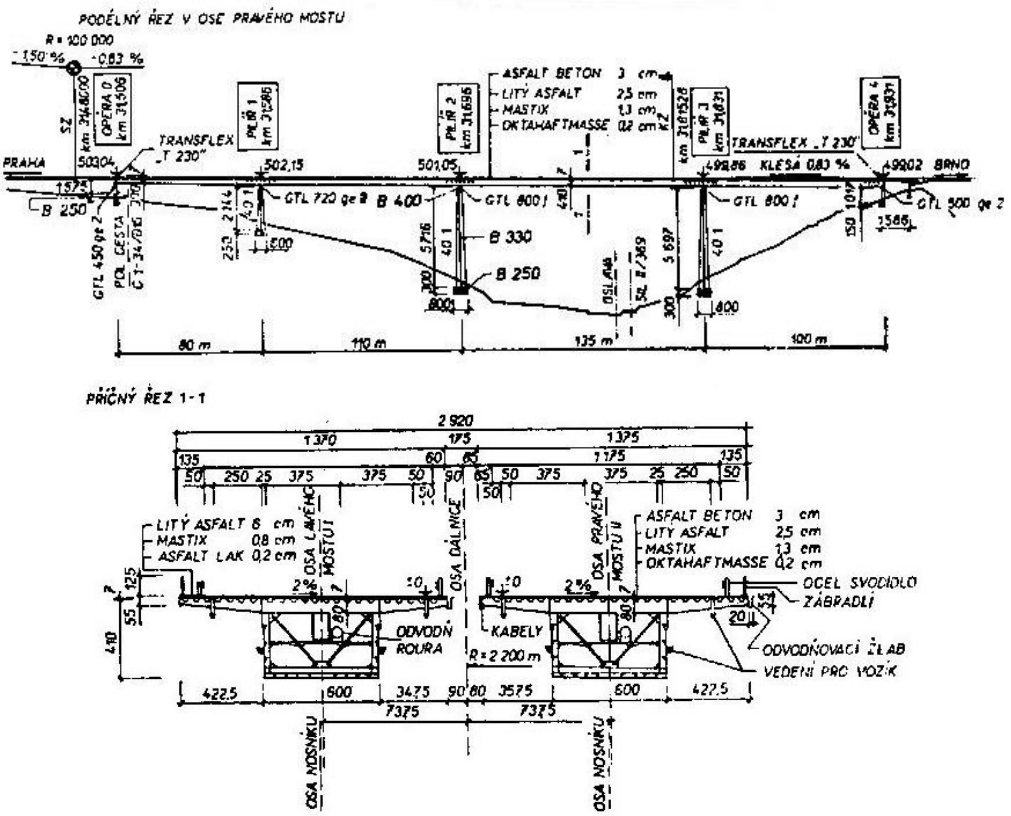
Obr. 1.10 Železniční most Firth of Forth (1883-90)



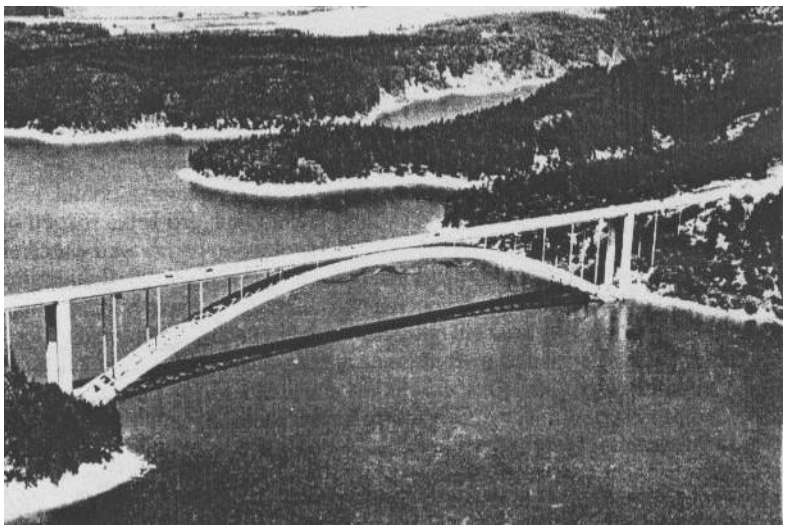
Obr. 1.11 Ivančický viadukt (1868-70) délka 394,4m šířka 4,5m 38m nad Jihlavou (vlevo)
Nový most z roku 1978 (vpravo)

Poválečné období vývoje kovových mostů patří převážně konstrukcím plnostěnným komorového průřezu s ortotropní mostovkou umožňující plné využití konstrukční oceli jak pro místní účinky pohyblivého zatížení, tak i pro hlavní nosnou konstrukci. U nás reprezentuje tento druh mostu např. most na dálnici D1,

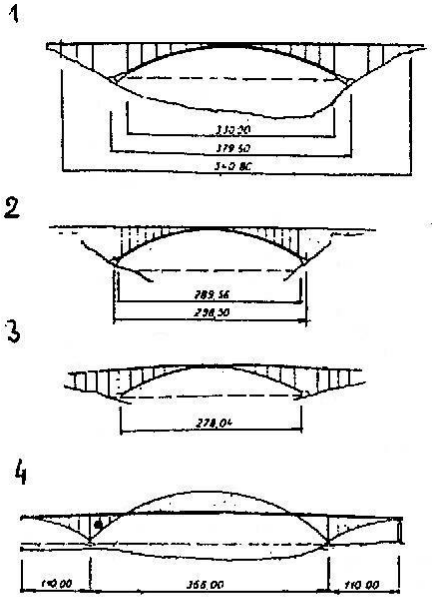
Vysočina u Velkého Meziříčí konstantní výšky nosné konstrukce 4,10m celková délka mostu 459,8m volná šířka 2x12,85m pole o rozpětí (80,110,135,100)m s pilíři výšky 57m nad údolím řeky Oslavy. viz obr.12. Plnostěnné konstrukce se objevily po sléze i u obloukových mostů Na obr.13 je uveden kovový plnostěnný obloukový most Žákovský i s porovnáním s mosty ve světě které dominovaly v létech 1940-60.



Obr. 1.12 Most Vysočina 1974-79

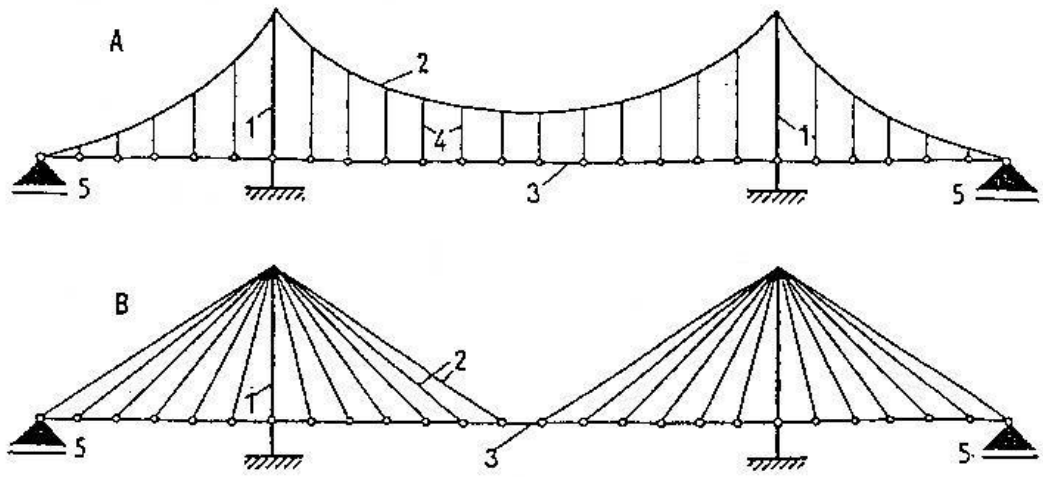


Obr. 1.13 Žďákovský most (ocelový plnostěnný oblouk)

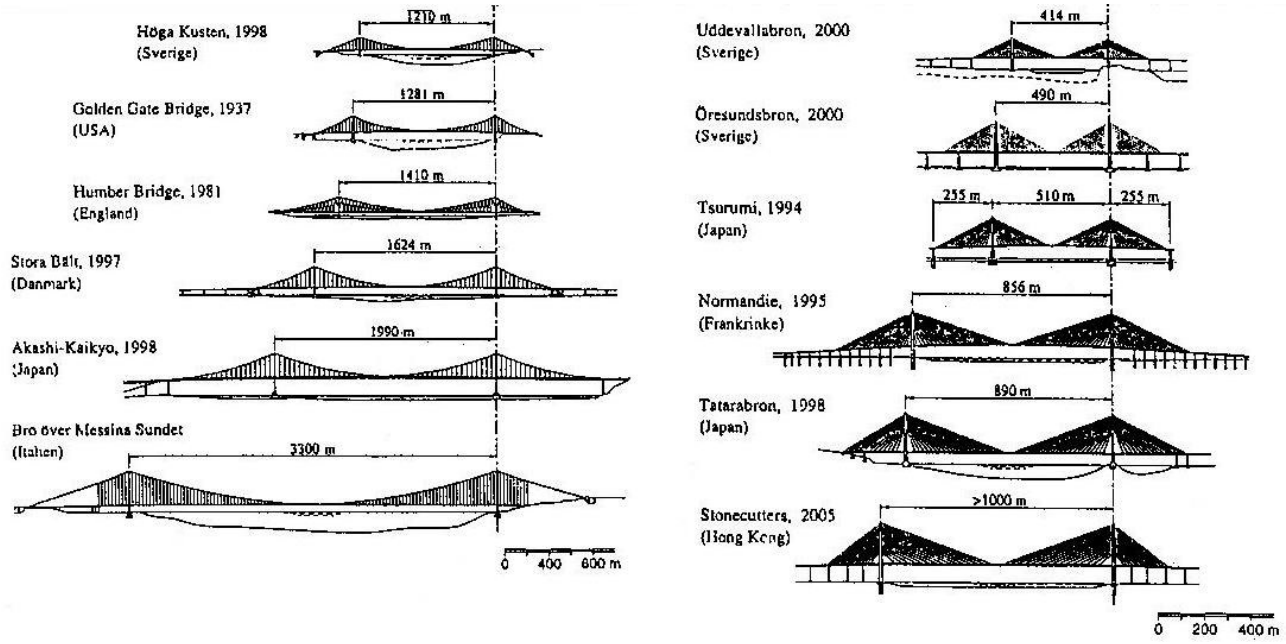


obr. 1.12
1.) Žďákov
2.) Rainbow přes Niagaru
3.) Askerofjord Švédsko
4.) Port Man Kanada

Vývoj pokračoval dále a od poloviny 19.století po vyřešení způsobu výroby ocelových lan z jednotlivých drátů přímo na stavbě mostu se začaly stavět mosty visuté a později mosty zavěšené, u kterých délka přemostění dosahuje až několik kilometrů. Rozdíl mezi mostem visutým a zavěšeným je patrný z obr.14. Mosty visuté a dnes i mosty zavěšené patří mezi novodobé mostní konstrukce používané na velká rozpětí.Celosvětově se dnes v mostním stavitelství často vyskytují zvláště při přemostění velkých rozpětí při použití materiálu nosné konstrukce mostu jak oceli tak betonu. Na obr. 1.15 jsou uvedeny některé známé mosty visuté a zavěšené bez ohledu na použitý materiál nosné konstrukce (ocel, beton) pouze ohledem na čas výstavby.



Obr. 1.14 Srovnávací schéma zachycuje rozdíl mezi mostem visutým nahoře A, kde se zatížení mostu přenáší závěsnými lany (4) na lana nosná (2) a odtud přes pylon do zakotvení a mostem zavěšeným dole B, kde závěsné lano (2) se přímo podílí na přenosu zatížení od mostovky.



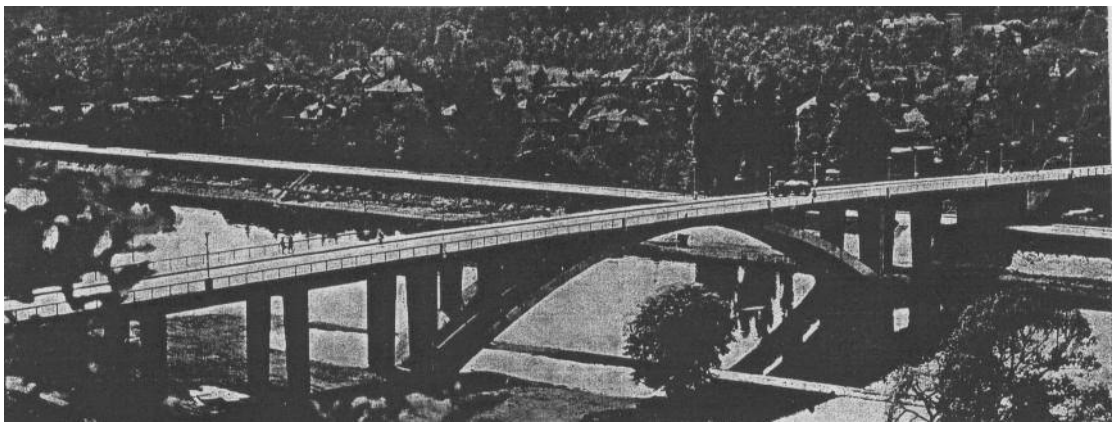
Obr. 1.15 Některé známé visuté a zavěšené mosty a jejich horizont výstavby

1.2.4 Betonové mosty

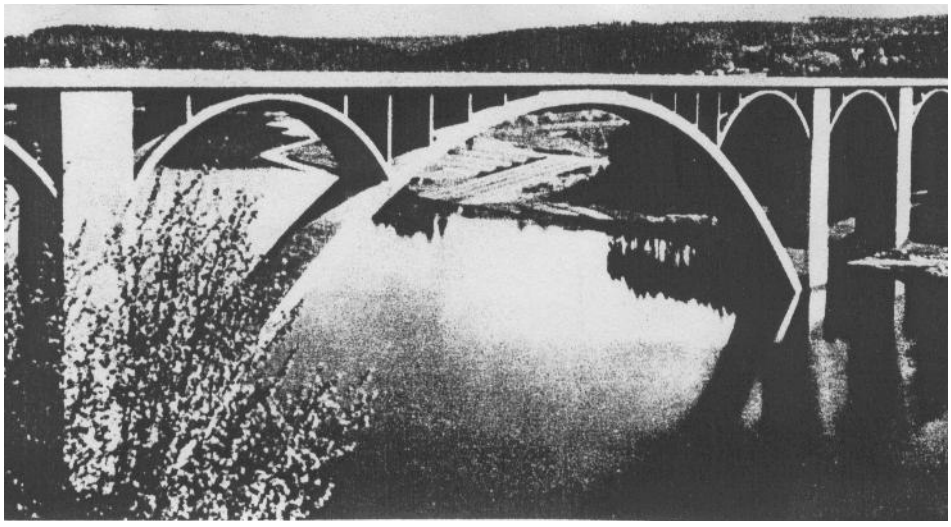
Starořímské concretum použité při zakládání pilířů (Pont du Gard) bylo vyráběno z pucolánové hlinky a hydraulických přísad, které se dodnes nepodařilo určit. V nové době se hydraulické pojivo objevuje znovu koncem 18.století, jako románský cement použitý kolem roku 1816 ve Francii pro stavbu mostního pilíře. V téže době byl objeven portlandský cement, ale trvalo ještě 50let než Coignet navrhl z prostého betonu klenbu pro pařížský vodovod o rozpětí 35m (1869). Do konce století (1893)byl postaven obloukový most přes Dunaj u Munkerkingenu z prostého betonu o rozpětí 50m s třemi ocelovými klouby zajišťujícími staticky určité působení. V roce 1929 byl ve Francii postaven významný betonový most La Caille o rozpětí 139,8m. V našich zemích se beton jako materiál pro nosnou konstrukci mostu prosazoval poměrně pozdě. Jako první mostní konstrukce z tohoto materiálu se uvádí most přes Rokytku v Libni s klenbou o rozpětí 10m. Nevýhodu betonu, malou pevnost v tahu vyřešil úspěšně Montér, kterému byl udělen v roce 1873 patent na provádění mostů z železového betonu. Rozvoj mostu ze železového betonu nastal v létech 1892-93 kdy Hennebique svým principem vyztužování položil základy pro využívání železového betonu ve stavitelství. Uvádí se že do roku 1906 bylo podle jeho principu v různých zemích postaveno více než 700 mostů. Vrcholem prvního rozmachu železobetonových konstrukcí je Hennebiqueův most Risorgimento přes Tiberu v Římě s rozpětím 100m a novým pojetím návrhu nosné konstrukce (kombinace trámu a oblouku s pružným vetknutím opěr do základové půdy.

Železobetonové mosty se vyvíjeli třemi směry. Oblouky s horní mostovkou, oblouky se zavěšenou mostovkou mosty deskové trámové a rámové. U obloukových mostů hrála již od začátku kromě konstrukčního principu určitou roli i technologie výstavby.

Kromě klasické dřevěné skruže v celém rozsahu oblouku byly navrhovány i samonosné obloukové konstrukce B-systém, kde nosnou část oblouku tvoří výztuž včetně síťoviny, takže betonáž probíhá přímo bez odskružení do předem připravené samonosné kostry z betonářské výztuže. Tímto způsobem byl u nás postaven most ve Zbraslavi viz obr.16 a most přes Ohři u Lokte. Mezi významná mostní díla do této doby patřící je třeba uvést most v Podolsku obr.17, který byl na světové výstavě v roce 1956 v Paříži oceněn zlatou medailí a nazván krásným mostem Evropy. V první polovině 20. století až doposud byl železový beton používán pro nosné konstrukce mostů deskových trámových rámových na střední rozpětí. Podstata železového betonu neumožňuje dosáhnout rozpětí mostu vyšší než 80m. Největší trámový most ze železového betonu byl postaven ve Francii Villeneuve St. Georgie přes Seinu v roce1939 a má rozpětí 78m



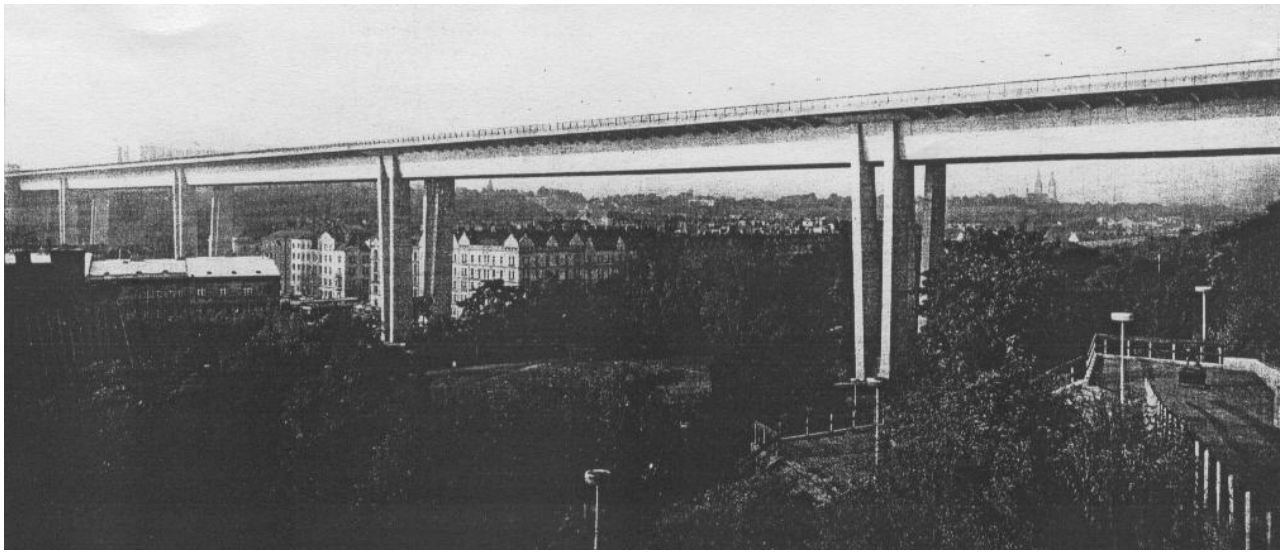
Obr 1.16 Silniční most přes Vltavu u Zbraslavi



Obr. 1.17 Podolský most přes Orlickou přehradu

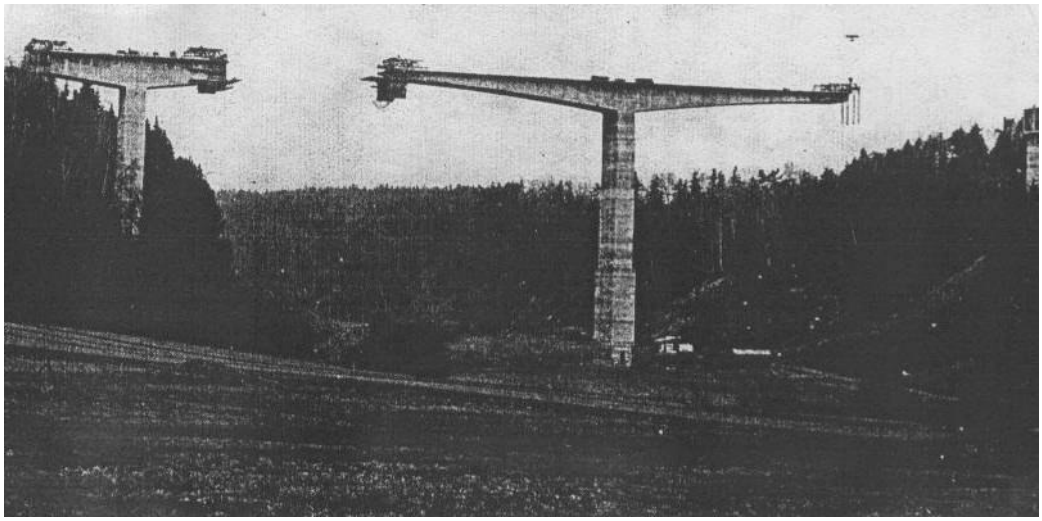
1.2.5 Mosty z předpjatého betonu

První patenty na zavedení předpětí byly uděleny Jacksonovi v USA 1883 na dodatečné předpínání tyčemi a Dohringovi V Německu v roce 1886 na předpínání předem předpjatými dráty. První praktické výsledky s předpětím dosáhl až roku 1919 Wettstein, který vyráběl z předpjatého strunobetonu desky 6,0x0,5x0,06. Teprve Fryssinet objevil podstatu dlouhodobého přetváření betonu a našel řešení jak mu čelit vysokým počátečním předpětím výztuže a kvalitním betonem. První most postavený podle principu předpjatého betonu byl prefabrikovaný nadjezd v Německu v roce 1938. Po druhé světové válce získal předpjatý beton v krátké době dominantní postavení v mostním stavitelství a prakticky do rozpětí 500m je rovnocenným partnerem ocelovým mostům. U nás byl postaven první most z předpjatého betonu v Koberovicích roku1947 z předem předpjatých nosníků o rozpětí 13,2m. Předpjatý beton u nás brzy získal oblibu a v minulém století se používal a to jak při výrobě mostů jako monolitů na velké rozpětí, tak při výrobě prefabrikátů na rozpětí malé a střední. Rozvoj technologie dodatečně předpjatého betonu (kabelový beton) znamenal jak v cizině, tak i u nás vznik nových technologií výstavby mostů. Nastává doba výstavby mostů letmou betonáží, letmou montáži, postupným vysouváním. Významný most postavený letmou betonáži je most přes Nuselské údolí v Praze. Na obr.18 je tento most zobrazen neboť stále patří mezi významná mostní díla u nás vytvořená. S rozvojem výstavby dálniční sítě u nás v druhé polovině 20.století a s výstavbou železničních koridoru přibližně ve stejném období dochází k významnému rozvoji mostního stavitelství. Navrhované projekty těchto staveb počítají s nejrůznějšími variantami přemostění vzniklých překážek. Předpjatého betonu je možno s výhodou používat i pro půdorysně zakřivené přemostění. Vznikají významná mostní díla novodobá jejichž počet se postupně zvyšuje. Zkušenosti s různými technologiemi výstavby mostů způsobují specializaci a profesionalitu podniků, které mostní stavby provádějí. Zvyšuje se odbornost, kvalita, rychlost výstavby a samozřejmě i cena hotového díla. Celé období v němž se mosty z předpjatého betonu stavěly přineslo řadu zkušeností a technických poznatků.Stalo se, že ne všechny mosty byly provedeny kvalitně a vyhovují dnes požadavkům na ně kladeným. Změnila se podstatně intenzita zatížení mostů, nefungovala prakticky údržba mostů což má za následek, že početná část mostů dříve postavených z předpjatého betonu se dnes nachází v nevyhovujícím stavu a rozhoduje se co s těmito mosty dále.

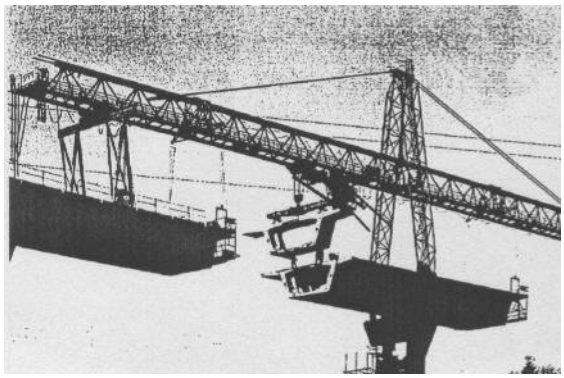


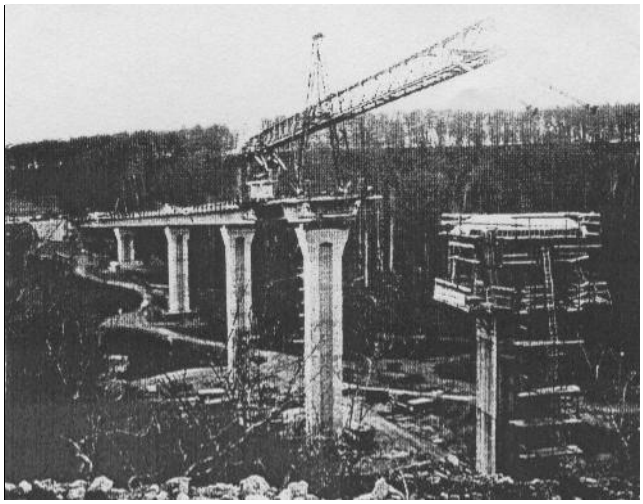
Obr. 1.18 Výstavba Nuselského mostu z roku 1965 (pole 68,25, 115, 115, 115, 68,25). V horní části šestiproudová vozovka s oboustrannými chodníky. Uvnitř komorového průřezu je vedená trasa metra.

V závěru této kapitoly zahrnující stručnou historii výstavby mostů je uvedeno několik vyobrazení mostů, které byly u nás postaveny a jsou významnějšího charakteru.

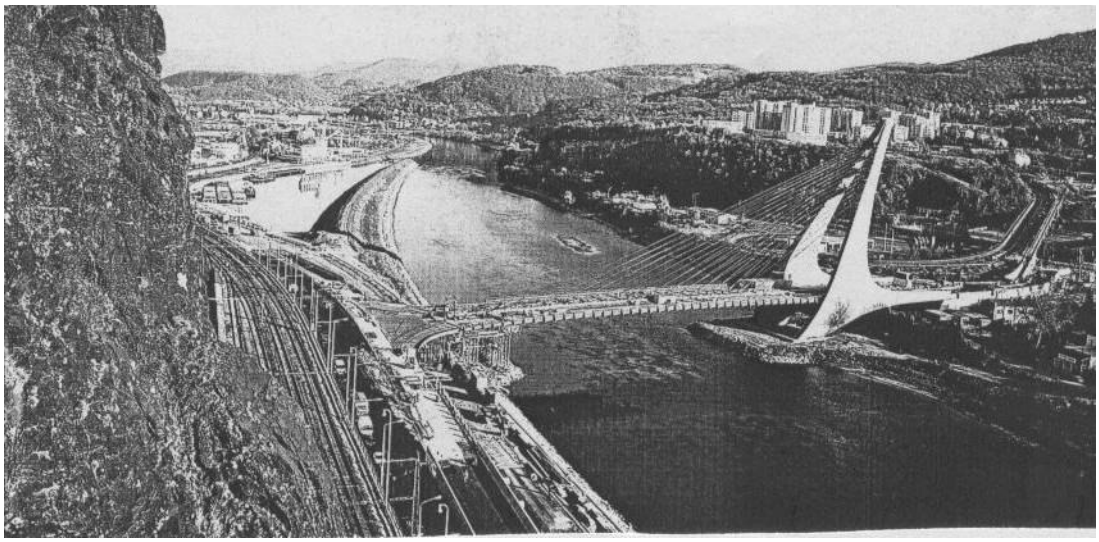


Obr. 1.19 Zvíkovský most přes Vltavu (první letmá betonáž pole 41,7, 84,0, 84,0, 41,7). Rok výstavby 1963.

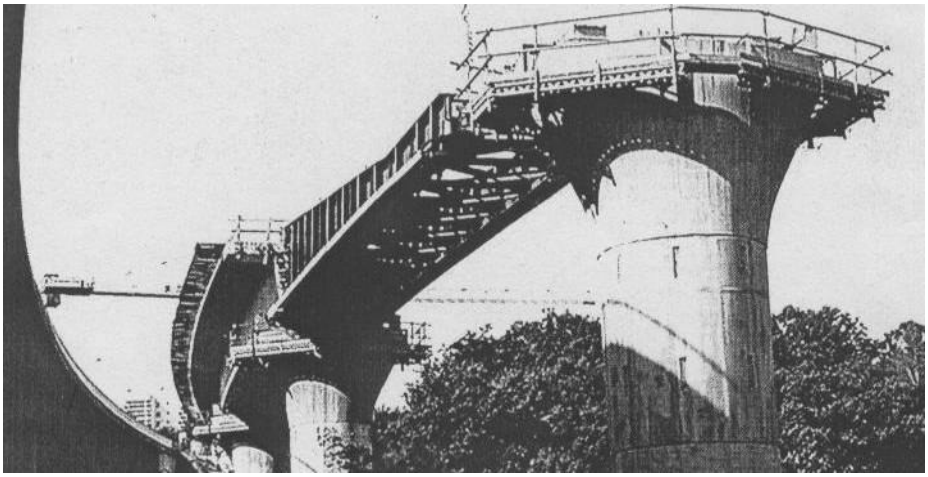




Obr. 1.20 Propracovaná technologie letmé montáže (příčně dělené segmenty - most na přeložce silnice I/38 Praha-Hrdlořezy, délka mostu 309m)



Obr. 1.21 Ocelový zavěšený most přes Labe v ,Ústí nad Labem (hlavní pole 123,3m). Rok dostavby 1998.



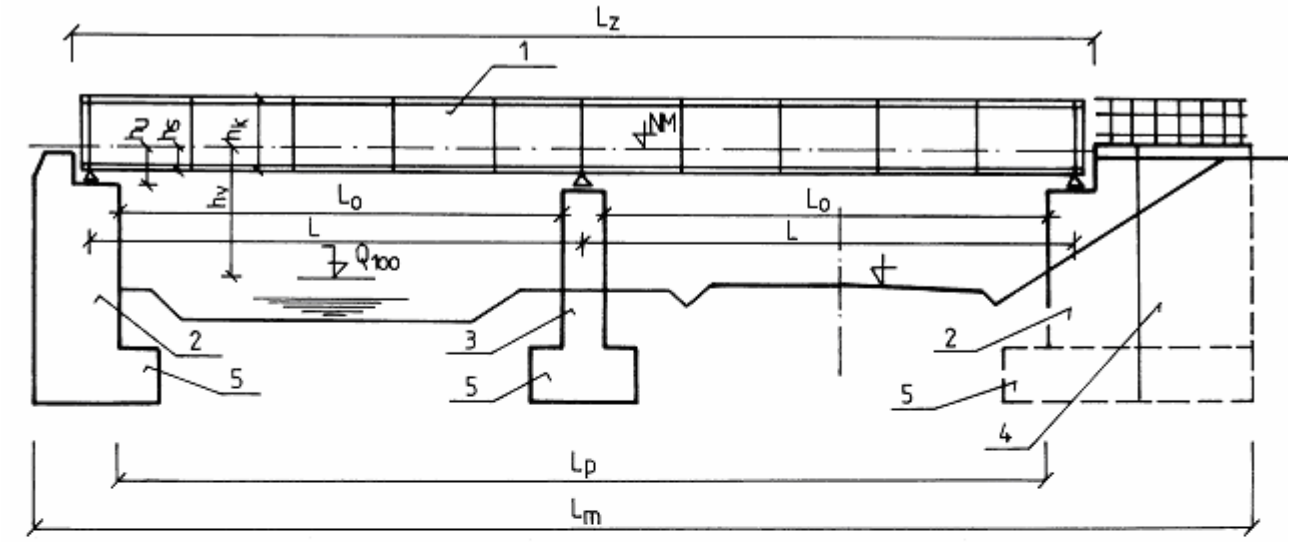
Obr. 1.22 Most Hlubočepy –Barrandov,
(délka mostu 472m, poloměr zakřivení 787m, technologie výstavby postupné vysouvání)

1. Jaký materiál převládal při výstavbě mostů ve starověku a středověku?
2. Uveďte některé významné mosty postavené ve starověku a středověku.
3. Karlův most, jeho koncepce a uspořádání.
4. Významné novověké mosty postavené v naší republice. (Uveďte název a místo, kde se most nachází.)

2. Základní pojmy

Mostní objekt je nedílnou součástí dopravní cesty nahrazující zemní těleso v místech přírodních nebo umělých překážek o světlé šířce větší než 2 m. Sestává se ze spodní stavby, nosné konstrukce, mostního svršku a mostního příslušenství

Hlavní součásti mostů jsou na následujícím obrázku 2.1.



Legenda:

1 - nosná konstrukce
2 - krajní podpěra-opěra
3 - mezilehlá podpěra-pilíř
4 - křídlo
5 - základy
NM - niveleta mostu
Q_{100} - hladina stoletého průtoku

L_o - světlost mostního otvoru
L - rozpětí mostního pole
L_p - délka přemostění
L_z - vzdálenost závěrných zdí
L_m - délka mostu
h_v - volná výška
h_s - stavební výška
h_u - úložná výška
h_k - konstrukční výška

Obr. 2.1. Návrhové charakteristiky mostního objektu

1. Vyjmenujte konstrukční části mostu, které náleží do jeho **spodní** stavby.
2. Vyjmenujte konstrukční části mostu, které náleží do jeho **horní** stavby.

?

3. Předpisy pro mostní objekty a výzkumné projekty MD

l. Vybrané právní předpisy

- z.č. 13/97 Sb., o pozemních komunikacích (PK) , ve znění z.č.102/00 Sb. , z.č.132/00 Sb., z.č. 489/01 Sb., z.č. 256/02 Sb., z.č. 259/02 Sb., z.č. 320/02 Sb. a z.č. 358/03 Sb.
- vyhl.č. 104/97 Sb., kterou se provádí zákon o PK, ve znění vyhl.č. 300/99 Sb. , č.355/00 Sb., č. 367/01 Sb. a č. 555/02 Sb.
- z.č. 50/76 Sb., stavební zákon, ve znění pozd. předpisů, úplné znění z.č.109/01 Sb., ve znění z.č. 254/01 Sb., z.č. 320/02 Sb. a z.č. 422/02 Sb., a přísl. prováděcí vyhlášky
- z.č. 22/97 Sb., o technických požadavcích na výrobky, ve znění z.č. 71/00 Sb., z.č.102/01 Sb., z.č. 205/02 Sb., z.č.226/03 Sb. a z.č. 277/03 Sb.
- nař. vl. č.163/02 Sb., kterým se stanoví technické požadavky na vybrané stavební výrobky
- z.č. 40/04 Sb., o veřejných zakázkách
- z.č. 266/94 Sb., o dráhách, ve znění pozdějších předpisů, a přísl. prováděcí vyhlášky
- z.č. 254/01 Sb., vodní zákon, ve znění pozdějších předpisů
- z.č. 100/01 Sb., o posuzování vlivů na životní prostředí
- z.č. 114/92 Sb., o ochraně přírody a krajiny, ve znění zák. opatření č. 347/92 Sb., z.č. 289/95 Sb. a z.č. 238/99 Sb. a prov. vyhl. č. 395/92 Sb.
- z.č. 185/01 Sb., o odpadech, ve znění pozd. předpisů a přísl. prováděcí vyhlášky
- z.č. 86/02 Sb., o ochraně ovzduší a přísl. prováděcí vyhláška (č. 355/02 Sb.)

2. Vybrané základní rezortní předpisy MD

- Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci staveb PK (TKP-D), 11. kap., 8/98, Pragoprojekt, (CD)
  kap. l Všeobecně, rev. 2003-4
  kap. 2 Umístění a prostorové uspořádání PK, rev.2004
  kap. 6 Mostní objekty a konstrukce, rev. 2003-4
  kap. 8 Vybavení a příslušenství PK, rev. 2004
- Obchodní podmínky pro zeměměřičské a průzkumné práce a dokumentaci staveb PK (Všeobecné OP-D, Zvláštní OP-D, Přílohy A,B,C, Vzorová smlouva o dílo) - (dle FIDIC), 1/04, PGP
- Obchodní podmínky pro poskytování konzultačních služeb pro stavby PK (4 části) – (dle FIDIC), 1/04, PGP
- Metodický pokyn k sestavení zvláštních dodacích podmínek a zvláštních technických kvalitativních podmínek pro dokumentaci stavby PK, část pro ZTKP-D, 6/00, PGP, (CD), revize 2004
- Technické kvalitativní podmínky staveb PK (TKP), 30 kap., PGP, (CD)
  kap. l Všeobecně (vč. příloh) 9/98, 4/00; II/04
  kap. 7 Hutněné asfaltové vrstvy 5/99, 2/03 zm.
  kap. 11 Svodidla, zábradlí a tlumiče nárazu 4/01, revize 2004
  kap. 16 Piloty a podzemní stěny 1/03
  kap. 18 Beton pro konstrukce (vč. příloh) l/97, 2/98 zm.; II/04

kap. 19 Ocelové mosty a konstrukce 1/03
kap. 20 Pylony a mostní závěsy 4/00
kap. 21 Izolace proti vodě 2/04
kap. 22 Mostní ložiska 4/00
kap. 23 Mostní závěry 4/00
kap. 25 Protihlukové clony 1/03
kap. 29 Zvláštní zakládání 2/04
kap. 31 Opravy betonových konstrukcí 5/99, revize 2004
Kapitoly aktualizované od roku 1999 obsahují i Přílohu pro opravy a údržbu.

- Obchodní podmínky staveb PK (Všeobecné OP, Zvláštní OP, Vzorové formuláře) - (na základě červené knihy FIDIC), 11/02, PGP, (CD)
- Obchodní podmínky staveb PK menšího rozsahu (Smlouva, VOP, ZOP, Vzorové formuláře záruk) - (na základě zelené knihy FIDIC), 11/02, PGP, (CD)
- Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací staveb PK, 7/03,
  Valbek Liberec, (CD), (každoroční aktualizace):
  Popisovník prací staveb PK (7/03)
  Soupis prací stavby -metodický pokyn na sestavení a použití (1/99)
  Soubor položek staveb PK (7/03)
- Směrnice pro dokumentaci staveb PK, 12/99, PGP, (CD), revize 2004-5
- Met. pokyn Výkon stavebního dozoru na stavbách PK, l995, PGP, (CD), revize 2004
- Met. pokyn Oprávnění k výkonu prohlídek mostů PK, Věstník dopravy 6/98
- Metodický pokyn Systém jakosti v oboru PK (SJ-PK) - Věstník dopravy 9/01 + 1/02 + 4/03
  (Zásady + Metodické pokyny k jednotlivým 6 oblastem SJ-PK: projektové práce,
  průzkumné a diagnostické práce, zkušebnictví, provádění silničních a stavebních prací,
  ostatní výrobky, zavedení nové technologie), (CD)
  Na základě dohody mezi ČKAIT a MD jsou základní rezortní předpisy MD pro PK, TP a VL
  vydány souborně v elektronické formě na CD „Systém jakosti v oboru PK III.“,
  ČKAIT, II/03; v II/04 má být vydáno nové CD (IV.).

3.Vybrané ČSN

- 01 3467 - 87 Výkresy inženýrských staveb. Výkresy mostů
- EN ISO 9000, 9001, 9004 (01 03 00, 21, 24) - 01, vyd. 2 - 02 Systémy managementu jakosti- Zásady a slovník, Požadavky, Směrnice pro zlepšování výkonnosti
- P ENV 1504-9 (73 2101) - 00 Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí - Definice, požadavky, kontrola kvality a hodnocení shody - Část 9: Obecné zásady pro používání výrobků a systémů
- 73 2401 - 89 , zm. a, 2,3 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu
- EN 206-1 (73 2403) - 01, zm. 1, 2 - 03 (příl. NA) Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- - P ENV 13670-1 (73 2400) - 01, zm. 1 - 03 (příl. NA) Provádění betonových konstrukcí – Část 1: Společná ustanovení
- 73 2603 - 96 Provádění ocelových mostních konstrukcí
- 73 6101 - 04 Projektování silnic a dálnic
- 73 6200 - 77, zm. a, b Mostní názvosloví
- 73 6201 - 95 , zm. l Projektování mostních objektů, revize 2004-5
- P ENV 1991-3 (73 6203) - 97, zm. l Zásady navrhování a zatížení konstrukcí - Část 3: Zatížení mostů dopravou, revize 2004
- 73 6203 - 87, zm. a,b Zatížení mostů
- 73 6205 - 99 Navrhování ocelových mostních konstrukcí
- P ENV 1993-2 (73 6205) - 99 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 2: Ocelové mosty

- P ENV 1994-2 (73 2089) – 98 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Ocelobetonové mosty
- 73 6206 - 72, zm. l, 2 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí
- 73 6207 - 93, zm. l Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu
- P ENV l992-2 (73 6208) - 98 Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty
- 73 6209 - 96 Zatěžovací zkoušky mostů
- 73 6212 - 95 Navrhování dřevěných mostních konstrukcí
- 73 6213 - 95 Navrhování zděných mostních konstrukcí
- 73 6220 - 96 Zatížitelnost a evidence mostů PK
- 73 6221 - 96 Prohlídky mostů PK
- 73 6223 - 95, zm. 1 Ochrany proti nebezpečnému dotyku s živými částmi trakčního vedení a proti účinkům výfukových plynů na objektech nad kolejemi celostátních drah a vleček
- 73 6242 - 95 Navrhování a provádění vozovek na mostech PK
- 73 6244 - 99 Přechody mostů PK
- 73 6266 - 96 Protinárazové zábrany mostů přes pozemní komunikace
- EN 1337 (73 6270) Stavební ložiska
  Část 1: Všeobecná pravidla navrhování (2002)
  Část 2: Kluzné prvky (2002)
  Část 7: PTFE – Kalotová a cylindrická ložiska (2002)
  Část 9: Ochrana (1999)
  Část 11: Doprava, skladování a osazování (1999)
- P 74 2871 - 96 Systémy dodatečného předpínání. Obecné požadavky a zkoušení

Průběžně jsou zaváděny EN do ČSN podle doporučení přísl. TNK ČSNI.

4. Vybrané technické podmínky MD

- TP 37 Provádění prefa a monolitických čel silničních propustků, 1990,IMOS
- TP 41 Opravy povrchových poruch betonových konstrukcí pomocí plastbetonu, 1990, IMOS
- TP 42 Opravy ocelových nosných konstrukcí silničních mostů – metody a technologie ke zvýšení zatížitelnosti a prodloužení životnosti, 1990, IMOS
- TP 43 Sanace trhlin v betonových spodních stavbách mostů injektáží netradičními materiály, l990, IMOS
- TP 54 Provádění železobetonových desek spřažených s prefabrikovanými nosníky mostů PK, l992, IMOS
- TP 62 Katalog poruch vozovek s cementobetonovým krytem, l994, STRADIS, D 1 – 2004
- TP 63 Ocelová svodidla na PK, l994, Dopravoprojekt
- TP 72 Diagnostický průzkum mostů PK, l995, IMOS, 2004, PONTEX
- TP 73,74 Zesilování betonových mostů externí lepenou výztuží a/nebo zpraženou železobetonovou deskou. Pokyny pro výpočet, Technické podmínky, l995, IMOS
- TP 75 Uložení nosných konstrukcí mostů PK, 2004, PGP
- TP 76 Geotechnický průzkum pro stavby PK, 2001 , SG-Geotechnika
- TP 79 Navrhování spřažených ocelobetonových nosných konstrukcí mostů PK, 1995, PONTEX
- TP 80 Elastický mostní závěr, 2003, PROMO
- TP 82 Katalog poruch netuhých vozovek, l996, ŘSD-SDB, D 1 – 2004, VUT
- TP 84 Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí PK, 2003, PGP
- TP 86 Mostní závěry, l997, PROMO, D 1 - 2004
- TP 88 Oprava trhlin v betonových konstrukcích, l997, IMOS
- TP 89 Ochrana povrchů betonových mostů proti chemickým vlivům, 1997,IMOS

- TP 90 Používání provizorních mostů z MS v civilním sektoru, l997, PONTEX
- TP l0l Výpočet svodidel, l998, Dopravoprojekt
- TP l04 Protihlukové clony PK, 2003, PROMO
- TP l06 Lanová svodidla na PK, l998, Dopravoprojekt, Dodatek l - 2001
- TP l07 Odvodnění mostů PK, 2004, PGP
- TP ll0 Používání provizorních mostů systému Mabey Univerzal, l998, PONTEX
- TP ll3 Značky a symboly pro výkresy PK, l998, ÚDI Praha, revize 2004
- TP ll4 Svodidla na PK (zatížení, stanovení úrovně zadržení, navrhování „jiných" svodidel), l998, Dopravoprojekt, D 1 - 2004
- TP ll5 Opravy trhlin na vozovkách s asfaltovým krytem, l999, Nievelt Labor Praha
- TP l20 Údržba, opravy a rekonstrukce betonových mostů PK, 2000, PROMO
- TP 121 Zkušební a diagnostické postupy pro mosty a ostatní konstrukce PK, 2004, PONTEX
- TP 124 Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce PK, 1999, JEKU Praha
- TP 128 Ocelové svodidlo NH 4 , l999, Dopravoprojekt, revize 2004
- TP 129 Zkoušení a schvalování svodidel, 1999, Dopravoprojekt
- TP 136 Povlakovaná výztuž do betonu, 2000, SVÚOM
- TP 137 + změna l Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách PK, 2003, ŘSD
- TP 139 Betonové svodidlo, 2000, Dopravoprojekt
- TP 140 Dřevoocelové svodidlo, 2000, Dopravoprojekt
- TP 144 Doporučení pro navrhování nových a posuzování stávajících betonových mostů PK, 2001, ČVUT
- TP 149 Zatížitelnost mostů PK v návaznosti na EN, 2001, ČVUT
- TP 155 Betonové mosty a konstrukce staveb PK, 2004, PROMO
- TP 157 Mostní objekty PK s použitím ocelových trub z vlnitého plechu, 2003, PGP
- TP 158 Tlumiče nárazu (stanovení úrovně zadržení, prostorové uspořádání), 2003, ASPK
- TP 159 Vodicí stěny, 2003, ASPK
- TP 160 Mostní elastomerová ložiska, 2003, PGP
- TP 161 Používání provizorních mostů MMT-100, 2003, PONTEX
- TP Ekologické mostní objekty na PK, 2004, Valbek
- TP Injektování kabelových kanálků mostních konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu, 2004 , PONTEX (bude v příloze TKP 18)
- TP Zásady pro omezení vzniku trhlin v betonových mostech, 2004, PONTEX
- TP Izolační systémy mostů PK (polyuretany; pochozí systémy), 2004, ŘSD
- TP Hrncová ložiska, 2004, PGP

5. Vybrané další technické předpisy MD

- Vzorové listy staveb pozemních komunikací VL 4 Mosty, l2/98, PONTEX, D1, D2 – 2004, PROMO
- Vzorové listy oprav mostních objektů PK (VLO), 5/00, PONTEX
- Met. pokyn Dokumentace elektrických a geofyzikálních měření betonových mostů PK,1995, PONTEX, aktual. 2004, JEKU
- Sm pro používání mostů z TMS v civilním sektoru, l992, PONTEX, D 1 - 2004
- Sm pro používání provizorních mostů BB v civilním sektoru, l992, PONTEX
- Technologické postupy pro údržbu a opravy mostních objektů 11 kapitol, l997,IMOS
- Katalog závad mostních objektů PK, 2000, PONTEX , (i CD), D 1 - 2004

- Pokyny pro jednorázové zvýšení zatížitelnosti silničních mostů, l990, PGP, PONTEX
- Pokyny pro posuzování technického stavu a pro zvýšení trvalé zatížitelnosti betonových silničních mostů, l990, PGP, PONTEX
- Zásady pro vypracování projektu diagnostiky a údržby betonových mostů, l988, MD
- Prováděcí pokyny ke stanovení zatížitelnosti mostů dle změny a) ON 73 6220, l985, doplňky - tabulky zatížitelnosti kleneb, l988, pomůcka pro určování zatížitelnosti starších mostů, l989, ŘSD
- Vzorové projekty údržby a oprav silničních mostů, 5 sv., l985-87, IMOS
- TSm Silniční železobetonové mosty z monolitických konstrukcí dl. 3,6-9,0 m, l990, PONTEX
- - Typové podklady a směrnice pro mostní konstrukce prefabrikované (nosníky spřaženy s železobetonovou monolitickou deskou): ŽMP 62/88, 89, 90, IZM (MJ), KU-M, VST-88, 92, VSTI 2000, I-9O, T-93, AMOS l.0, I-DZ, TT-DZ, ocelové I - nosníky
- TyP Rámové mosty, propustky a podchody IZM (l989), Dopravoprojekt
- TyP Trubní propustky PK (l99l), Dopravoprojekt
- TSm Vysoké mezilehlé podpěry pro mosty rozpětí nad 30 m + TP 50 pro provádění a údržbu, l99l, Dopravoprojekt
- Spodní stavby mostů SVB-82 (l987), SVB-84 (l985), SVB-88 (l988) ,Dopravoprojekt
- Katalog svodidel, 2004, Dopravoprojekt

Typové podklady a směrnice lze využít po konstrukčních úpravách vyvolaných novými ČSN, předpisy a jejich změnami a požadavky objednatele. Oznámení o vydání technických předpisů MD jsou uveřejňována ve Věstníku dopravy. Organizace v přehledu jsou distributory předpisů. Technické předpisy MD jsou zpravidla realizačními výstupy projektů výzkumu a vývoje pro dopravu.

6. Projekty výzkumu a vývoje MD pro mostní objekty PK

Projekty končící v roce 2003 (2004):

- 803/120/107 Časová závislost korozního procesu a problematika predikce životnosti železobetonových a předpjatých konstrukcí, 2003, SVÚOM Praha
- 803/120/108 Stanovení metodiky monitorování stavu výztuží železobetonových a předpjatých konstrukcí, 2004, CDV Brno
- 803/120/110 Modely zatížení mostních konstrukcí teplotou a mimořádným zatížením podle zásad Eurokodů, 2003, KÚ ČVUT
- 803/120/112 Využití modální analýzy pro hodnocení mostních konstrukcí, 2003, ČVUT
- 803/120/113 Systém hospodaření s mosty, 2003, PONTEX
- 803/120/114 Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách PK, 2003, KÚ ČVUT
- 803/120/115 Využití vláknových kompozitů k zesilování mostů, 2004, KÚ ČVUT
- 803/120/116 Zatížení a zatížitelnost mostů pozemních komunikací v návaznosti na evropské normy, 2004, ČVUT
- 803/120/118 Vysoce hodnotné betony pro mostní objekty PK, 2003, SSŽ Praha
- 803/120/124 Zřizování cementobetonových vozovek na mostech, 2003, PONTEX Praha
- 803/030/106 Vliv únavy na únosnost zesílené konstrukce těžké mostové soupravy, 2003, ČVUT

Projekty zahajované od II.Q. 2004:

- 1F45C/096/120 Ověření úspěšnosti oprav a rekonstrukcí mostů. Identifikace alkalické reakce kameniva v betonu a nalezení jejích příčin, 2007, PONTEX
- 1F45E/020/120 Analýza příčin a návrh opatření pro zabránění vzniku nadměrných průhybů předpjatých mostů velkých rozpětí, 2008, ČVUT
- 1F45D/077/120 Odezva mostů na zatížení teplotou a dopravou, 2007, ČVUT
- 1F45B/023/120 Samozhutnitelný beton v mostních stavbách, 2007, ČBS

- 1F45B/024/120 Metodika měření korozní rychlosti ocelových výztuží zabudovaných v betonu, 2008, SVÚOM
- 1F45D/013/120 Vývoj metod navrhování nových dálničních mostů a ověření kritérií užitných vlastností a životností existujících mostů s ohledem na stochastický charakter materiálů, zatížení a odezvy, 2006, ÚTAM AV
- 1F44L/079/030 Těžký logistický most dle požadavků ČSN a STANAG NATO, 2007, Noving
- 1F44L/078/030 Posouzení a návrh úprav mostní konstrukce TMS podle standardů NATO, 2008, ČVUT

7. K platnosti a závaznosti norem a předpisů

U všech PK je nutno zajistit ochranu veřejných zájmů, bezpečnost dopravy, nezbytnou jednotnost parametrů, spolehlivost, životnost a jakost díla. Orgány a organizace uplatňují ČSN a technické předpisy MD jejich uvedením (odkazy) v rozhodnutích, povoleních, smlouvách o dílo, při zadávání veřejných zakázek, posuzování dokumentace a dozoru na stavbách. Tím se předpisy stanou pro dané dílo závaznými.

Pro uzavření SoD se využívají TKP (TKP-D) MD, příp. zpracované ZTKP, které se na ČSN a technické předpisy odvolávají a upřesňují je, uzavřením SoD se stávají ČSN a TP pro dokumentaci a/nebo stavbu závaznými. Posloupnost závaznosti technických předpisů je ZTKP-TKP-ČSN-TP-VL. Přehled předpisů je v tabulce.

Soubor: VOP+ZOP+TKP+ZTKP+DZS (vč. Soupisu dle OTSKP) = zadávací dokumentace stavby (určující předmět zadání) + předmět (základní část) SoD.

Soubor: VDP-D+ZDP-D+TKP-D+ZTKP-D+ dokumentace předchozího stupně + příp. TKP staveb = zadávací dokumentace na zhotovení dokumentace stavby + součást SoD.

Platné ČSN a technické předpisy MD je nutno dodržovat i když jsou tzv. „nezávazné“, dodržení všech ČSN uvedených v příloze č. l vyhl.č. l04/97 Sb. (a návazných technických předpisů pro PK) se považuje za splnění požadavků stanovených vyhláškou č. l04/97 Sb. a zákonem č. l3/97 Sb.Dodržování platných ČSN a TP je rovněž nezbytné ke splnění požadavků stavebního zákona. Očekává se tudíž, že celostátní předpisy MD budou plně využívány a dodržovány i v krajích (tedy i pro mostní objekty na silnicích nižších tříd) a také ve městech a obcích pro mosty místních komunikací.

I při posuzování shody dle z.č. 22/97 Sb. ve znění pozdějších předpisů a nař. vl. č. l63/02 Sb. je nutno respektovat i požadavky technických předpisů MD.

V odůvodněných případech se lze od ustanovení platných (a nyní již všech „nezávazných“) ČSN a technických předpisů MD odchýlit na základě „souhlasu s odchylným řešením“, vydaným zpravidla při splnění určitých (v něm uvedených) podmínek, které pokud možno eliminují možné nepříznivé účinky navrženého technického řešení. Vydáváním souhlasů s odchylným řešením MD pověřilo Ředitelství silnic a dálnic ČR - úsek výstavby, odbor technický, Praha; v závažných případech odchylek může souhlas vydat MD. Příp. použití cizích norem je vždy výjimečné a rovněž podléhá souhlasu s odchylným řešením. Případ postupu mimo rámec platných norem a předpisů je nutno pokládat za nepřípustný.

Soubor technických předpisů MD je průběžně doplňován a aktualizován - dle potřeb oboru PK a stavu vědeckotechnických poznatků.Předpisy musí být plně využívány a dodržovány tak, aby přispívaly k řádnému výkonu státní a majetkové správy a tedy i zajištění jakosti, bezpečnosti, spolehlivosti a životnosti PK, ochraně zdraví a životního prostředí.

Distributoři předpisů MD

- ASPK, Jílkova 76, 615 00 Brno, tel.: 548424213
- ČKAIT – Informační centrum, Sokolská 15, 120 00 Praha 2, tel. 227090211
- ČVUT-fakulta stavební, katedra betonových konstrukcí a mostů, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, tel. 224354623

- Dopravoprojekt, Kounicova l3, 658 30 Brno, tel. 549123133
- IMOS, div. Silniční vývoj, Olomoucká 174, 627 00 Brno, tel. 548129342
- JEKU, Limuzská 8, 100 00 Praha 10, tel. 272702597
- Nievelt Labor Praha, Houdova 18, 158 00 Praha 5, tel. 267193402
- PONTEX, Bezová 1658, 147 14 Praha 4, tel. 244462277
- Pragoprojekt, K Ryšánce 16, 147 54 Praha 4, tel. 241440770
- PROMO, K Ryšánce 16, 147 54 Praha 4, tel. 24144770
- ŘSD, Čimická 809, 181 21 Praha 8, tel. 233557423
- ŘSD-SDB, Mojmírovců 5, 709 00 Ostrava, tel. 596632993
- SG-Geotechnika, Geologická 4, 152 00 Praha 5, tel.: 234654210
- STRADIS, tř. kpt. Jaroše 39a, 602 00 Brno, tel. 602786197
- SVÚOM, U měšťanského pivovaru 4, 170 04 Praha 7, tel. 220801297
- ÚDI, Bolzanova 1, 110 00 Praha 1, tel. 224215195
- VALBEK, Vaňurova 505/17, 460 01 Liberec, tel. 485103336
- Věstník dopravy, ČD, DOP, Zásobovací sklad Praha, Želivského 3, 130 73 Praha 3, tel. 224625233

Soubor předpisů a dokumentací pro pozemní komunikace

Úroveň/sféra	ČR	MDS	Objednatel (investor)
právní	občanský zákoník obchodní zákoník stavební zákon zákon o ZVZ zákon o výrobcích	zákon o pozemních komunikacích 13/97, 102/00, 132/00, 489/01, 256/02, 259/02, 320/02, 358/03 prováděcí vyhláška 104/97, 300/99,355/00, 367/01,555/02	
administrativní	usn. vlády 97/93 (sbližování předpisů ES) usn. vlády 631/93 a aktualizace (rozvoj dálnic a čtyřpruhových silnic pro motorová vozidla)	Směrnice pro dokumentaci staveb PK Metodické pokyny SJ-PK (VD 9/01,1/02,4/03) Výkon stavebního dozoru Oprávnění k prohlídkám mostů	Zadávání veřejné zakázky
smluvní		Všeobecné obchodní podm. pro zeměměřičské a průzkumné práce a dokumentaci staveb PK Všeobecné obchodní podmínky staveb PK Oborový třídník stavebních konstrukcí a prací staveb PK	Zvláštní obchodní podm. pro zeměměřičské a průzkumné práce a dokumentaci stavby PK Zvláštní obchodní podmínky stavby PK Soupis prací stavby PK
technická	ČSN ČSN EN	Technické kvalitativní podmínky pro dokumentaci	Zvláštní technické kvalitativní podmínky pro

	ČSN ISO	staveb PK Technické kvalitativní podmínky staveb PK Technické podmínky MD Vzorové listy staveb PK Další technické předpisy MD	dokumentaci stavby PK Zvláštní technické kvalitativní podmínky stavby PK Dokumentace pro zadání stavby PK

?

1. Vysvětlete pojem „závaznost norem“.
2. Jak dělíme předpisy pro mostní objekty?

4. Rozdělení mostů

Mosty rozdělujeme podle následujících kritérií:

a) podle druhu převáděné komunikace

- mosty drážních komunikací, tj. mosty železniční, tramvajové, rychlodrážní a mosty pro lesní, polní nebo důlní drážky
- mosty pozemních komunikací, tj. mosty dálniční, silniční a mosty místních a účelových komunikací
- mosty ostatní, tj. mosty průplavní, vodovodní, potrubní, průmyslové dopravníky, akvadukty apod.

b) podle přemosťované překážky

- nadjezdy, tj. mosty přes dopravní komunikace
- mosty říční, tj. mosty přes vodní toky
- viadukty, tj. mosty přes velká údolí
- estakády, tj. mosty přes zastavěná území

c) podle materiálu nosné konstrukce

- mosty kovové
- mosty masivní, tj. mosty betonové, železobetonové, kamenné, cihelné
- mosty dřevěné

d) podle doby trvání

- mosty trvalé
- mosty zatímní
- mosty rozebíratelné, např. vojenské mosty

e) podle druhu přemostění

- mosty
- propustky

– lávky pro pěší

1. Jak a podle čeho dělíme mostní objekty? ?

Slovník

Most (ocelový, betonový, kamenný)	bridge (steel, concrete, stone)
most (železniční, silniční, dálniční)	bridge (railway, road, highway)
mostní pole	bridge field
rozpětí	span
podélné ztužidlo	wind bracing
příčné ztužidlo	gross bracing
svršek	superstructure
základy	foundations
dispoziční řešení	general arangement
ložisko	bearing
elastomerová ložiska	elastomeric bearings
válečková ložiska	roller b.
hrncová l.	pot b.
ztužení	bracing
opěra	abutment
mostní závěr	expansion joint

5. Podklady pro návrh mostního objektu

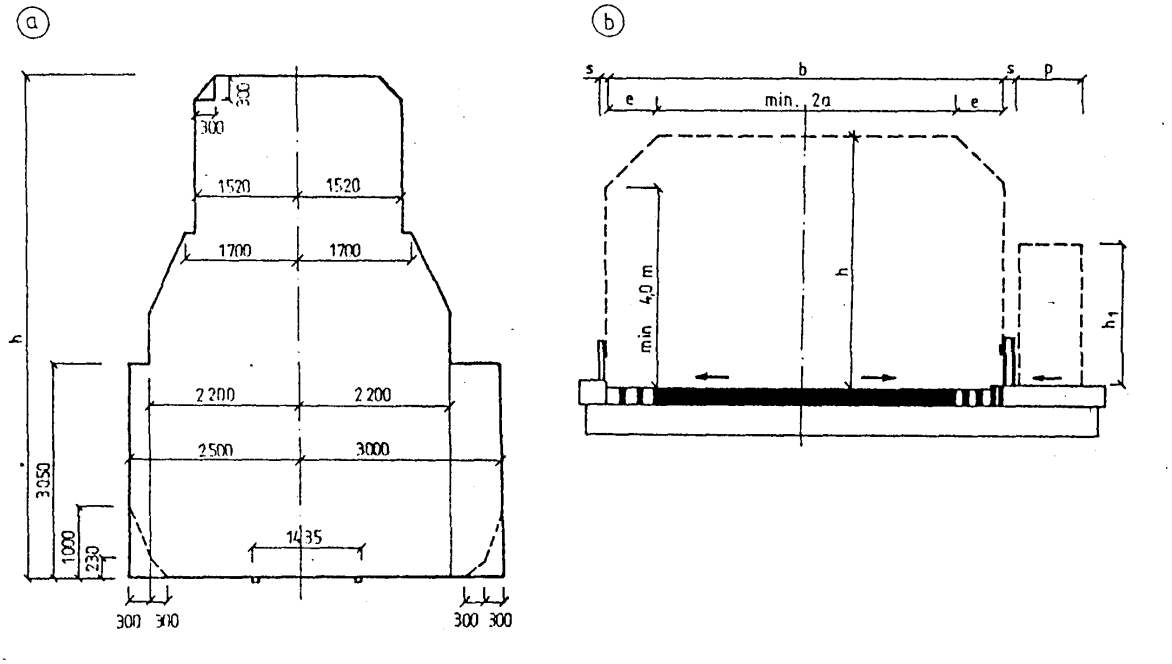
Základní údaje pro projekt mostu poskytuje projekt převáděné komunikace, překračující překážky a technické normy. Zpravidla je nutno tyto údaje doplnit geologickým průzkumem, místním šetřením u mostů přes vodní toky i hydrotechnickým výpočtem apod. Základní návrhové charakteristiky mostního objektu a jeho části uvádí obr. 2.l.

Úlohou mostního objektu je spolehlivé převedení dopravy přes přemosťovanou překážku tak, aby nebyl omezujícím prvkem propustnosti celé dopravní komunikace. Z tohoto pohledu musí mostní objekt vyhovět určitým požadavkům zahrnujícím především:

– prostorové uspořádání na mostě a pod mostem
– zatížení mostu
– materiál mostu
– průkaz spolehlivosti navrženého mostu

5.1 Prostorové uspořádání na mostech

Podklady pro prostorové uspořádání mostních objektů poskytuje norma ČSN 736201 [1]. Ve smyslu této normy je rozhodujícím faktorem prostorového uspořádání mostní průjezdný průřez u mostů drážních komunikací a dopravní prostor u mostů pozemních komunikací. Oba představují normové obrysové vymezení požadovaného prostoru pro převedení příslušné dopravní komunikace. Příklady mostního průjezdního průřezu a silničního dopravního prostoru uvádí obr. 5.1. Číselné hodnoty rozměrů silničního dopravního prostoru jsou specifikovány v normě ČSN 736101 a ČSN 736110.



Obr. 5.1 a) Mostní průjezdný průřez v přímé a oblouku s poloměrem větším než 4000 m
b) Příklad silničního dopravního prostoru

5.2 Zatížení mostů

5.2.1 Obecná charakteristika zatížení

Zatížení mostu je velmi důležitým faktorem z hlediska spolehlivosti celého objektu. Mosty navrhujeme na určité smluvní zatížení, které by mělo s dostatečnou rezervou zajistit, že reálné zatížení po dobu návrhové životnosti mostů toto smluvní zatížení nepřesáhne. Toto smluvní zatížení předepisují normy zatížení a označuje se proto často normové zatížení. Teoretický základ pro návrh normového zatížení podává teorie spolehlivosti, založená na pravděpodobnostním principu. Perspektivně bude pro mosty platit evropská norma EN 1991-3: Zásady navrhování a zatížení konstrukcí, Část 3: Zatížení mostů dopravou [5.4]. V současné době ještě je pro nás závazná národní norma ČSN 736203 [5.2]. Hlavní zásady této normy jsou dále uvedeny.

Podle doby působení, změn velikosti a polohy rozlišuje norma zatížení **stálá** a **nahodilá**.

Do zatížení stálých se uvažuje vlastní tíha prvků mostů, trvale působící tlaky zemin a zatížení předpětím. Nahodilá zatížení se dále člení podle doby působení na dlouhodobá, krátkodobá a mimořádná. Za dlouhodobá zatížení se považuje například tíha svršku (kolejnice, mostnice, upevňovadla, kolejové lože, vozovka) a tíha odstranitelných nepohyblivých částí mostu.

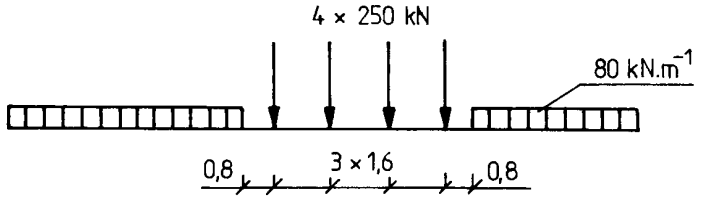
Nejrozšířenější skupinu zatížení představují nahodilá krátkodobá zatížení, pro něž je vlastně most navrhován, tj. zatížení žel. dopravou, zatížení silniční dopravou nebo zatížení městskou dopravou. Současně sem zahrnujeme i účinky prostředí v podobě tzv. klimatických zatížení jako jsou zatížení větrem, zatížení sněhem, zatížení námrazou nebo teplotní účinky. Rozhodující z hlediska návrhu mostu jsou však zatížení vyvozená pohybujícími se vozidly. Vzhledem k výrazně stochastickému charakteru tohoto zatížení se při návrhu mostu užívají náhradní ideální zatěžovací schémata, která simulují reálná provozní zatížení.

V normách se uvádějí charakteristické (normové) hodnoty zatížení. Návrhové hodnoty dostaneme jejich přenásobením součiniteli zatížení, které jsou pro všechny druhy zatížení v normách uvedeny.

5.2.2 Zatížení podle ČSN 73 6203[5.2]

Součinitele zatížení jsou v [5.2] uvedeny(např. γ_f =1,1 pro zatížení stálé, γ_f =1,4 pro zatěžovací vlaky a silniční dopravu).

V případě mostů drážních se uvažují svislé účinky zatěžovacím schématem odvozeným z ideálního zatěžovacího vlaku Mezinárodní unie železnic UIC-71 v podobě tzv. základního zatěžovacího vlaku ČSD-Z a těžkého zatěžovacího vlaku ČSD-T. Geometrická schémata obou vlaků jsou totožná s vlakem UIC-71, odlišují se jen tíhou a to tak, že pro vlak ČSD-Z se uplatní multiplikační faktor ω = 1,12 a pro vlak ČSD-T ω = 1,25.



Obr. 5.2 Schéma ideálního zatěžovacího vlaku UIC-71.

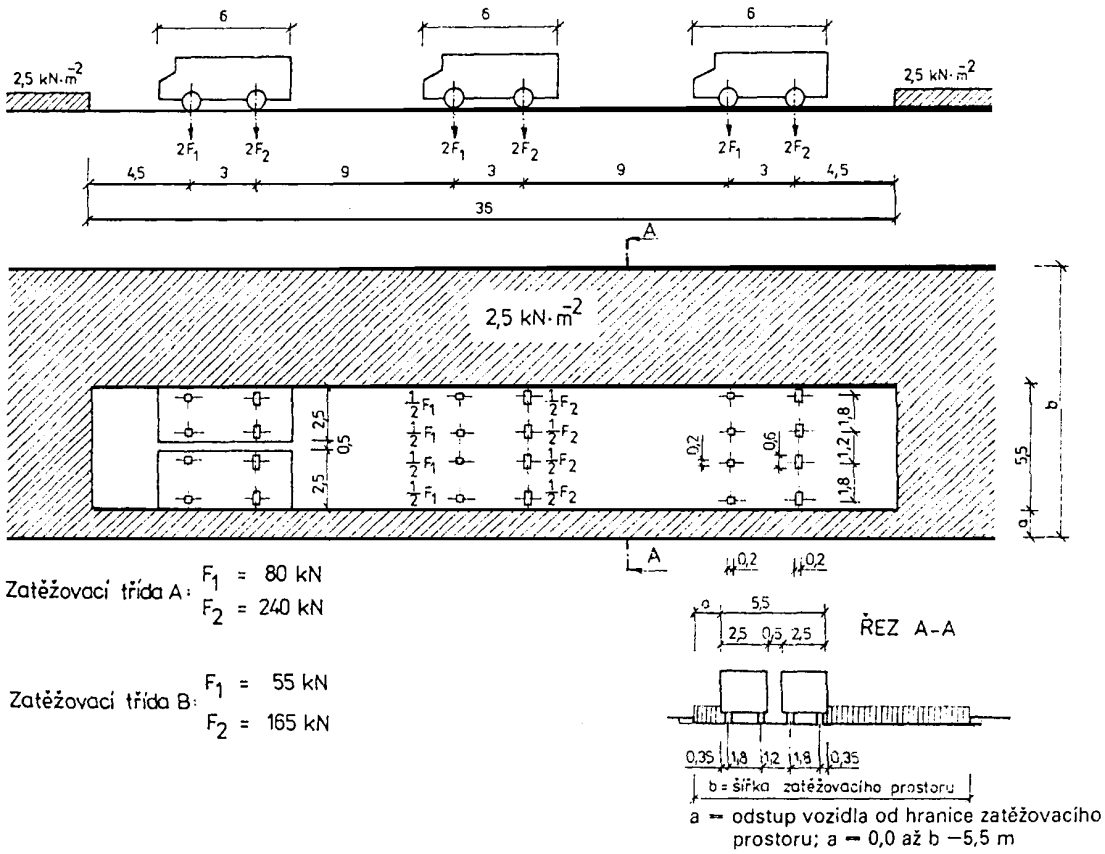
Pro velmi těžké provozy bylo zavedeno ještě tzv. speciální zatěžovací schéma blíže v normě specifikované. Toto schéma se uvažuje tehdy, jsou-li jeho účinky větší než účinky od zatěžovacího vlaku ČSD-T.

V případě mostů pozemních komunikací se zatížení silničními vozidly nahrazuje ideálním pohyblivým zatížením reprezentovaným zatěžovacími schématy:

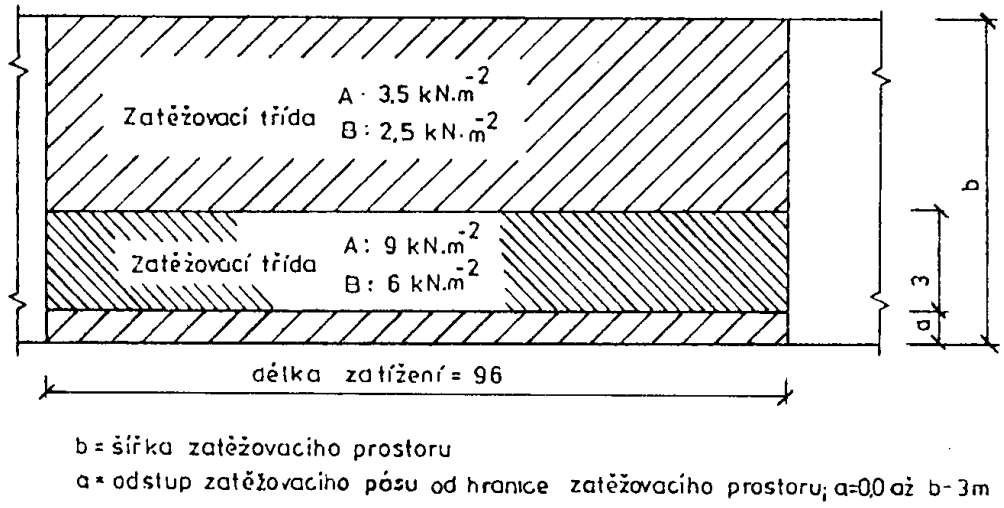
a) normálního zatížení v podobě seskupení zatížení I. (obr. 5.3) a seskupení zatížení II (obr. 5.4)

b) výhradního zatížení v podobě čtyřnápravového vozidla (obr. 5.5)

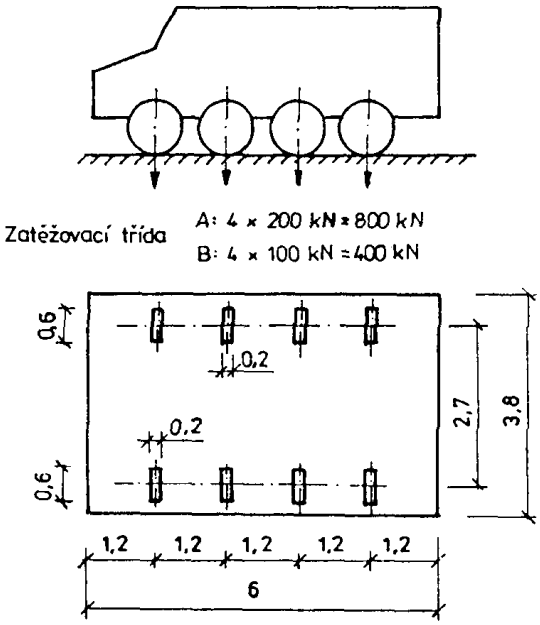
Výjimečné zatížení v podobě zvláštní soupravy - platí jen pro mosty zatěžovací třídy A



Obr. 5. 3 Seskupení zatížení I.



Obr. 5.4 Seskupení zatížení II.



Obr. 5.5 Schéma čtyřnápravového vozidla

Dynamické účinky pohyblivého železničního i silničního zatížení se ve výpočtu zohledňují dynamickým součinitelem δ, kterým se přenásobí statické účinky vyvolané ideálními zatěžovacími schématy. Tento součinitel blíže specifikuje norma [5.2].

Do **nahodilých mimořádných zatížení** řadíme zatížení seismická, zatížení nárazy vozidel apod.

Každý mostní prvek je namáhán vždy určitou kombinací výše uvedených zatížení stálých a nahodilých. Pravidla sestavování těchto kombinací udávají normy pro zatížení [5.2], [5.3]. Zavádějí se tyto kombinace:

a) *základní kombinace* sestavená ze zatížení stálého, dlouhodobých nahodilých a všech krátkodobých zatížení

b) *mimořádná kombinace* sestávající ze zatížení stálého, dlouhodobých nahodilých, všech krátkodobých zatížení a jednoho mimořádného zatížení.

Hodnota stálého a dlouhodobých nahodilých zatížení se zavádí se součiniteli kombinací $\psi_c = 1$.

Hodnoty krátkodobých zatížení se v kombinacích násobí součiniteli kombinace ψ_c s těmito hodnotami pro základní kombinaci:

- 1 nahodilé krátkodobé zatížení..... 1,0
- 2 nebo 3 krátkodobé zatížení..... 0,9
- 4 nebo více krátkodobých zatížení 0,8

5.2.3 Zatížení podle evropských norem

Pokud je most navrhován podle evropských morem (EN), je nutno zatížení dopravou uvažovat podle [5.4], která byla převzata do souboru ČSN. Zatěžovací schémata hlavních mostů pozemních komunikací podle této normy jsou poněkud odlišná, účinky zatížení vycházejí větší. Odráží výsledky posledních evropských průzkumů zatížení. Hlavní odlišnosti od ČSN jsou dále uvedeny.

Zavádějíce některé nové pojmy, kterými jsou:

- *Reprezentativní hodnoty*, kterými jsou
  - charakteristické hodnoty, které jsou buď statické nebo nominální viz ENV 1991-1 článek 4.2 (7)
  - občasné hodnoty
  - časté hodnoty
  - kvazistálé hodnoty.

Poznámka: Za občasné hodnoty se považují ty, které odpovídají přibližně střední době návratu 1 rok. Časté hodnoty odpovídají střední době návratu přibližně 1 týden.

- *Návrhové situace*

Obecně se různé typy zatížení reprezentují sestavami zatížení (kombinace složek zatížení).

Kombinační pravidla se musí stanovit v souladu s ENV 1991-1 Zásady navrhování [5.5] a v souladu s přílohami C, D a G5 [5.4]. Návrhové situace rozdělujeme podle délky trvání pro běžný provoz na trvalé a dočasné a mimořádné. Trvalé situace se vztahují k podmínkám běžného provozu, dočasné se vztahují k dočasným podmínkám, např. při opravách a rekonstrukcích, mimořádné se vztahují k výjimečným podmínkám, např. výbuchu nebo nárazu.

Norma [5.5] zavádí pravidla pro kombinace zatížení. Základní kombinace mezním stavu únosnosti je vyjádřena ve třech alternativách, nichž pro ilustraci uvádíme první (EN 1990-(6.10)):

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}"+"\gamma_P P"+\ "\gamma_{Q,1}Q_{k,j}"+\sum_{i\geq 1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,j}$$

kde

- "+" značí v kombinaci s
- $\gamma_{G,j}$ součinitel zatížení pro stálé zatížení j
- $G_{k,j}$ charakteristická hodnota stálého zatížení
- γ_P součinitel zatížení předpětím
- P předpětí
- $\gamma_{Q,1}$ součinitel zatížení pro hodnoty hlavního nahodilého zatížení (dopravu)
- $Q_{k,j}$ hodnota hlavního nahodilého zatížení j
- $\gamma_{Q,i}$ součinitel zatížení pro vedlejší nahodilé zatížení i
- $\psi_{0,i}Q_{k,j}$ kombinační hodnota vedlejšího nahodilého zatížení i

Součinitele zatížení a kombinací jsou v EN doporučeny (může být pozměněno v národních přílohách) pro trvalé i dočasné situace těmito hodnotami [5.4, příl. C] těmito hodnotami:

Mosty pozemních komunikací

Vlastní tíha a zatížení dopravou $\gamma_{G\,\mathrm{sup}} = \gamma_q = 1{,}35$

Nahodilá krátkodobá zatížení $\gamma_q = 1{,}50$

Součinitele kombinací $\psi_o = \psi_1 = 0{,}75$

Železniční mosty

Vlastní tíha $\gamma_{G\,\mathrm{sup}} = 1{,}35$

Zatížení dopravou $\gamma_q = 1{,}45$

Součinitele kombinací

- LM 71 $\psi_o = 0{,}80, \psi_1 = 0$
- SW/0 $\psi_o = \psi_1 = 0{,}80$
- SW/2 $\psi_o = 0$

  $\psi_1 = 0{,}80$

Význam jednotlivých modelů dopravy je popsán dále.

Pro mezní stav použitelnost platí stejný vzorec se součiniteli zatížení rovnými jedné.

5.2.3.1 Zatížení silniční dopravou a jiná zatížení mostů a pozemních komunikací

Modely zatížení definované v tomto oddíle nepopisují skutečná zatížení. Byly vybrány tak, aby jejich účinek vyjadřoval účinek skutečného zatížení.

Třídy zatížení

Dopravní proud se mezi jednotlivými mosty liší svojí skladbou (tj. procento nákladních vozidel), svoji intenzitou (tj. průměrným počtem vozidel za rok), svými podmínkami (např. frekvence výskytu dopravních zácep), pravděpodobnou extrémní tíhou vozidel a jejich nápravových sil a případně vlivem dopravního značení omezujícího hmotnost vozidel.To se respektuje výběrem vhodným modelem reprezentovaným zatížení třídou.

Vozovka se rozdělí do zatěžovacích pruhů základní šířky 3 m.

Zatěžovací pruh, který vykazuje nejnepříznivější účinek je označen Pruh č.1, zatěžovací pruh, který vykazuje druhý nejnepříznivější účinek, je označen Pruh číslo 2, atd.

Svislá zatížení

Modely zatížení pro svislé zatížení reprezentují následující účinky dopravy:

a) Model zatížení 1: Soustředěná a rovnoměrně rozložená zatížení, která zahrnují většinu účinků od provozu osobních a nákladních vozidel. Tento model je určen pro celková i lokální posouzení.

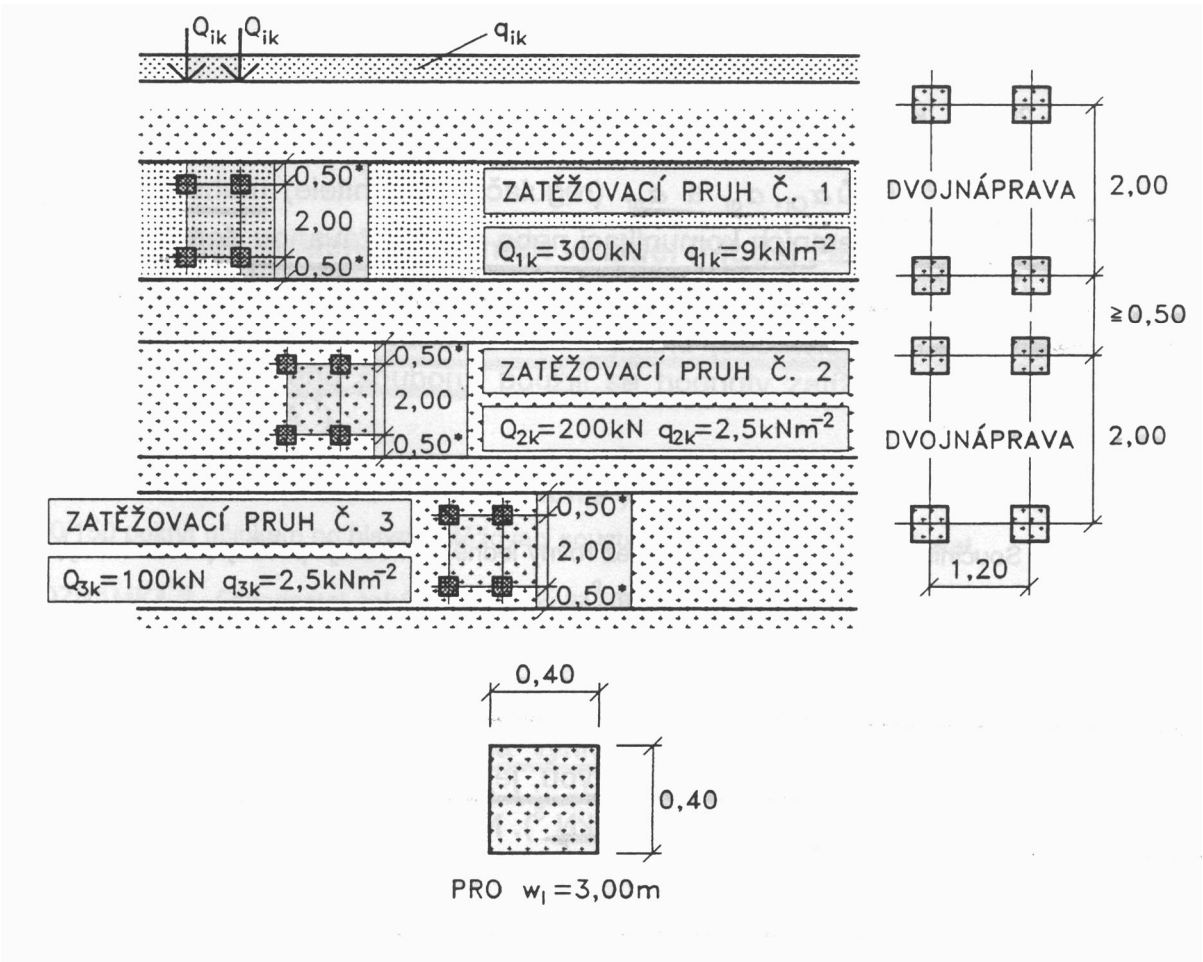
b) Model zatížení 2: Zatížení jednou nápravou působící na definované kontaktní ploše pneumatik, které zahrnuje dynamické účinky normální dopravy na velmi krátkých konstrukčních prvcích. Tento model má být uvažován samostatně a je určen pro lokální posouzení.

c) Model zatížení 3: Sestava nápravových sil představující zvláštní vozidla (např. pro průmyslovou dopravu), která mohou jezdit po trasách, kde je povoleno výjimečné zatížení. Tento model se používá pro celková i lokální posouzení pouze v případech, kdy a pokud to požaduje objednatel.

d) Model zatížení 4: Zatížení davem lidí. Tento model se použije, pokud to požaduje objednatel. Používá se pouze pro posouzení konstrukce jako celku.

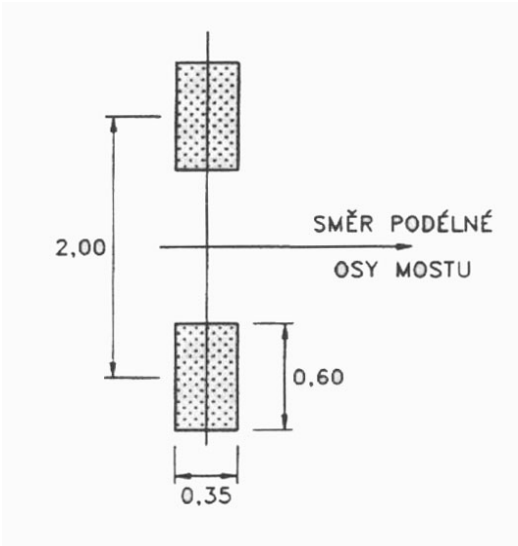
Modely zatížení 1 a 2 jsou definovány numericky pro trvalé situace a mají se uvažovat pro jakoukoli návrhovou situaci (např. pro dočasné situace v průběhu rekonstrukčních prací). Modely zatížení 3 a 4 jsou definovány jen pro dočasné návrhové situace.

Model zatížení 1 je na obr. 5.6. Sestává ze soustředěného zatížení od dvojnápravy a rovnoměrného zatížení. Pokud není stanoveno jinak, zahrnují daná zatížení i dynamický účinek. V jednom zatěžovacím pruhu se uvažuje jen jedna dvojnáprava v nejúčinnější poloze. Hodnoty je ještě nutno násobit součinitelem α_{Q1}, který se uvažuje hodnotou 1, není-li stanoveno jinak.



Obr. 5.6 Model zatížení 1

Model zatížení 2 představuje zatížení jednou nápravou včetně dynamických účinků. Hodnoty je ještě nutno násobit součinitelem β_{Q1}, který se uvažuje hodnotou 1, není-li stanoveno jinak.



Obr. 5.7 Model zatížení 2

Vodorovné síly-charakteristické hodnoty

- *Brzdné a rozjezdové síly*. Uvažují se jako podélné síly, působící v úrovni povrchu vozovky. Stanoví se jako zlomek celkového maximálního svislého zatížení, odpovídajícího hlavní zatěžovací soustavě, které je pravděpodobně umístěno v pruhu č. 1.

$$Q_{lk} = 0{,}6\alpha_{Q1}(2Q_{1)}) + 0{,}1\alpha_{Q1}q_{1k}w_l L$$

$$180\ \alpha_{Q1}\,\mathrm{kN} \le Q_{lk} \le 800kN$$

kde L je délka hlavní nosné konstrukce-

Síla smí být uvažovaná jako rovnoměrně rozdělené po délce konstrukce.

- *Odstředivé síly* se zavádějí jako příčné vodorovné síly, působící v úrovni vozovky. Jejich charakteristická hodnota je v tabulce 5.1.

Tab. 5.1 Charakteristické hodnoty odstředivých sil

$Q_{tk} = 0{,}2Q_v[kN]$	Je-li r ≤ 200 m
$Q_{tk} = 40Q_v / r[kN]$	Je-li 200 m ≤ r ≤ 1500 m
$Q_{tk} = 0$	Je-li r > 1500 m

r je poloměr osy vozovky vodorovné rovině

Q_v je celková maximální tíha svislého soustředěného zatížení dvojnáprav hlavní zatěžovací soustavy.

Dopravní zatížení se aplikuje v určitých sestavách, které se odlišují charakterem hlavní zatěžovací soustavy a charakterem seskupení dílčích složek zatížení a vzájemně vylučují. Takovýchto sestav předepisuje EN pět. V první sestavě zatížení se vyskytuje jen charakteristická hodnota hlavního zatížení. Ve druhé sestavě se pak kombinuje častá hodnota hlavní zatěžovací sestavy s charakteristickými hodnotami vodorovných zatížení.

Modely pro posouzení na únavu

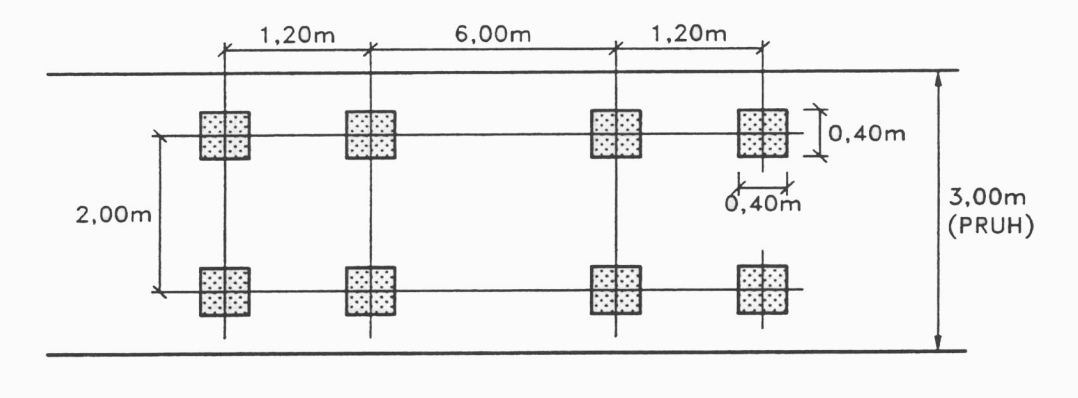
V EN je uvedeno 5 modelů zatížení dopravou. První 2 se používají pro přibližný výpočet na únavu, je-li dána únavová pevnost při konstantním rozkmitu a neomezená životnost. Modely 3,4 se použijí pro omezenou životnost, pokud se pro posouzení použije teorie kumulativního poškození únavou, popsané

v kap. 4.6 s využitím Wöhlerových křivek. Model zatížení 5 je odvozen ze statistického zpracování výsledků měření na mostě a je nejpřesnější.

Model 1 je dán 0,7 Q_{ik} a 0,3 q_{ik} zatěžovacího modelu 1, definovaného na obr. 5.6.

Model 2 je dán souborem "častých, nákladních vozidel", jejichž charakteristiky jsou v normě uvedeny.

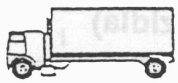
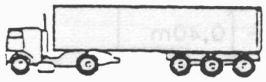
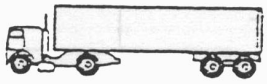
Model 3 má čtyři nápravy, přičemž každá náprava má 2 identická kola. Nápravová síla každé nápravy je rovna 120 kN. Předpokládá se konstantní rozkmit daný rozdílem maximální a minimální hodnoty účinku zatížení. Zatěžovací schéma je na obr.5.8.



Obr. 5.8 Model zatížení na únavu 3

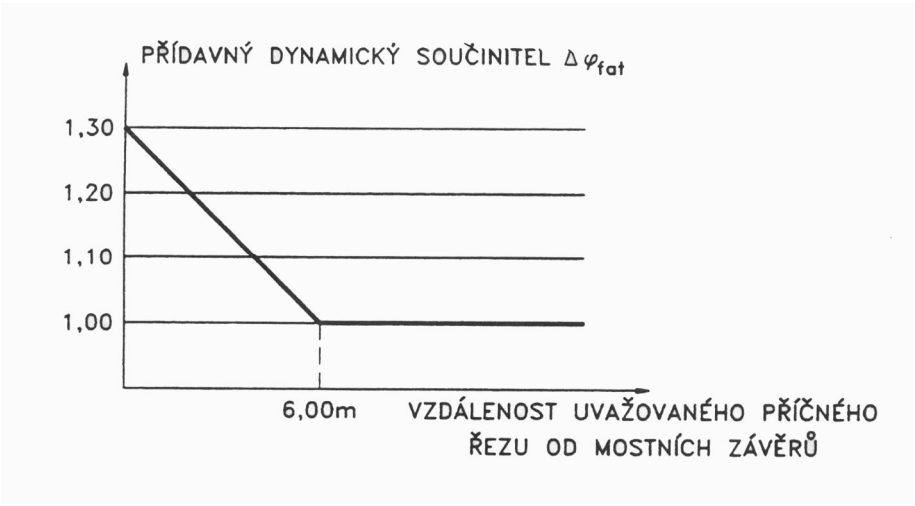
Model 4 je tvořen souborem standardních nákladních vozidel, která dohromady vyvozují účinek ekvivalentní provozu na evropských silnicích. Jeho charakteristiky jsou v tab. 5.2

Tab. 5.2 Soubor ekvivalentních nákladních vozidel

TYP VOZIDLA			TYP DOPRAVY			
1	2	3	4	5	6	7
			Dálková	Střední vzdálenosti	Místní doprava	
NÁKLADNÍ VOZIDLA	Vzdálenost náprav [m]	Ekvivalentní nápravová síla [kN]	Procento nákladních vozidel	Procento nákladních vozidel	Procento nákladních vozidel	Typ kol
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

Pomocí této tabulky se zhotoví spektrum napětí a pro výpočet na únavu se použije teorie kumulativního poškození únavou.

Modely 1 až 4 zahrnují dynamické účinky dopravy kromě úseků, blízkým k mostním závěrům. Tam je nutno násobit tyto účinky přídavným dynamickým součinitelem, daným na obr. 5.9.



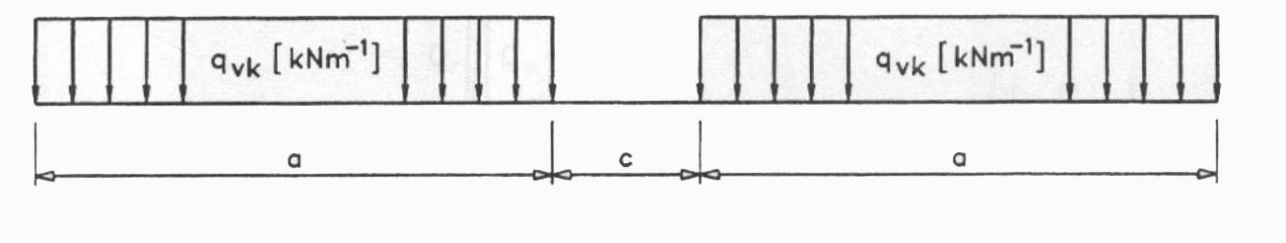
Obr. 5.9 Přídavný dynamický součinitel

Pro pozemní komunikace se dovoluje zjednodušení výpočtu v tom smyslu, že se zatížení dopravou a větrem, stejně jako zatížení dopravou a sněhem nepovažují za současně působící.

5.2.3.2 Železniční kolejová doprava

Je obdobné jako v ČSN [5.2]. Navíc se uvažují aerodynamické účinky od projíždění vlaků (slipstream effect).

Svislé zatížení reprezentují 2 modely. Prvním je model zatížení UIC 71 (obr. 5.2), druhý reprezentuje extrémně těžká zatížení SW. Jeho charakteristiky jsou na obr. 5.10 a tab. 5.3.



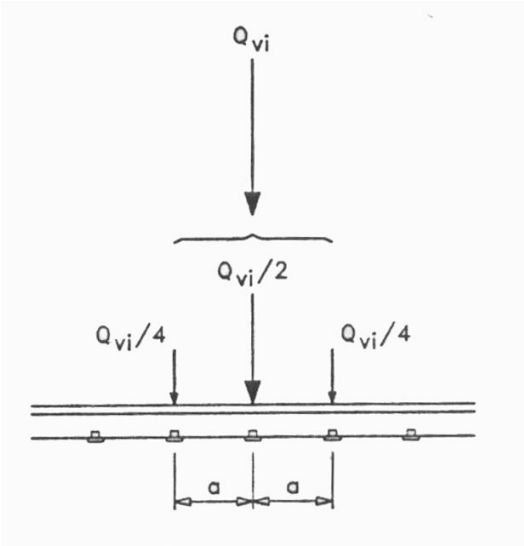
Obr. 5.10 Modely zatížení SW

Tab. 5.3 Charakteristiky zatížení SW

Třída zatížení	q_{vk} [kNm^{-1}]	*a* [m]	*c* [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Je nutno uvažovat výstřednost svislých sil, reprezentující nepřesnou polohu koleje na mostě. Tento účinek je nutno uvažoval zavedením poměru kolových sil na jedné nápravě v poměru 1,25:1,00.

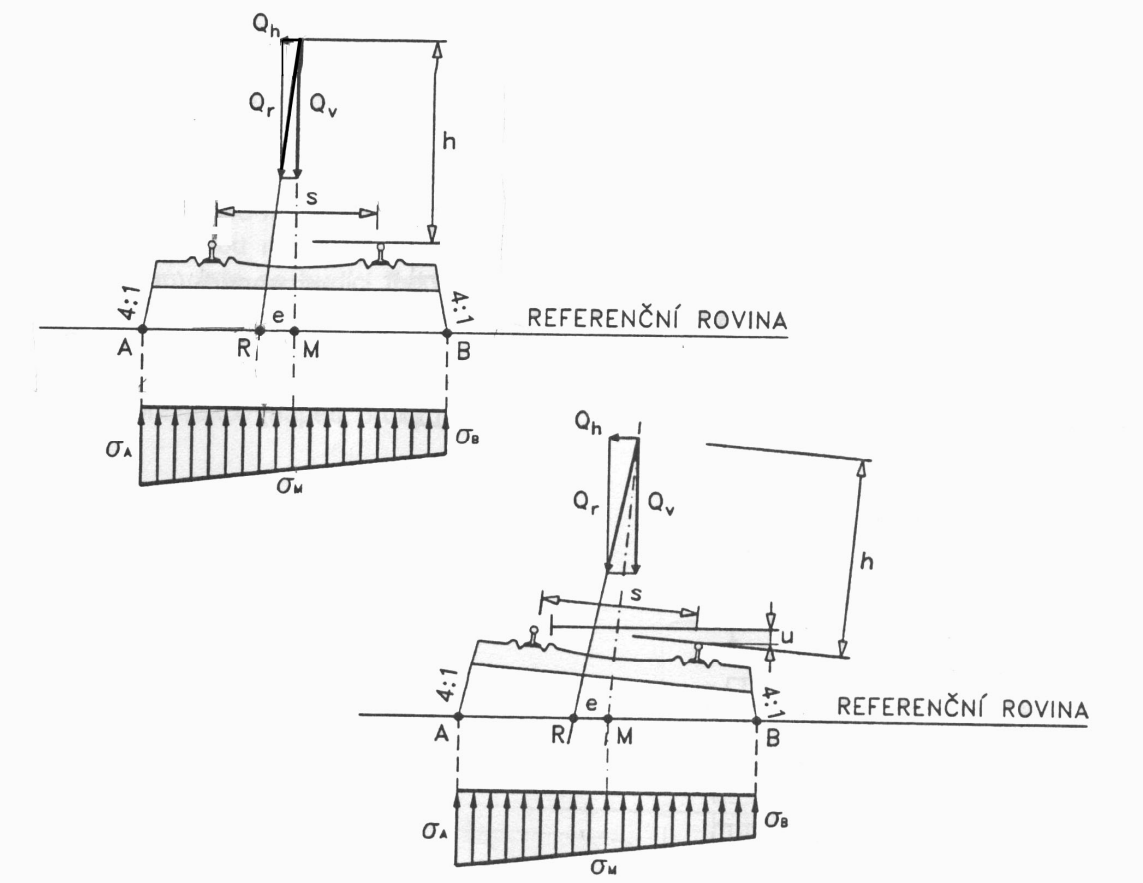
Podélný roznos kolových sil v podélném směru se uvažuje podle obr. 5.11



Obr. 5.11 Podélný roznos kolových sil

Roznos kolejovým ložem pod pražcem se uvažuje ve sklonu 4:1.

Příčné roznášení kolejovým ložem konstrukce v oblouku se uvažuje podle obr. 5.12.



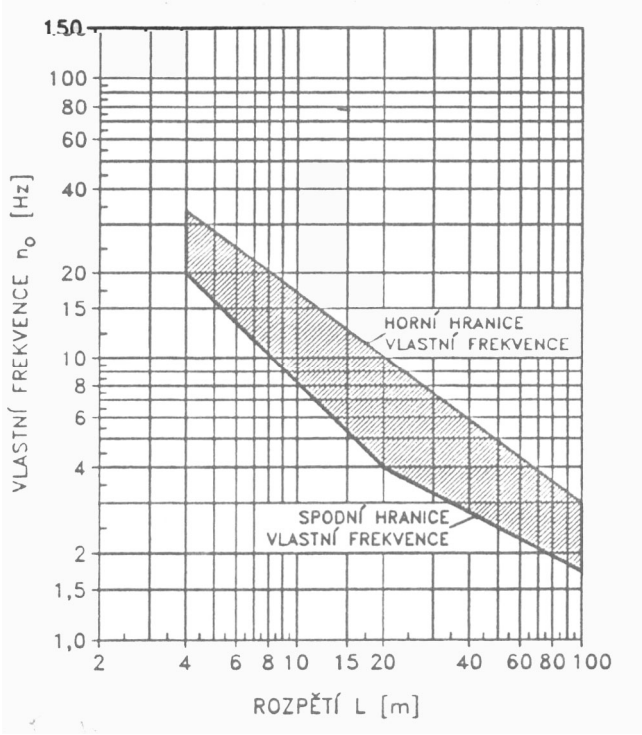
Obr. 5.12 Příčné roznášení pražci a kolejovým ložem, kolej s převýšením.

Dynamický součinitel se stanovuje ze stejných vztahů, jako pro ČSN. Rozlišuje se však pečlivě udržovaná kolej, kde jsou hodnoty nižší a normálně udržovaná kolej, kde platí pro dynamický součinitel vztah.

$$\Phi = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}73$$

s omezením $1 \le \Phi \le 2$

L_Φ je náhradní délka, která je pro prosté nosníky rovna rozpětí posuzovaného prvku. Tento vztah je vázán na rychlosti do 120 km/hod a vlastní frekvence n ve vyšrafované oblasti podle obr. 5.13.



Obr. 5.13 Hranice vlastních frekvencí

Vlastní frekvence je možno přibližně určit ze vztahu

$$n_0[Hz] = \frac{17{,}75}{\sqrt{\delta_0}}$$

kde δ_0 je průhyb uprostřed rozpětí od stálého zatížení v mm.

Pokud je vlastní frekvence mimo tuto oblast, vzniká nebezpečí rezonance.

U klenbových mostů s přesypávkou lze dynamický součinitel snížit podle vztahu

$$\Phi_{red} = \Phi - \frac{h-1}{10} \ge 1{,}0$$

h je výška přesypávky v m včetně kolejového lože

Vodorovné síly

- Odstředivé síly

Zavádějí se jako vodorovné zatížení, působící v těžišti pohybujícího se vozidla (obr.5.12) s těmito charakteristickými hodnotami

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127r}(fQ_{vk})$$

kde

Q_{vk} jsou charakteristické hodnoty svislého zatížení, f je redukční součinitel, zavádějící se pro rychlosti pojezdu větší než 120 km.h^{-1}. a je specifikován v EN. Konzervativně je možno jej zavést hodnotou 1. Pro rychlost 160 km/hod pro L >30 m $f \cong 0{,}8$.

- Boční ráz

Zavede jako vodorovná síla, působící v úrovni temene kolejnice o hodnotě 100 kN v nejnepříznivější poloze.

- Rozjezdové brzdné síly

Zavádí se jako vodorovné síly, působící v úrovni temene kolejnice v podélném směru, rovnoměrně rozložená podél přičiňující délky L_f o velikosti

Rozjezdová síla: $Q_{lak} = 33[kNm^{-1}]L[m] \le 1000[kN]$

Brzdná síla: $Q_{lbk} = 20[kNm^{-1}]L[m] \le 6000[kN]$ pro model zatížení UIC 71 a SW/0

$Q_{lak} = 35[kNm^{-1}]L[m]]$ pro model zatížení SW/2

Rozjezdové a brzdné síly musí být kombinovány s odpovídajícím svislým zatížením.

U bezstykové koleje se část těchto sil přenáší kolejnicemi do přilehlé tratě. Podrobnosti jsou uvedeny v EN.

Součinitele zatížení a součinitele kombinací

Také u železničních mostů se uvažují různé sestavy zatížení podrobně popsané v EN. Zde uvádíme jen hlavní sestavu gr11. Sestává z Modelu dopravního zatížení 71 s SW0, je-li stanoveno, odstředivých sil a bočních rázů a rozjezdových sil braných poloviční hodnotou.

Součinitele zatížení kombinací jsou v EN doporučeny (může být pozměněno v národních přílohách) pro trvalé i dočasné situace těmito hodnotami [5.4, příl. C] těmito hodnotami:

Mosty pozemních komunikací

Vlastní tíha a zatížení dopravou $\gamma_{G\,\mathrm{sup}} = \gamma_q = 1{,}35$

Nahodilá krátkodobá zatížení $\gamma_q = 1{,}50$

Součinitele kombinací $\psi_o = \psi_1 = 0{,}75$

Železniční mosty

Vlastní tíha $\gamma_{G\,\mathrm{sup}} = 1{,}35$

Zatížení dopravou $\gamma_q = 1{,}45$

Součinitele kombinací

- LM 71 $\psi_o = 0{,}80, \psi_1 = 0$
- SW/0 $\psi_o = \psi_1 = 0{,}80$
- SW/2 $\psi_o = 0$

  $\psi_1 = 0{,}80$

1. Co to je mostní průjezdný průřez a jak vypadá ?
2. Jaké druhy zatížení mostních objektů rozeznáváme podle doby působení ?
3. Schémata zatížení dle ČSN 73 6203.
4. Vysvětlete odlišnosti výpočtu zatížení dle ČSN 73 6203 a zatížení dle evropských norem.
5. Specifikujte druhy krátkodobých zatížení dle evropských norem.

Literatura kap. 5

[5.1] ČSN 736201 Projektování a prostorové uspořádání mostních objektů, ÚNM Praha 1978

[5.2] ČSN 736203 Zatížení mostů, ÚNM Praha 1986

[5.3] ČSN 730035 Zatížení stavebních konstrukcí, ÚNM Praha 1986

[5.4] ČSN P ENV 1991-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou ČNI 1997

[5.5] EN 1990: 2002 Euroccode- Basis of structural design. CEN/TC 250, Brussels 2002

[4] ČSN 736205 Navrhování ocelových mostních konstrukcí, ÚNM Praha 1984

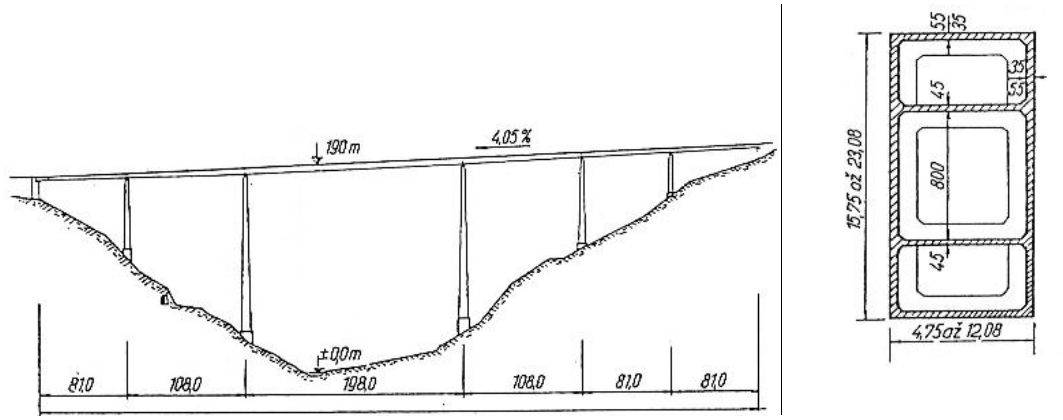
6. Architektura a estetika mostů

Mostní stavba obdobně jako každá jiná dopravní stavba má značný vliv na tvářnost krajiny do které je začleněna. Dnes zdůrazňujeme závažnost každého zásahu do přírodních podmínek vytvářejících životní prostředí a proto nesmíme zanedbat ani vzhled mostního díla. Most musíme pečlivě posuzovat

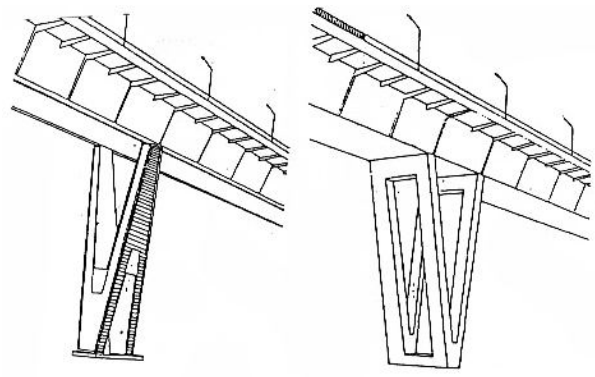
Po stránce architektonického působení i co do začlenění do krajiny.

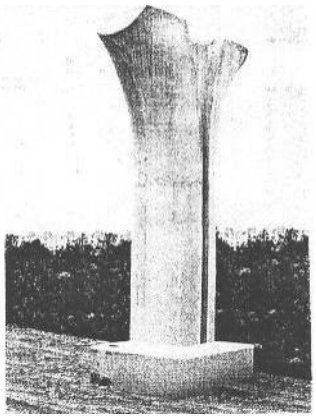
Je třeba předně zvážit druh materiálu ze kterého bude most postaven a dále účel, ke kterému bude most sloužit i jeho umístění do terénu. Z toho potom vychází i estetická kriteria působící na volbu počtu polí a tvar nosné konstrukce.

Ocel umožňuje navrhování odvážných konstrukcí s malou konstrukční výškou o velkém rozpětí a ve velkých výškách nad překážkou. Podobně i předpjatý beton je dnes schopen v tomto směru úspěšně konkurovat ocelovým mostům. Konstrukce mostu z těchto materiálu svou lehkostí a vznosností působí velmi příznivě a lze jí obvykle dobře začlenit do krajiny. Součásti mostu je samozřejmě i spodní stavba na které rovněž závisí celkový vzhled mostu. Proto je třeba dbát, aby i navržené opěry a zejména pilíře které tvoří nedílnou část mostu nebyly po výtvarné stránce těžkopádné, neměli nadbytečné rozměry a nebyly tvarově a proporčně nesladěné s mostní nosnou konstrukci čímž by mohly zcela pokazit příznivý celkový vzhled díla. Vysoké pilíře se navrhují různých tvarů, ve větší míře převládá klasický jehlanovitý tvar s dutým krabicovým průřezem viz obr. 6.1. Pro střední výšky pilířů je vhodný členěný průřez viz obr. 6.2 buď plný nebo dutý, který je možno vhodně upravovat a členit. Tvar a výška hlavní nosné konstrukce souvisí s návrhem statického uspořádání, který by měl rovněž zohlednit architektonické sladění mostního objektu s daným krajinným reliéfem po případě s městským prostředím jedná-li se o most ve městě.



Obr. 6.1 Dispozice dálničního mostu přes řeku Sill u Innsbruku b) řez pilířem





Obr. 6.2 Různé tvary středně vysokých pilířů

Některá obecná doporučení pro začlenění mostu přes velké terénní překážky

a) Při přibližném souměrném příčném řezu údolím je vhodné navrhovat souměrnou konstrukci o lichém počtu polí.

b) Při nesouměrném příčném řezu údolím obvykle esteticky lépe vyhovuje i nesouměrné uspořádání nosné konstrukce při čemž sudý počet polí se nevylučuje viz obr.

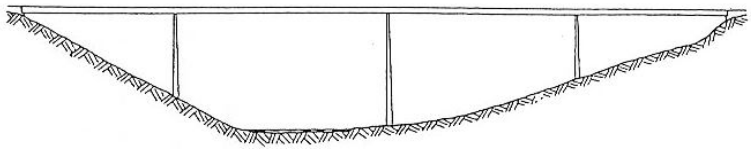
c) Čím výše je konstrukce nad terénem tím vhodnější je navrhnout velké rozpětí středního pole.viz. obr.

d) Jde-li o spojitý trámový most v celé své délce přibližně ve stejné výši nad terénem (vodní hladinou), pak je vhodné navrhnout všechna vnitřní pole stejně dlouhá a krajní pole zkrácená a to z důvodu, aby hodnoty ohybových momentů byly přibližně stejné. V tomto případě je vhodná konstantní výška nosné konstrukce. Viz obr.

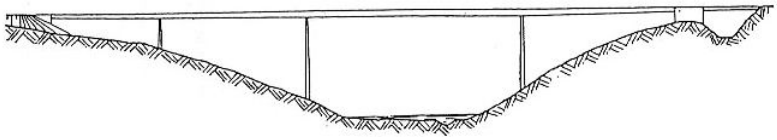
e) Překračuje-li most údolí s táhlými úbočími musíme výrazně odstupňovat i rozpětí polí. Je docela výhodné v tomto případě dodržet konstantní výšku hlavní nosné konstrukce pouze v největším poli a směrem k opěrám ji lineárně snižovat. Toto řešení je esteticky výhodné i tím že výška nosníku u opěr u nichž se konstrukce přibližuje k terénu je příznivě snížena viz obr.

f) Krátké náběhy a náběhy dvakrát zalomené u vnitřních podpor nepůsobí příznivě. Vhodnější jsou náběhy zakřivené na celou délku mostního pole viz obr. 6.4. Výška náběhu u největších mostů je 2,5-3,5 krát větší než výška trámu v poli.

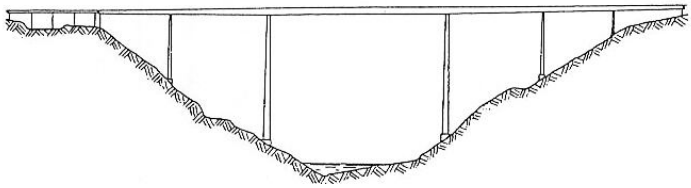
a) Souměrné uspořádání



b) Nesouměrné údolí nesouměrné uspořádání

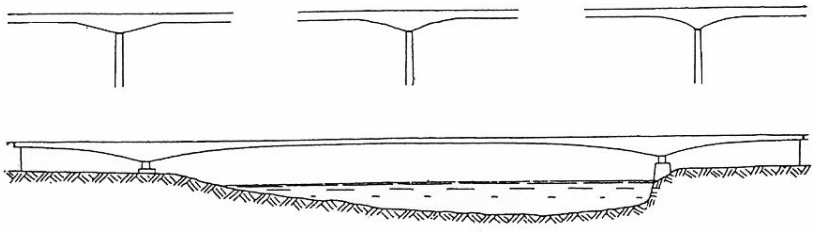


c) Rozdělení podle tvaru údolí



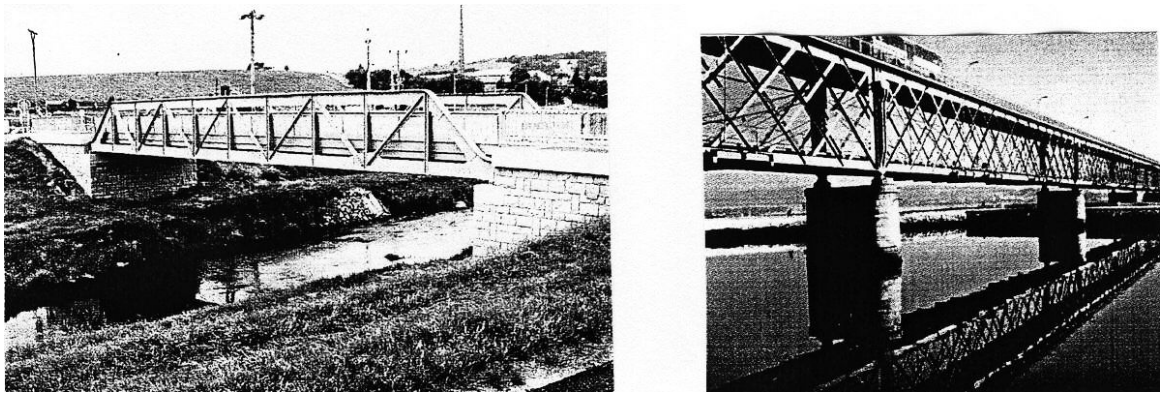
d) Rovinaté území zkrácená krajní pole

Obr 6.3 a, b, c, d



Obr. 6.4 Možnosti provedení změn ve výšce nosné konstrukce

Konstrukce příhradové se hodí především do území plochého rovinného, kde při vhodném začlenění mohou být ozdobou krajiny. Vyvolávají příznivý estetický účinek teprve tehdy , pozorujeme-li je z určité vzdálenosti a mají-li za sebou jako pozadí oblohu či vodní plochu viz obr. 6.5. Čím méně prostoru a světla tím je příhradová konstrukce z hlediska estetického méně vhodná.



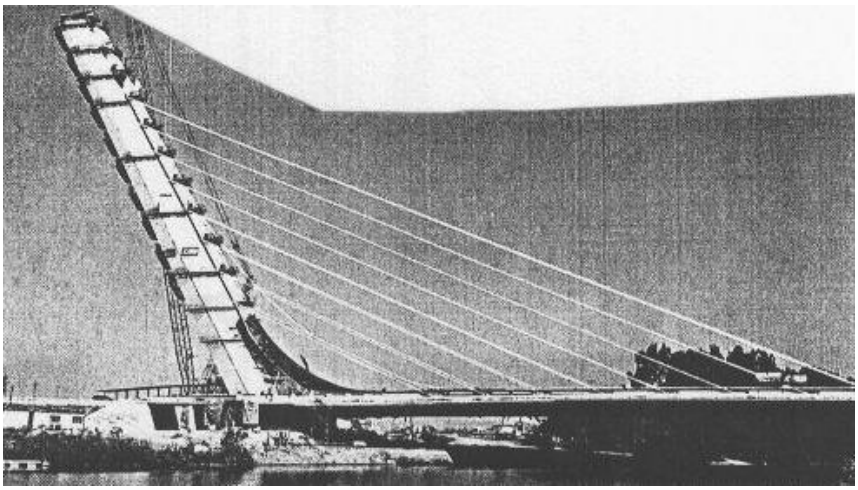
Obr. 6.5 Příhradová mostní konstrukce

Dispoziční řešení obloukových mostů je velmi různorodé. Dnes převládají většinou obloukové mosty o jednom poli místo spojitých oblouků. Tyto konstrukce se nejlépe hodí do takových údolí v nichž vzdálenost mezi niveletou komunikace a mezi nejvyšší vodní hladinou postačí pro návrh vyhovujícího vzepětí oblouku obvykle(1/5-1/10). Most Žďákovský má poměr vzepjetí a rozpětí 1:6,5. Poměrně často u těchto oblouků převládá tuhý oblouk oproti tuhosti mostovky. Obloukové mosty s dolní mostovkou na malé a střední rozpětí se navrhují převážně do rovinného terénu jeli k dispozici malá stavební výška viz obr . U obloukových mostů s dolní mostovkou a mostovkou mezilehlou na velká rozpětí při použití oceli převládají tuhé oblouky příhradové (viz. obr. 6.6).

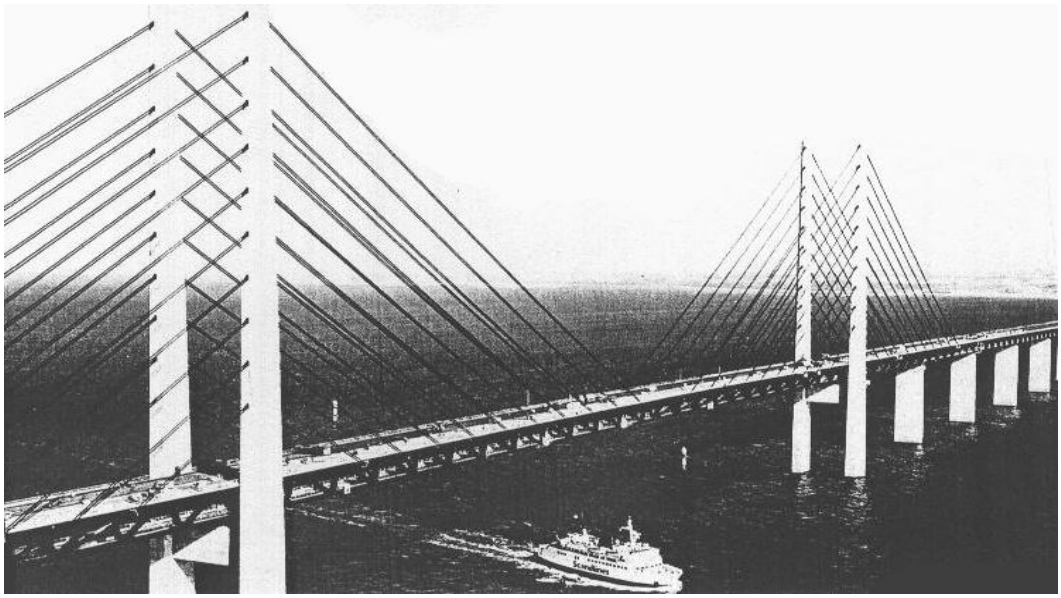
Obr. 6.6 Most s tuhým obloukem příhradovým

Visuté a zavěšené mosty se navrhují převážně do plochého nečleněného terénu při velkých šířkách a hloubkách vodního toku. Tyto mosty mají velmi příznivý vzhled, působí jako dominantní prvky v terénu často jsou i využívány jako lávky pro pěší.

Na obr. jsou uvedeny dva příklady realizovaných zavěšených mostů pro porovnání



Obr. 6.7 Přemostění překážky zavěšeným mostem s krajním pylonem



Obr. 6.8 Oresudův most (dvouúrovňové přemostění mezi Dánskem a Švédskem)

Doporučení pro začlenění mostů středních rozpětí do terénu, (konstrukce přesypané)

Tloušťka nosné konstrukce mostu roste se vzrůstajícím rozpětím. Proto bychom se měli snažit navrhovat konstrukce přiměřených rozpětí a pokud možno s co nejmenší stavební výškou. Konstrukce by měli působit lehkým dojmem, měli by mít řád a sladěné proporce. Do rozpětí až 45m je možno použít některé řešení uvedené na dalších vyobrazeních

Mosty o jednom poli

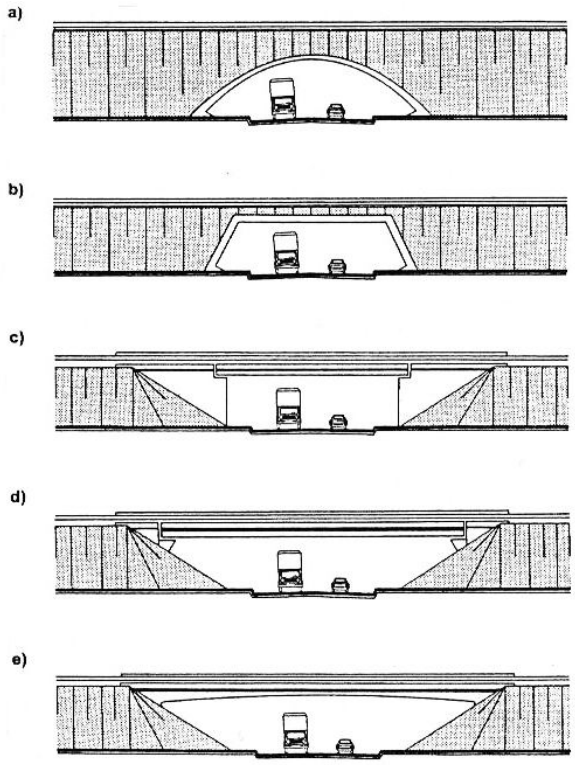
a) Přesypanou klenbu je vhodné navrhnout tak, aby její okraje sledovaly sklon nad násypu.Je vhodná pro větší výšku nad násypu

b) Rámové konstrukce jsou vhodné při menší výšce nadnásypu. U těchto konstrukcí se svahová křídla navrhují jako plynule navazující konstrukce na konstrukci rámovou.

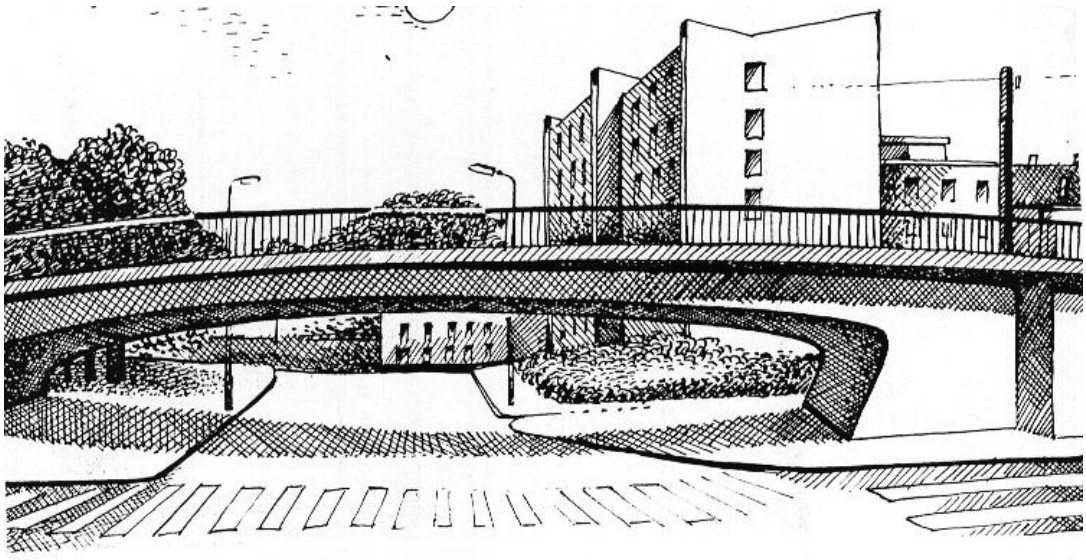
c) Jednopolový most s mohutnými opěrami a křídly vytváří v přírodě cizí prvek

d) Jednopolový most s příznivým a estetickým uspořádáním krajních opěr

e) Jednopolový most konstrukce rámová proměnného průřezu je vhodná i do městského prostředí může být i půdorysně zakřivená.



Obr. 6.9 Uspořádání jednopolových mostů



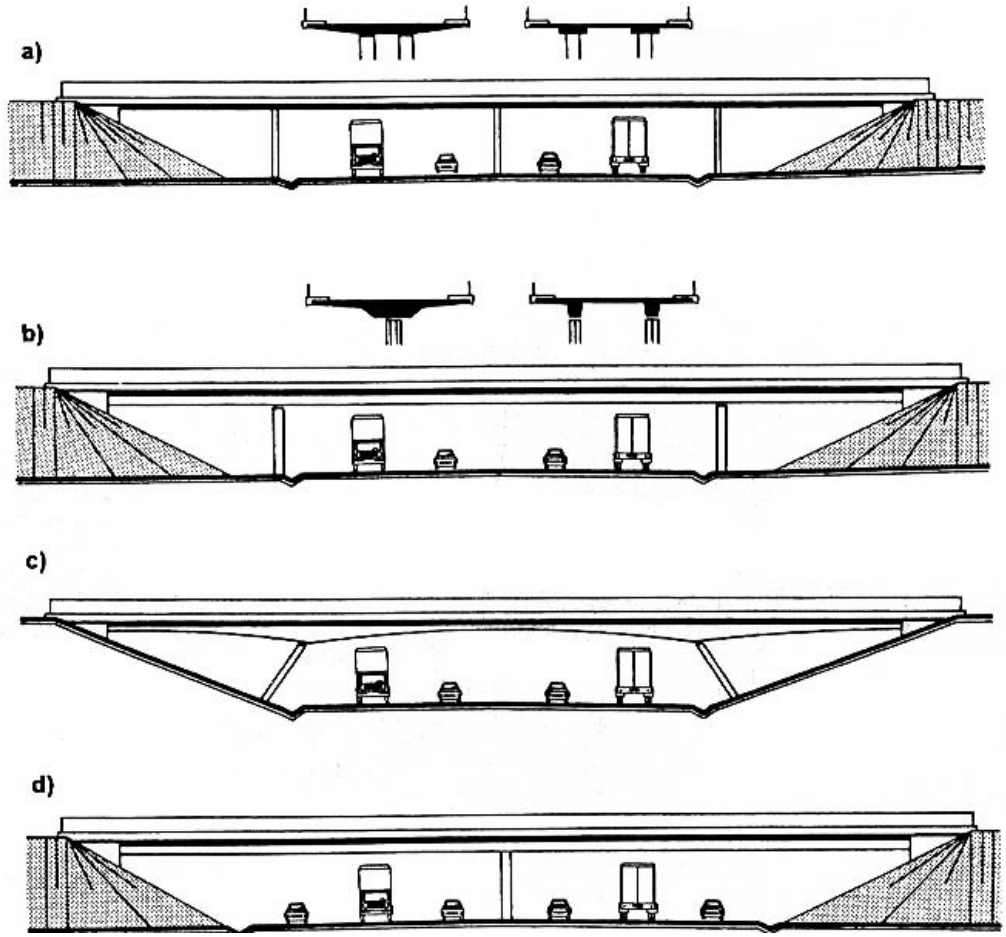
Obr. 6.10 Půdorysně zakřivený městský most Brno- Pisárky (rozpětí 60m R70m)

6.1 Nadjezdy nad dálnicemi a rychlostními komunikacemi

Řešení nadjezdů vychází převážně z povahy převáděné komunikace. Nadjezdy vedené přes překážku mohou být (kolmé, šikmé, půdorysně zakřivené). Jako nosné konstrukce se hodí navrhovat v příčném řezu konstrukce deskové při větších šikmostech až do čtyř polí nebo konstrukce z deskového trámu s konzolami viz obr. 6.11. V obou případech by měli mít krajní opěry co nejmenší pohledovou plochu. Jestliže není

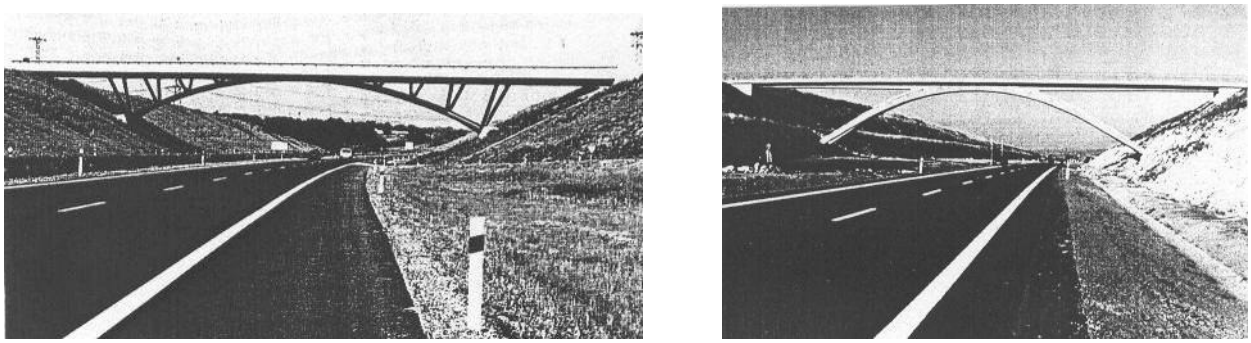
možno postavit střední pilíř do směrově dělícího pásu navrhujeme nosné konstrukce mostu většinou o třech polích. Viz obr. 6.11. V těchto případech je možno použít i rámovou konstrukci se šikmými stojkami viz obr.

Pro nadjezdy lesních a polních cest je možno navrhnout konstrukci o dvou polích s mostovkou tvořenou parapetním nosníkem viz obr.



Obr. 6.11 Estetické varianty řešení nadjezdů nad dálnicemi a rychlostními komunikacemi

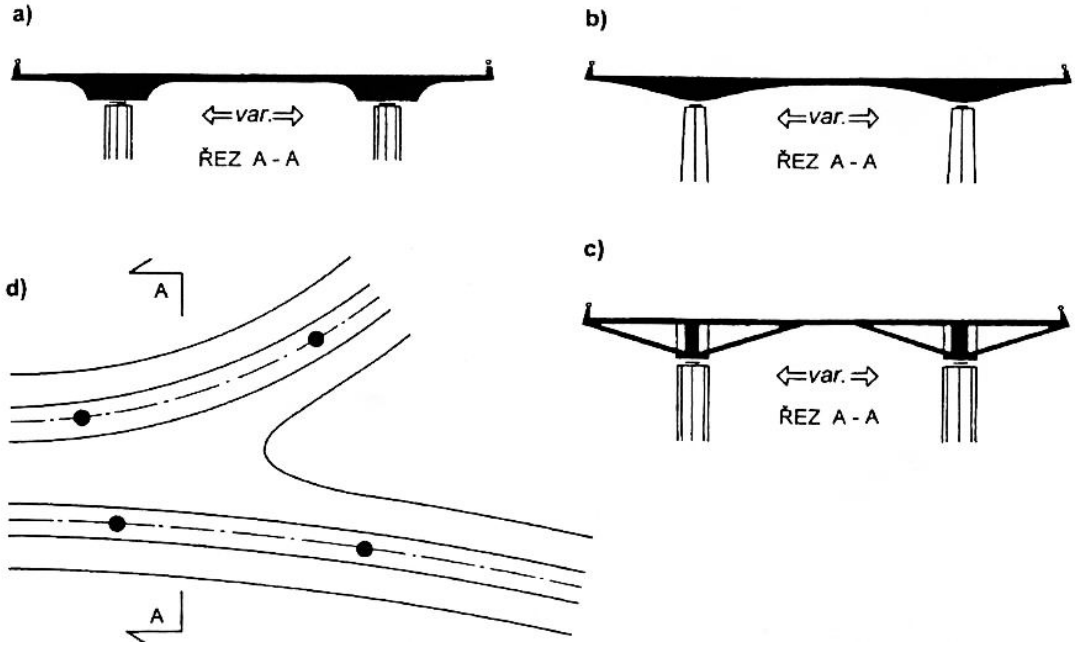
Je-li most situován ve větší výšce je možno použít i obloukovou nosnou konstrukci, jak je zobrazeno na obr.



Obr. 6.12 Přemostění směrově rozdělených silnic obloukovou konstrukcí

6.2 Městské viadukty a estakády

Vyžadují zvláštní pozornost s ohledem na omezený prostor ve městě i na estetické požadavky v rámci okolního zastavění. Zde jsou vhodné konstrukce s nízkou stavební výškou (v příčném řezu jde o deskové lichoběžníkové uspořádání mnohdy i třeba se zakřiveným podhledem) nebo o konstrukce jedno trámové pro menší rozpětí. Pro větší rozpětí se používají v příčném řezu komorové konstrukce umístěné na jedno sloupových podpěrách. Osvědčily se i komorové konstrukce se skloněnými případně zakřivenými vnějšími stěnami viz obr.



Obr. 6.13 Městské viadukty (možnosti úprav příčných řezů,trám,deska, komorový nosník)

Jestliže jsme rozhodli o statickém systému a geometrickém tvaru nosné konstrukce mostu a jeho podepření můžeme vzhled a působení mostní konstrukce výrazně ovlivnit:

a) návrhem tvaru zábradlí a jeho barvou

b) okrajovým obrubníkem

c) chodníkovými konzolami a jejich vyložením

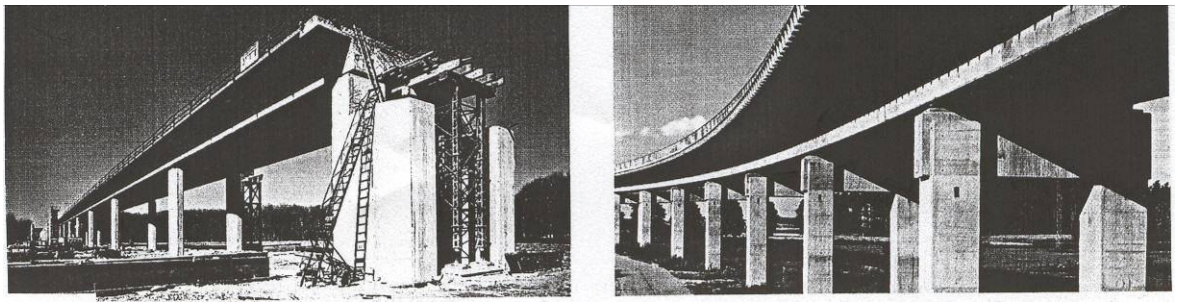
d) detaily konstrukce odvodněním

e) průběhem a správnou volbou římsy

f) osvětlovacími stožáry a jejich umístěním

Tyto prvky mohou buď potlačením vertikálního členění podtrhnout horizontální dynamiku díla dlouhými a nepřerušovanými vodorovnými liniemi nebo v jiných případech může být naopak výhodnější zdůraznit pravidelným členěním (konzolami, zábradelními sloupky) rytmické a harmonické opakování stejných prvků. Velmi výrazným architektonickým prvkem je zábradlí mostu.Jeho členění musí být vhodně sladěno se vzdáleností chodníkových konzol musí být sladěno i s rozpětím polí. Rovněž římsa mostu je choulostivým prvkem.Její výška a průběh po celé délce mostu musí být velmi citlivě navržen a realizován. Optickou výšku trámu nosné konstrukce je možno výrazně snížit vyložením chodníkových konzol, neboť konzolami vržený stín zakrývá část výšky trámu. Velmi důležité je zohlednit rozdíly v materiálu mostu. Není správné aby ocelové konstrukce mostu napodobovaly svým vzhledem masivní konstrukce betonové. Je třeba aby vzhled každé mostní konstrukce odpovídal příslušnému materiálu(u dřevěné konstrukce musí být patrno že je ze dřeva, u ocelové, že je z oceli u betonové musí být zřetelné, že jde právě o tento materiál.

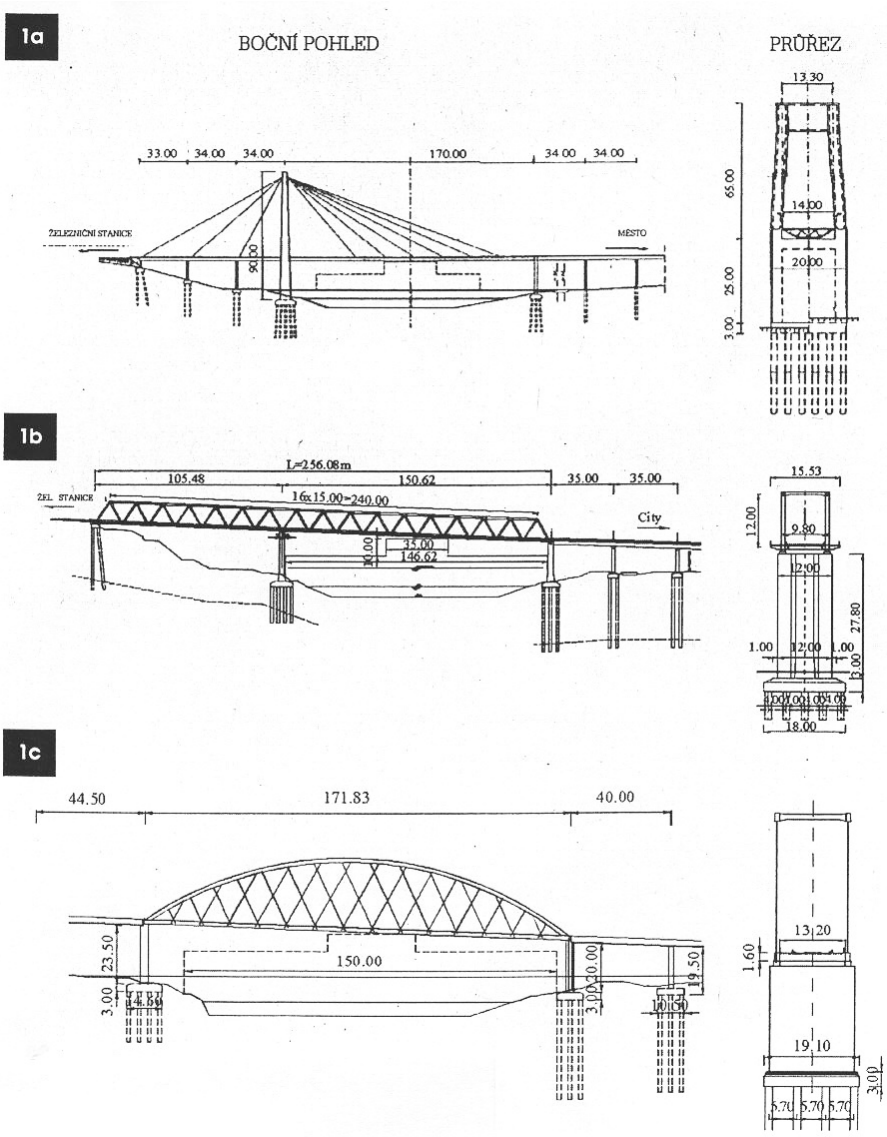
Na závěr této kapitoly jsou zobrazeny estakády na obchvatu Tábora u Čekanic a estakáda mostu přes Ohři na D8



Obr 6.14 Levobřežní estakáda mostu přes Ohři na D8 (vlevo), most na obchvatu Tábora u Čekanic (vpravo)

Při rozhodovacích procesech o výběru přemostění jsou toho času důležitá kriteria ekonomická, estetická a k těm přistupuje ještě topografie a geologie.

Jako příklad takového rozhodovacího procesu uvádím most překlenující kanál Dunaj Černé moře viz obr. 6.15 různých variant řešení, kdy při výběru komise rozhodla z důvodu ekonomických a estetických pro realizaci obloukovou konstrukci (Nielsenův oblouk) s ortotropní mostovkou .



Obr. 6.15 Silniční most Dunaj –Černé moře (navržené varianty řešení)

1. Obecná doporučení pro začlenění mostu přes velké terénní překážky.
2. Typy nadjezdů nad dálnicemi a rychlostními komunikacemi.
3. Rozhodující faktory pro dispoziční řešení mostů.

7. Spodní stavba mostů

Všeobecně možno konstatovat, že do spodní stavby mostů je možno zařadit všechny části na mostě od ložisek směrem dolů. Jedná se tedy o základy opěr, podpěr a křídel, dříky opěr a podpěr (pilířů), křídla, úložné prahy a jejich ukončení závěrnými zídkami.

7.1 Základ a jeho uložení na podloží

Zakládání mostů je proti jiným stavbám, které méně zatěžují základovou půdu a jsou stavěny na suchu obtížnější a nákladnější. Mosty musí být často založeny ve velké hloubce jednak aby se dosáhlo základové půdy potřebné únosnosti, jednak, aby byl základ bezpečný proti podemletí vodou.

Požadavky na základové konstrukce mostů stoupají s velikostí přenášeného zatížení a se statickou náročností konstrukce. Pro volbu druhu základů nebo způsobu založení jsou rozhodující geotechnické vlastnosti staveniště, především vlastnosti podložních vrstev zemin mocnost únosných vrstev, hydrotechnické poměry, které se zjistí geologickým posudkem.

7.1.1 Plošné zakládání

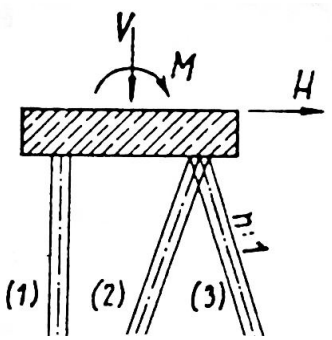
U plošných základů mostů, (bloky, pásy, desky, výjimečně patky) je základová spára s únosnou půdou dosažitelná zpravidla v nevelké hloubce. Normové pevnosti namáhání předpokládané základové spáry získáme z popisu geologického souvrství, který je součástí vyhodnoceného geologického posudku (sondy kopané nebo vrtané). Pro zvýšení únosnosti základové spáry je možno přímo pod základem nahradit někdy méně únosnou zeminu štěrkopískovým polštářem o tloušťce min.50cm.

7.1.2 7.1.2 Zakládání hlubinné

Tento způsob zakládání se doporučuje v těchto případech:

- únosná zemina se nachází ve větší hloubce (dřík opěry by byl příliš vysoký)
- jestliže zřízení plošných základů na únosné půdě brání hladina podzemní vody která je poblíž povrchu.
- je-li do hloubky základová zemina stejná jako pod základovou spárou, ale chceme-li zmenšit sedání stavby zejména rozdíly sedání.
- existuje-li nebezpečí možnosti podemletí základů vodou v řečišti.

Piloty až do průměru 500mm mají malou ohybovou tuhost proto musí být uspořádány tak, aby byly namáhány pokud možno jen osovými silami, které jsou v rovnováze s vnějším zatížením. Tato podmínka je splněna systémem uvedeným na obr. 7.1, kde piloty (2), (3) přenášejí vodorovné síly a dohromady s pilotou (1) přejímají svislé síly a ohybový moment.



Obr. 7.1 Piloty namáhané ve dvou směrech

Vývoj ve světě i u nás směřuje k rozsáhlému používání pilotových základů, které umožňují proti plošnému nebo jinému založení snížit náklady o 10-40% uspořit hmotu a snížit pracnost. Rozvoj zakládání na pilotách byl brzděn nedostatkem mechanismů což v nynější době odpadlo. Piloty jsou hospodárné od délky větší než 5m. Pro zakládání mostů jsou výhodné piloty vrtané nebo piloty předražené Franki které jsou sice velmi únosné avšak při výskytu větších balvanů selhávají. Rovněž je nelze vetknou do skalních podkladů.

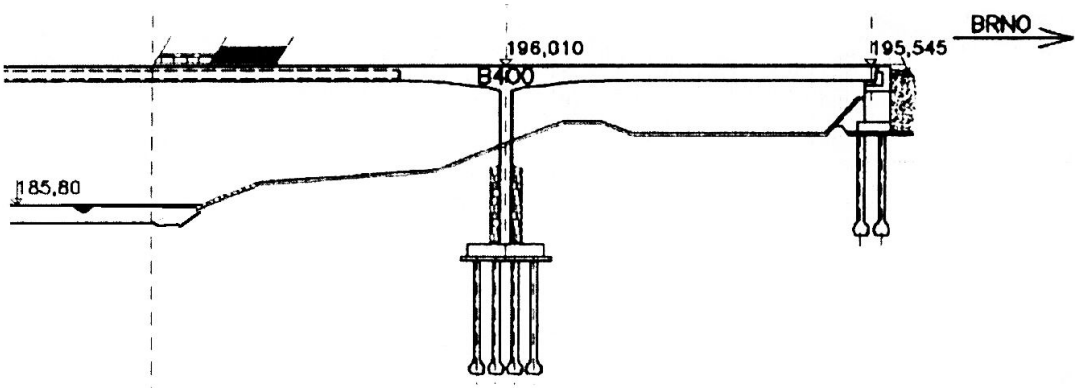
Zařízení pro vrtané piloty je různých systémů:

S rozpojováním zemin a) rotací (Calweld),

b) dlátováním (Benoto),

c) frézováním (Salzgitter)

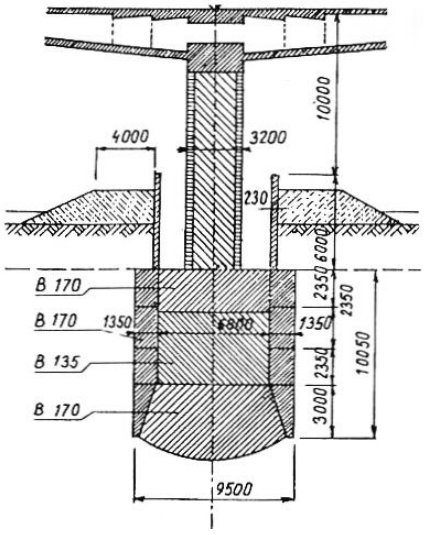
Vrty jsou naplněny bentonitovou suspenzí nebo mají ocelovou výpažnici. Ukázka základu na pilotách je uvedena na obr. 7.2.



Obr. 7.2 Zakládání na vrtaných pilotách

7.1.3 Zakládání na studních

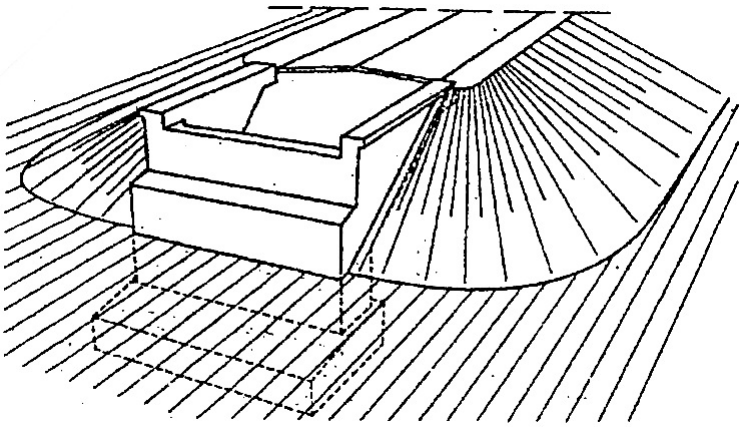
Patří mezi hlubinné zakládání a přichází v úvahu tam, kde je základová půda ve větších hloubkách a kde nelze z důvodu ekonomických nebo statických (u velkých mostů a obloukových mostů se značnými vodorovnými silami) nebo z důvodu provádění stavbu založit na piloty. Pro malé střední mosty se toto založení nepoužívá. Pro úplnost je uveden tento způsob založení na obr. 7.3.



Obr. 7.3 Založení mostního pilíře na studních

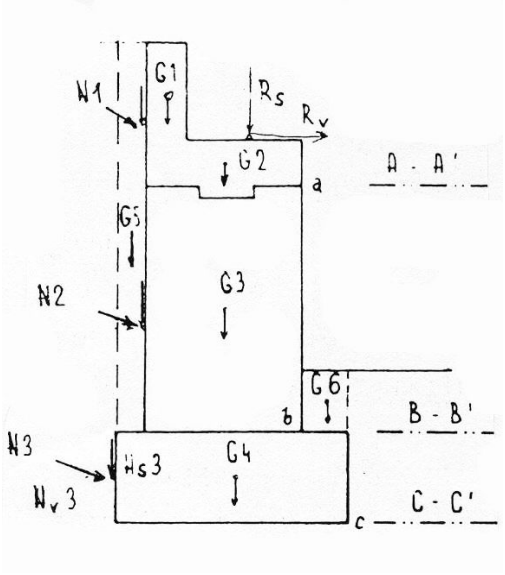
7.2 Opěry a křídla

Každá mostní konstrukce má zpravidla dvě opěry na které navazují křídla mostu, Opěry kromě reakcí od nosné konstrukce mostu zachycují i tlak zeminy a uzavírají společně s křídly krajní část mostního otvoru vůči zemnímu tělesu. Na obr. 7.4 je naznačeno celkové uspořádání tížné nebo-li gravitační opěry včetně přiléhajících násypových kuželů v standardním klasickém uspořádání.



Obr. 7.4 Panoramatický pohled na komplexní spodní stavbu mostu (krajní opěru)

Opěru je třeba navrhnout (určit její rozměry) a dále staticky posoudit. Na obr. 7.5 jsou uvedeny vnější síly, se kterými je třeba při posuzování opěry počítat.

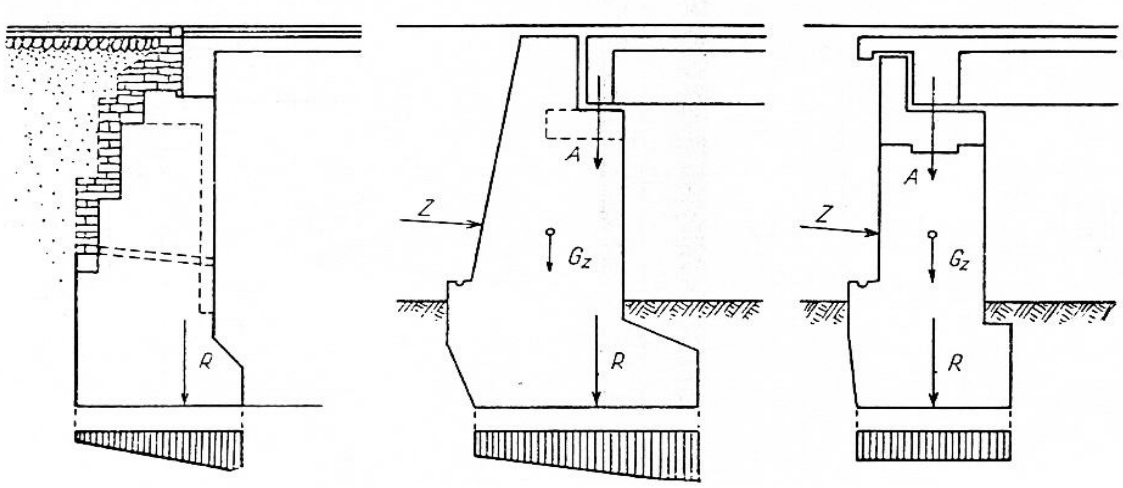


Obr. 7.5 Síly působící na opěru

Na obr 7.5 jsou znázorněny síly působící od stálého a nahodilého zatížení.G1-G6 působí vždy v těžišti příslušné části opěry. Reakce zemního tlaku N1-N3 se určují podle vlastnosti zemního tělesa. R_s a R_v je svislá a vodorovná složka reakce nosné konstrukce.

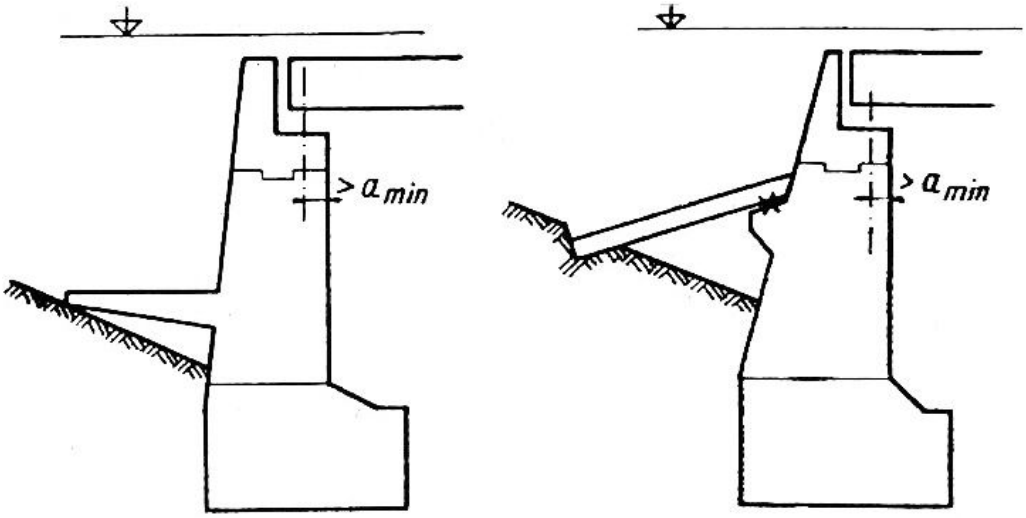
V některých případech může být pro výpočet opěry rozhodující i nahodilé zatížení působící mimo objekt, které se projeví zvětšením zemního tlaku po výšce opěry. Po určení působiště a velikosti výslednice všech sil působících na opěru se pak určují a posuzují namáhání v jednotlivých spárách B-B‘, C-Ć (bezpečnost proti překlopení, posunutí a velikost napětí na uvažované spáře). Pokud je hladina spodní vody nad základovou spárou, je třeba počítat s upravenou tíhou části opěry pod vodou a se změněným přípustným namáháním základové spáry.Vlastní posouzení opěry provádíme nejčastěji na 1m její šířky nebo můžeme jí uvažovat v celé šířce i s přilehajícími částmi křídel. (pakliže jsou s ní vybetonovány součastně).

Dřík tížných opěr a základové pásy se obvykle navrhují z prostého betonu. Základový ústupek zvyšuje šířku základů umožňuje bednění dříků stavět na pevný a rovný povrch. Z hlediska statického je možno jej uvažovat jako konzolový nosník s velkou výškou pro který neplatí zákony pružnosti dlouhých nosníků. K porušení zde nedojde ohybem ale hlavním tahem. Výška základového ústupku se má rovnat 1.8-2.0 násobku jeho vyložení. Beton použitý pro základ musí mít pevnost v tahu větší než0,15x q x s , kde q je napětí v základové spáře (hodnota přípustného namáhání příslušné zeminy) a s je stupeň bezpečnosti, který se pohybuje od 4,5-6,5. Nižší hodnota platí pro strojní zpracování vyšší hodnota platí pro ruční zpracování betonu bez průkazních zkoušek. Zemní tlak často dosahuje velkých hodnot. Snažíme se někdy tyto účinky redukovat. Vedle volby lepšího druhu zeminy je možné zredukovat účinky zemního tlaku i tím způsobem , že posuneme výslednici k těžištní ose základové spáry a to způsoby viz obr. 7.6. Na dalším obrázku jsou uvedeny i jiné možnosti redukce účinků zemního tlaku

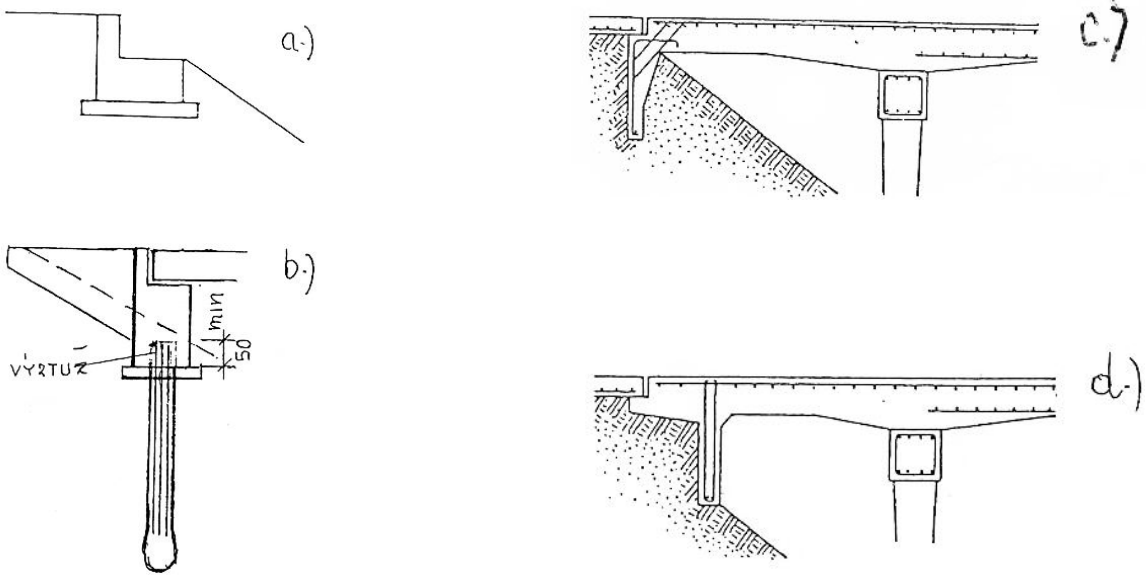


Obr 7.6 Redukce zemního tlaku a napětí v základové spáře

Vedle těchto úprav používá se dnes i takzvaných plovoucích opěr, kdy základ může být přímo na terénu nad překážkou viz obr. 7.8 (a) a celé krajní pole mostu představuje přechodovou část. Nebo část dříku a úložný práh se zavěšeným křídlem jsou umístěny na pilotách viz obr. 7.8 (b).

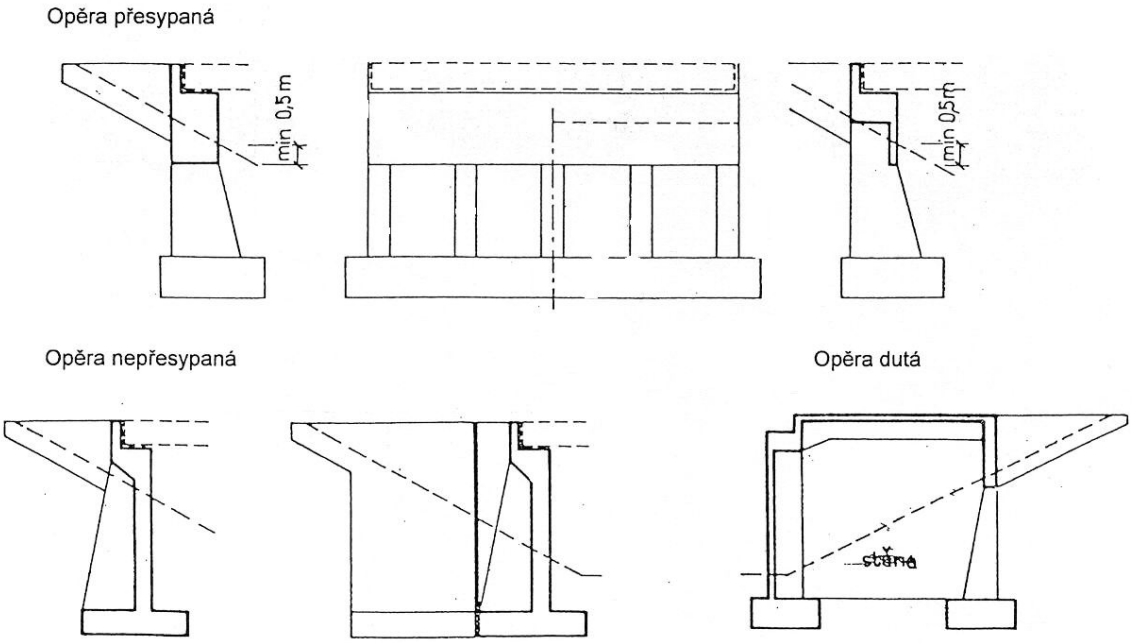


Obr. 7.7 Chaudyho a Schoeterova deska pro redukci zemního tlaku



Obr 7.8 a.) plovoucí opěra,
b) část dříků a zavěšené křídlo na pilotách
c) úložný práh na únosné zemině,
d) uložení s přechodem na bet.vozovku.

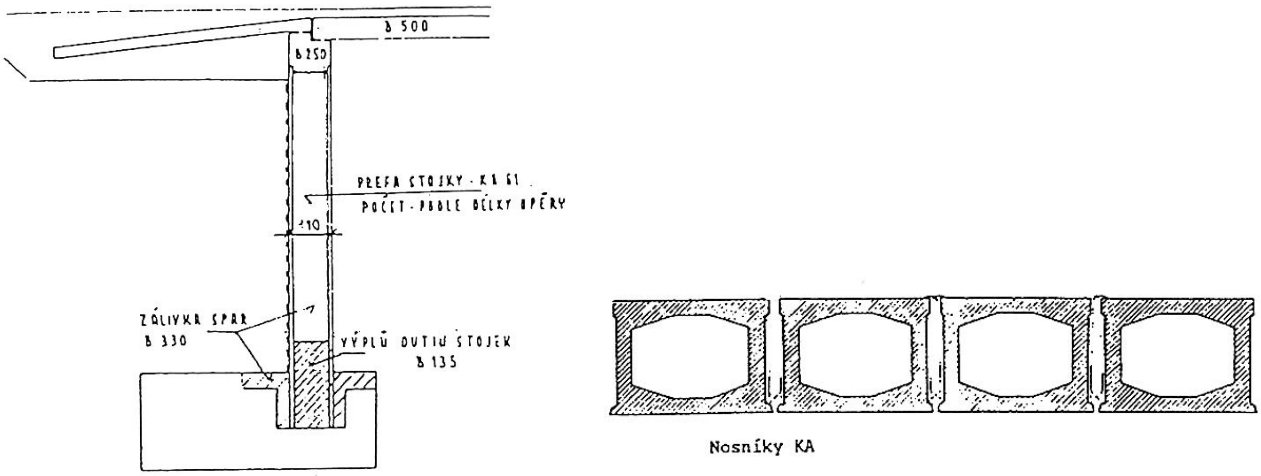
V méně příznivých podmínkách je možno budovat různé typy vylehčených opěr jak ukazuje obr. 7.9.



Obr. 7.9 Různé způsoby vylehčených opěr

7.2.1 Montované opěry

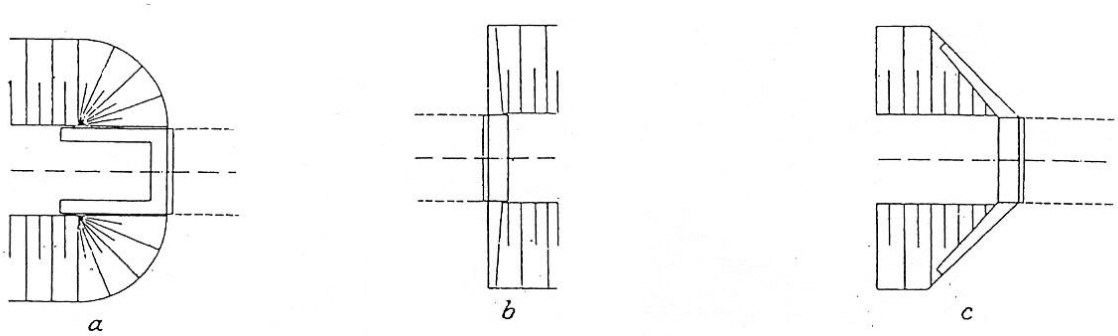
Snaha po urychlení výstavby u nás v dřívější době vedla k prefabrikaci nejen běžných nosných konstrukcí mostů , ale i k prefabrikaci spodních staveb. Zatím co prefabrikáty nosných konstrukcí mostů prodělaly určitý vývoj a dnes se stále používají, prefabrikace spodních staveb se nerozšířila a většinou šlo o ojedinělé stavby. Na obr. 7.10 je uvedena prefabrikovaná opěra z upravených nosníku KA, které se již dnes nevyrábějí. Jedním důvodem neúspěchu bylo i složité napojení na křídla.



Obr. 7.10 Montovaná krajní opěra

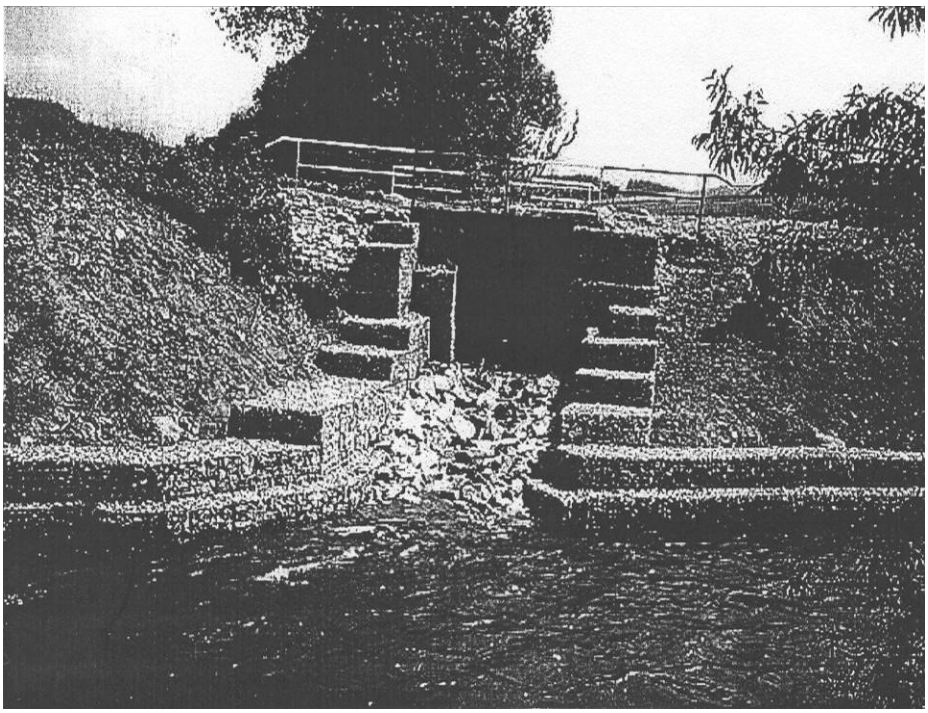
7.2.2 Křídla mostů

Podle své polohy k podélné ose objektu mohou být křídla rovnoběžná, kolmá a šikmá. Na obr. 7.11 je napojení vyjmenovaných možností křídel mostu zobrazeno



Obr. 7.11 Křídla mostu a) rovnoběžná, b) kolmá, c) šikmá

Je nutno ještě upozornit na možnost řešení křídel zcela nebo částečně zavěšených na opěry viz obr. 7.9. V těchto případech se zmenšují podstatně práce na zakládání objektu na úkor prací železářských, tesařských, a je třeba pro takovéto konstrukční uspořádání počítat i s kvalitnějším betonem takto navržené opěry. V rámci úsporných opatření a pro zlepšení estetického vzhledu se realizovaly některé opěry včetně křídel z gabionů. Používá se i kombinace gabionů z betonem. Kámen ukládáme do drátěných krabic, které je možno klást do odstupňovaných tvarů. Na obr. 7.12 je ukázáno jak je možno vytvořit tímto způsobem opěru včetně křídel. Dnes se věnuje i určitá pozornost výstavbě opěr s křídly z vyztužené zeminy , integrovaným úpravám opěr mostů. Tyto konstrukční úpravy budou předmětem dalšího studia (magisterského).



Obr. 7.12 Výstavba opěr a křídel pomocí gabionů (z kamene)

7.2.3 Střední podpěry a pilíře

Přenášejí podobně jako opěry svislá a vodorovná zatížení z nosné konstrukce i zatížení přímo na ně působící do základů, umožňují vyrovnání pootočení i délkové změny nosné konstrukce a musí vyhovovat navíc požadavkům stability trvanlivosti a vzhledu. Z hlediska způsobu uložení nosné konstrukce na podpěry rozeznáváme tyto druhy podporů:

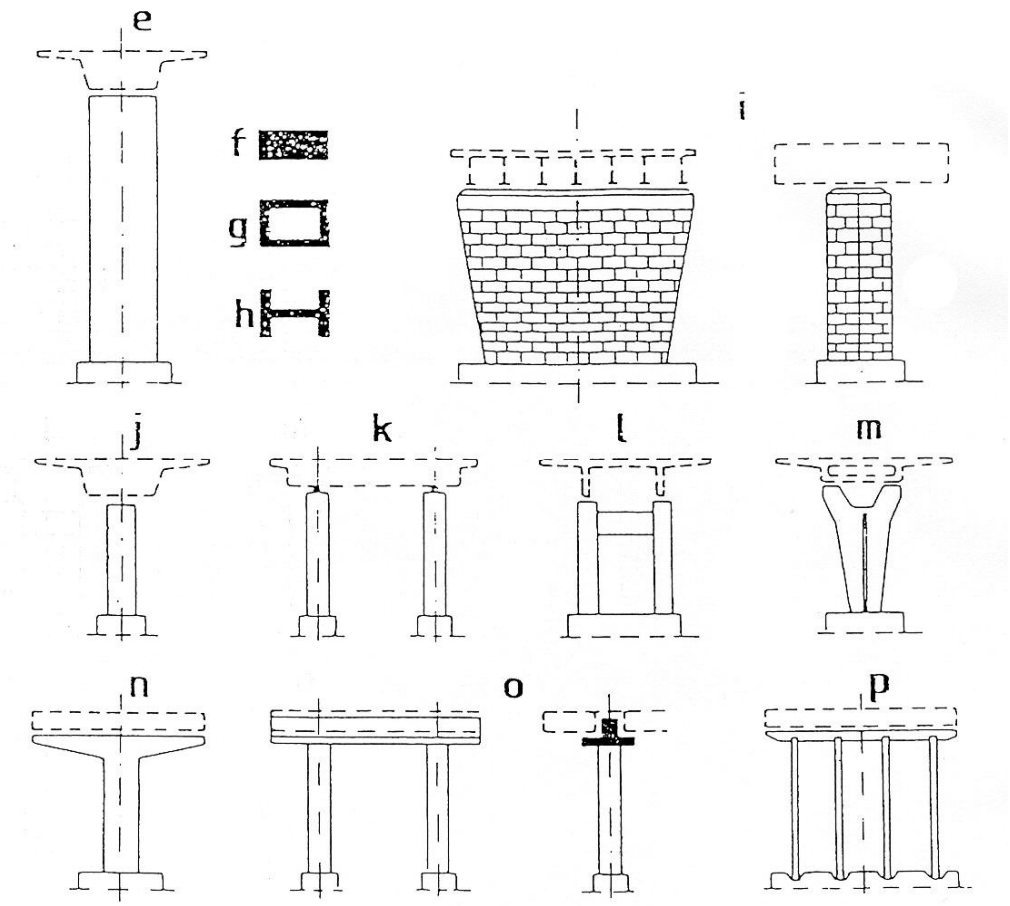
- vetknutí (pevné spojení nosné konstrukce s podpěrou)
- pevná přímková (umožňuje pootočení kolem osy uložení nedovoluje posuny)
- pohyblivá přímková (umožňuje pootočení a posun ve vodorovném směru nebo ve všech směrech v rovině)
- pevná bodová (umožňuje pootočení ve všech směrech)
- pohyblivá bodová (umožňuje posun v jednom směru nebo ve více směrech v rovině uložení)

Zvláštní případ uložení nosné konstrukce představují pružné podpory u nichž posuny a pootočení vyvolávají vratné síly a momenty.

Tvary mezilehlých pilířů

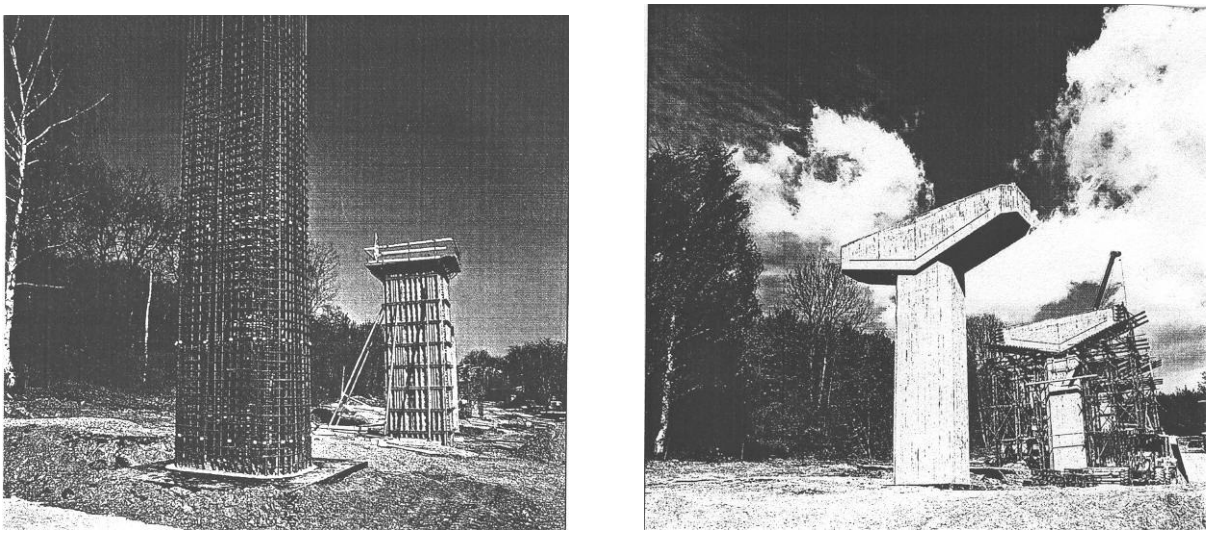
Jsou různé podle toho o jakou mostní konstrukci se jedná, jakou překážku most překonává a hodně zde závisí na osobitém přístupu projektanta. I přes velké snahy nacházet nové tvary těchto podpěr pro běžné mostní stavby na rozpětí střední se využívají tvary pilířů uvedené a mnohdy individuálně upravené dle obr. 7.13.

Nejběžnější příčný řez je prostý plný obdélník. U esteticky náročnějších konstrukcí je pak pohledová plocha rozčleněna na více ploch. Pilíře pro větší mosty větších rozměrů se navrhují duté. Pro šikmé mosty se používají členěné dříky pilířů. Při výstavbě pilířů monolitickým způsobem se používá bednění příložného, překládaného nebo posuvného. Osvědčilo se i betonovat pilíře do bednění z železobetonových prefabrikátů, které jsou vyráběny ve velkých sériích vypadají velmi pěkně a jsou ozdobou celého pilíře.



Obr. 7.13 Používané typy pilířů při výstavbě mostů

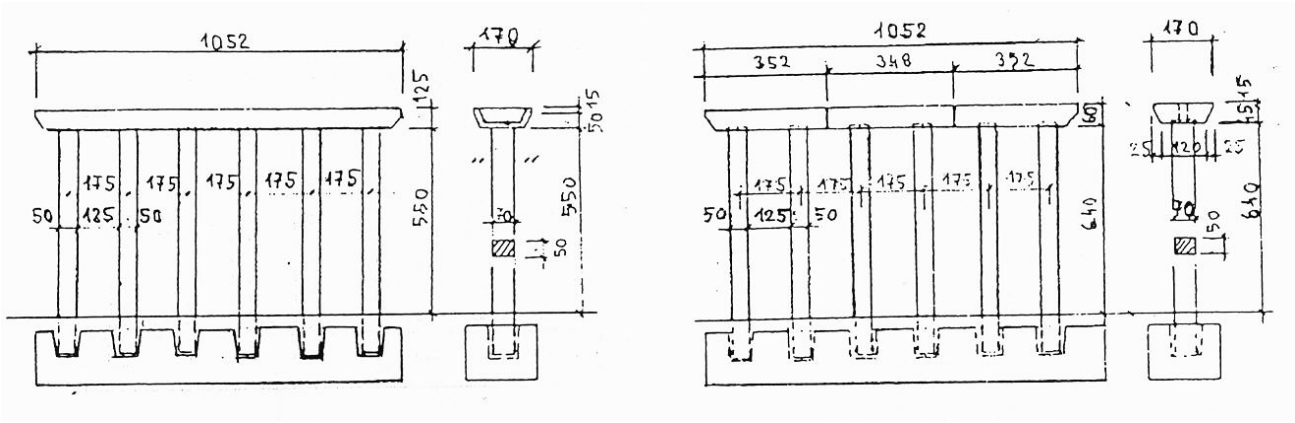
Na obrázku je ukázka realizace mostního pilíře střední výšky a běžné jedno sloupové podepření s hlavou tvořící prostor pro podepření.



Obr. 7.14 Realizace pilíře

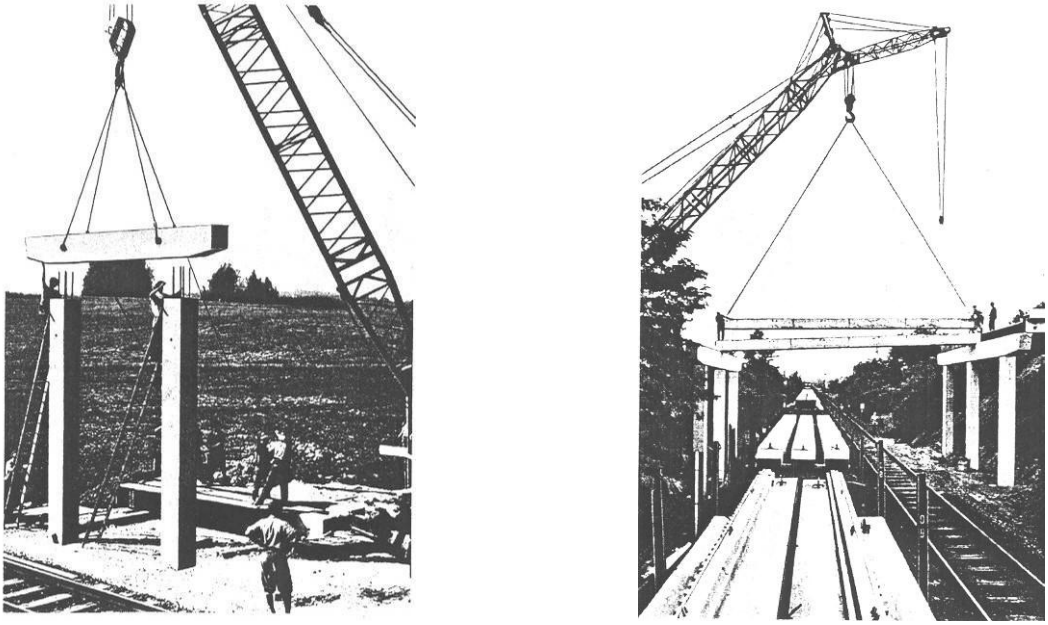
Pilíře mohou mít různé tvary příčného řezu. Volba tvaru musí vyhovovat statickým požadavkům i ostatním požadavkům všech účastníků výstavby. Menší pilíře se často vytvářejí členěné z jednotlivých stojek spojených úložným prahem. Většinou se volí průřez jednoduchého tvaru např. kruhové pilíře betonované do

inventárního ocelového bednění. I zde bylo v minulosti využíváno prefabrikace. Na obr. 7.15 je ukázka kompletní prefabrikované mostní podpěry (pilíře), které byly postaveny jako experimentální stavby n.p. SSaŽ Praha. Konstrukce je výrobně jednoduchá a je nutno pouze zajistit přesnou vzdálenost stojek neboť otvory v prefabrikovaných žlabech nelze dodatečně upravovat.



Obr. 7.15 Prefabrikované sloupové pilíře s částečně monolitickým úložným prahem (vlevo), prefabrikované sloupové pilíře s plným úložným prahem (vpravo).

Prefabrikovaná spodní stavba (prefabrikované pilíře) se používaly a ještě používají i v ostatních vyspělých státech. Na obr. 7.16 je ukázka z realizace těchto konstrukcí.



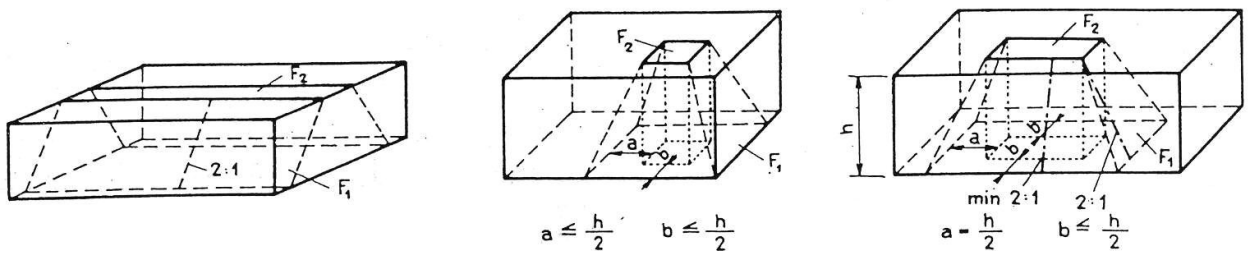
Obr. 7.16 Prefabrikovaná spodní stavba v Německu

7.3 Úložné prahy

U nosných konstrukcí spočívajících na ložiskách zprostředkovává roznášení reakcí z ložisek do dříku opěry či pilířů úložný práh. U jiného uspořádání např. u nosných konstrukcí vetknutých do hlav pilíře je úložný práh součástí nosné konstrukce i pilíře a jeho hranici je velmi obtížné určit.

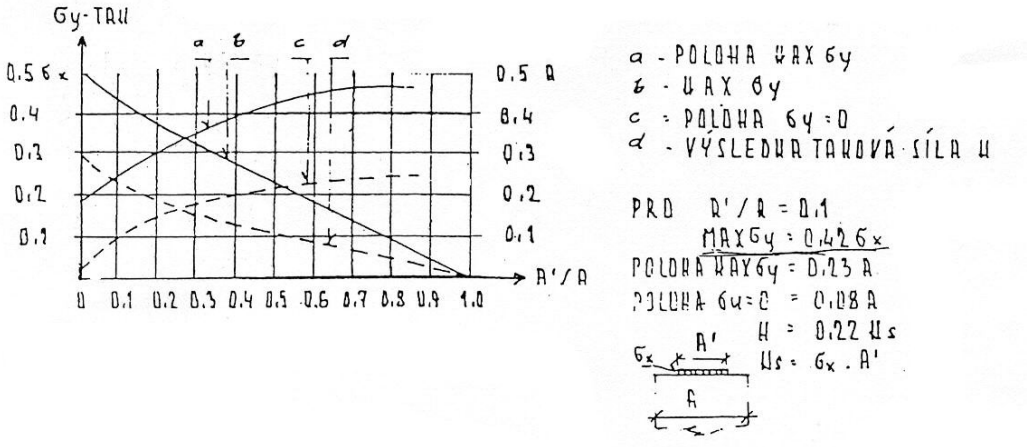
Velikost úložného prahu je dána podmínkou ,že ložiska musí být uložena ve vzdálenosti min 15 cm od líce opěry. V některých případech je nutno rozšířit úložný práh i pro různá pomocná montážní zařízení jako jsou rektifikační lisy pro segmentové konstrukce nebo pomocné konstrukce pro vysouvané mosty. Konce úložných prahů přesahujících na pilířích i opěrách šířku nosné konstrukce mohou být i zakončovány betonovou zídkou, která zabraňuje vtékání srážkové vody, ale má i estetický význam , protože zakrývá konec nosné konstrukce a ložiska z čelního pohledu. Při konstrukci úložných prahů je třeba pamatovat na to ,aby voda mohla odtékat bez smáčení viditelných ploch a nezpůsobila estetické a materiální vady konstrukce. Úložné prahy se navrhují z betonu nejméně C 16/20 výška prahu nesmí být u silničních mostů menší než 40cm, u železničních mostů menší než 50cm. Výztuž v úložném prahu je uspořádána v podélném , příčném i svislém směru a to tak, aby minimální množství v podélném směru činilo alespoň 7cm^2 a to Φ 12 při obou površích na 1m šířky prahu. Dále jsou navrženy uzavřené třmínky o Φ8mm o průřezové ploše nejméně 3,5cm^2 na 1m délky prahu. Vzájemná vzdálenost vložek příčných a podélných nesmí být větší než 20cm. Úložný práh se posuzuje výpočtem. Působí-li na konstrukční část železového betonu se základovou plochou F_1 a výškou h rovnou šířce b základové plochy dostředný tlak soustředěný na ploše F_2 vypočte se dovolené namáhání v soustředěném tlaku z rovnice

$\sigma_{bsdov} = \sigma_{bodov}\sqrt[3]{\frac{F_1}{F_2}} \le 2\sigma_{bodov}$, kde F_1 se uvažuje plocha souosá s plochou F_2 a roznášení z plochy F_2 na plochu F_1 se předpokládá ve sklonu 2:1 viz obr. 7.17.



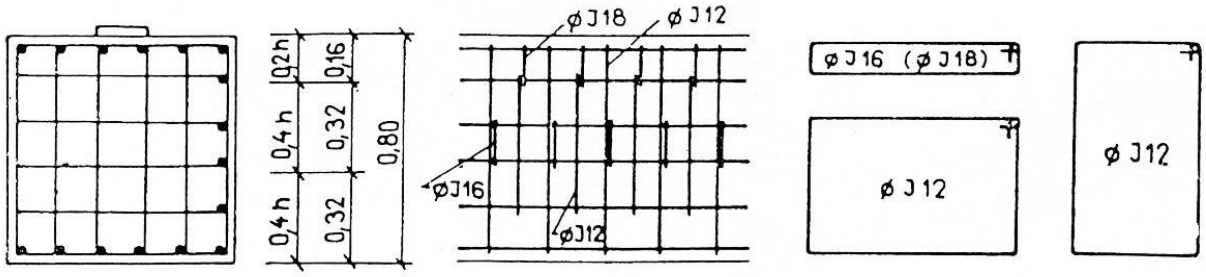
Obr. 7.17 Způsob roznášení soustředěného zatížení

Zvýšená pevnost v soustředěném tlaku je podmíněna tím že příčné tahy vznikající při rozptylu tlaku z plochy F_1 na plochu F_2 budou převzaty příčnou výztuží. Dimenzování této výztuže je možno provést pomocí Guyonových grafů viz obr. 7.18. Z poměru dosedací plochy **A**, k roznášecí ploše **A´** do které se zatížení přenáší určíme koeficienty pro výpočet rozhodujících parametrů. (Poloha max. příčného tahu,-křivka **a,** příčný tah –křivka **b,** nulový příčný tah,-křivka **c,** celková hodnota vodorovné síly,-křivka **d**)

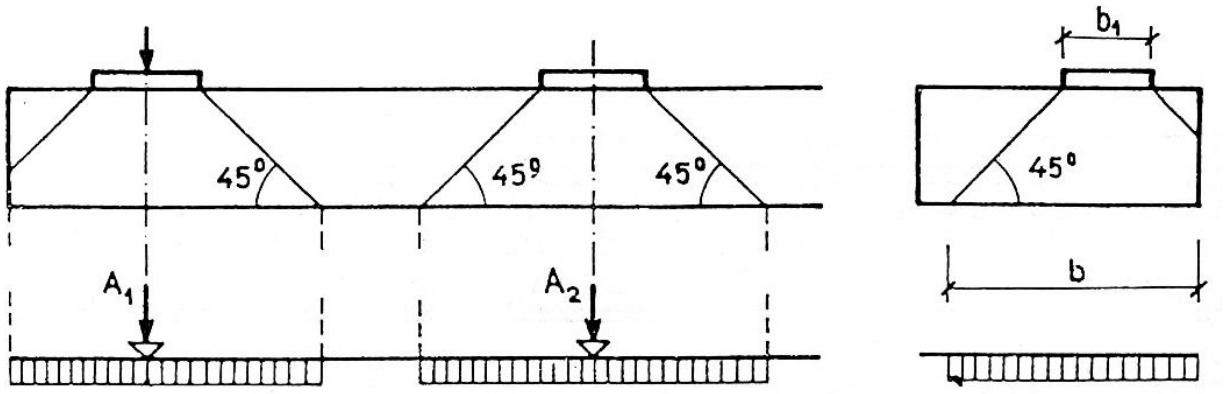


Obr 7.18 Guyonův graf pro dimenzování nesoustředně zatížených betonových pilířů

Příklad jak konkrétně vyztužit úložný práh je uveden na obr. 7.19. Mostní desky a trámy se ukládají na úložné prahy prostřednictvím úložných bloků viz kap ložiska a tyto úložné prahy se počítají jako nosníky podepřené ve středech ložisek, které jsou zatíženy tlaky ložiskových desek roznesenými rovnoměrně podle obr. 7.20.



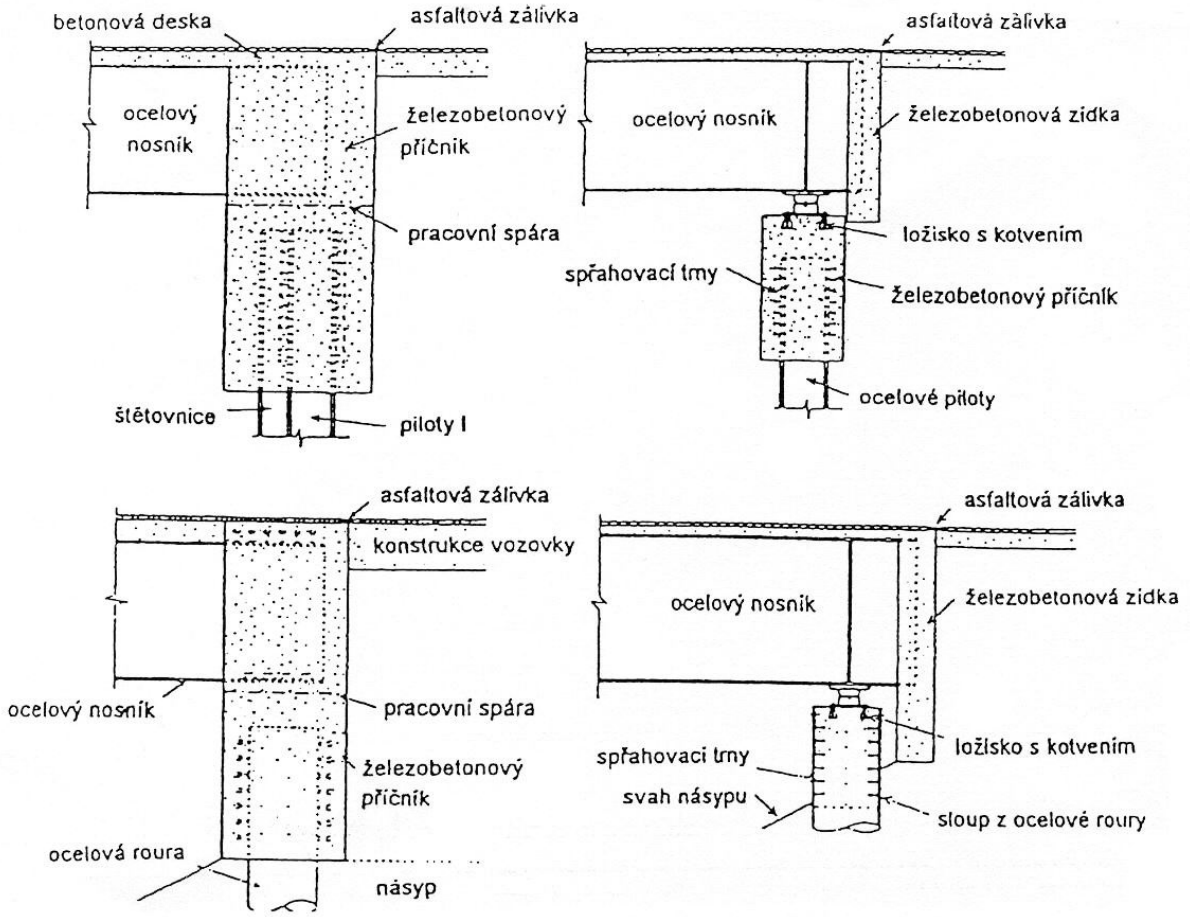
Obr. 7.19 Příklad vyztužení úložného prahu



Obr. 7.20 Roznos zatížení od ložisek pro výpočet dim. veličin úložného prahu

7.4 Integrované mosty

V poslední době se u nás začínají propagovat tak zvané integrované mosty u kterých se vodorovný trám spojí do jednoho celku s opěrou či mezilehlou podpěrou čímž se zajistí že při zatížení mostu nebo při účinku teploty na most nedojde k vzájemnému pohybu mezi vodorovnou konstrukcí a opěrou a tudíž není třeba použít dilatační zařízení. Spojení trámu s opěrou je zpravidla tuhé,ale není to bezpodmínečně nutné. Most může mít i více polí,při čemž spojení opěry s vodorovnou konstrukcí bývá zpravidla kloubové. Přestože spojení opěry s vodorovnou konstrukcí velmi omezí dilatační posuny mezi mostem a vozovkou na rostlém terénu či násypu, zcela tento pohyb se nevyloučí. U kratších mostů (do 60m) je možno použít speciální zálivkovou hmotu, která má schopnost sledovat malé pohyby bez toho, aby vznikly trhliny. Jde o úpravu v provedení flexibilního mostního závěru. Na obr.7.21 jsou uvedeny úpravy takového řešení.



Obr. 7.21 Integrovaný most, vlevo varianty s nosníky vetknutými do opěr, vpravo nosníky kloubově uložené.

Výhody uvedené úpravy spočívají v tom, že jsou odstraněny potíže s ložisky a mostními závěry což má vliv na nižší pořizovací náklady i na údržbu. Kompaktní konstrukce je odolnější proti nehodovým zatížením i vlivům seismickým. Vodorovná konstrukce mostu je vzhledem k namáhání v kroucení vetknutá do opěr, stavba mostu je rychlejší a je i větší volnost při výběru poměru jednotlivých rozpětí u spojitých nosníků, protože i při kratších krajních polích nebude docházet k jejich nadzvedávání a kotvení reakcí. U mostu nedochází k prosakování vody znečištěné solemi v zimních měsících do spodní části mostu. (koroze výztuže a údržba ložisek odpadá).

1. Vyjmenujte používané způsoby založení mostů.
2. Uveďte způsoby uspořádání mostních opěr a křídel.
3. Integrované mosty – vysvětlete pojem a uspořádání.

8. Nosné konstrukce mostů betonových

8.1 Nosné konstrukce masivních mostů na rozpětí malé a střední

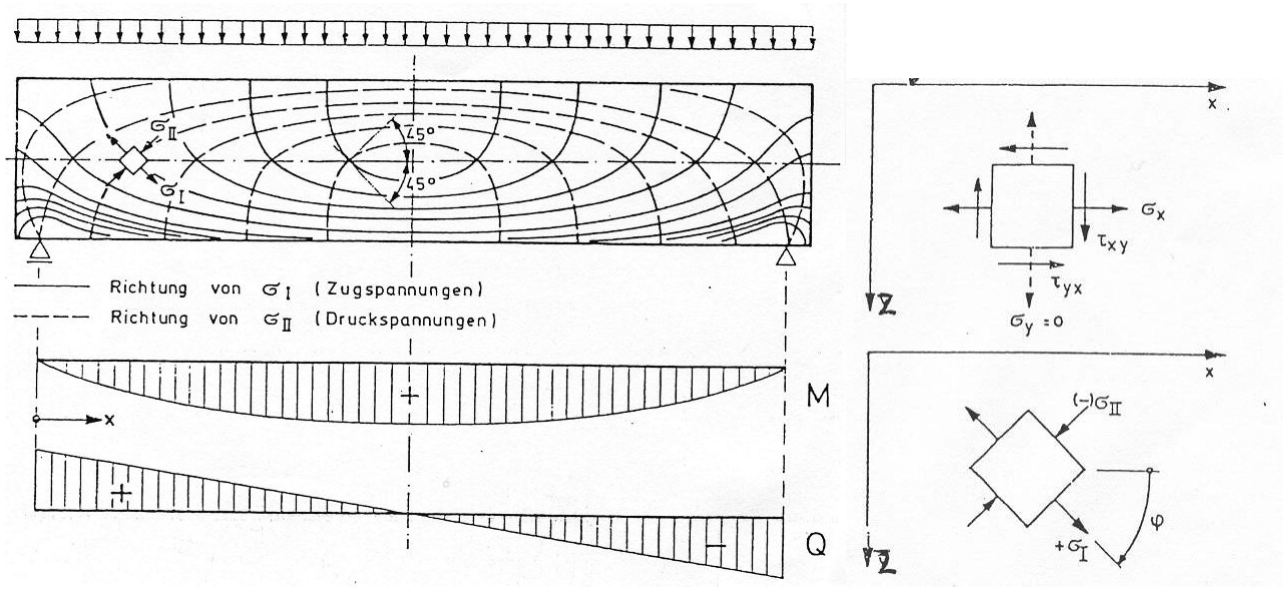
8.1.1 Úvod

Mosty na rozpětí malé, budeme uvažovat mosty s délkou přemostění od 2m do 10m. Přemostění větší jak 10m do 60m možno uvažovat jako mosty o rozpětí středním. Mosty z délkou přemostění větší jak 60m, zařazujeme mezi mosty velké.

Mosty jejichž nosná konstrukce je zhotovena z železového betonu, z předpjatého betonu, (deskové trámové rámové) z kamene či betonu (ve tvaru oblouku) se nazývají masivní mosty. Tyto konstrukce se navrhují většinou jako konstrukce o jednom poli, o dvou polích, nebo o třech polích. Z hlediska statické určitosti půjde o konstrukce staticky určité i staticky neurčité. Z hlediska technologie provádění je možno nosné konstrukce těchto mostů montovat pomocí předem zhotovených prefabrikátů nebo je možno stavět tyto mosty na pomocné skruži, jako monolity. Pokud použijeme prefabrikáty je možno použít tyčových prefabrikátů nebo příčně dělených prvků. Protože dnes hlavním stavebním materiálem těchto mostů je předpjatý a železový beton je vhodné si zopakovat základní teoretické úvahy o železovém a předpjatém betonu.

8.1.2 Obecné úvahy o železovém a předpjatém betonu.

Vezmeme-li v úvahu prutový prvek viz obr. 8.1.1 staticky určitý zatížený rovnoměrným zatížením na horním povrchu prvku můžeme předpokládat že půjde o rovinnou napjatost v souřadném systému **x,z** . Normálná napětí od momentu a smyková napětí od posouvajících sil se mění po délce nosníku a to podle průběhu ohybových momentů a posouvajících sil. Pomocí kružnice napětí můžeme vyřešit v kterémkoliv místě prvku velikost hlavních napětí σ_I,σ_{II} a také úhel, který budou hlavní napětí svírat s osou **x.** vyřešením dostatečného počtu příčných řezů prvku obdržíme průběh tahových a tlakových trajektorií na nosníku viz obr. 8.1.1.



Obr. 8.1.1 Průběh tahových a tlakových trajektorií na prostém nosníku

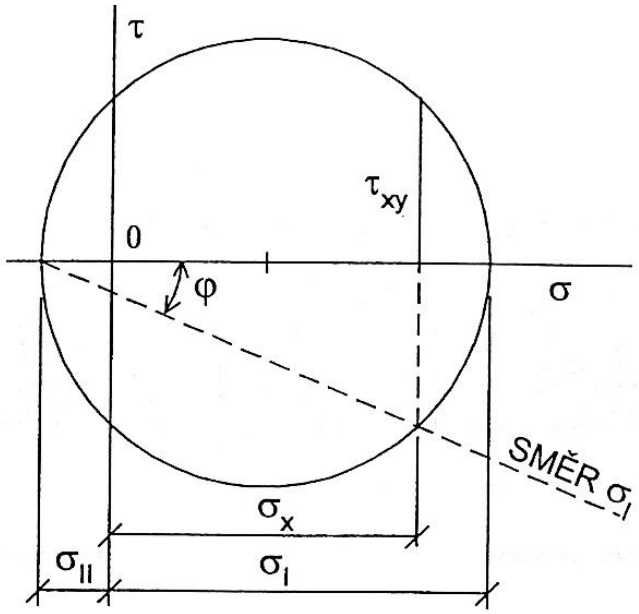
$$\sigma_x = \pm \frac{M}{W}$$

$$\tau = \tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$$

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2}$$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2}$$

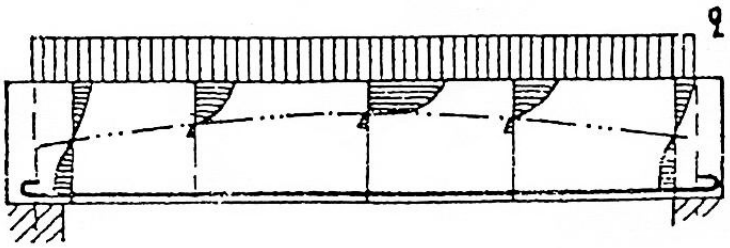
$$\tan\varphi = \frac{\tau}{\sigma_I}$$



Obr. 8.1.2 Trajektorie hlavních napětí ,výpočet hlavních napětí, konstrukce kružnice napětí

8.1.3 Železový beton

Vzhledem k tomu, že pevnost betonu v tahu je malá dochází při zvyšování zatížení na prvku k trhlinám. Tahové napětí betonu způsobující trhliny je třeba zachytit, což zajišťuje vložená výztuž ve formě hlavní nosné výztuže, dále ohybů a třmínků a to je hlavním smyslem železového betonu. Železový beton je heterogenní materiál, kdy v průběhu zatěžování bude se vzrůstajícím ohybovým momentem od krajů nosníku do středu docházet k tvorbě trhlin a k vylučování stále větší části průřezu z působení. Výztuž bude přejímat čím dál větší tahovou sílu a neutrálná osa nebude přímá tak jak ukazuje obr. 8.1.3. Při posuzování určitého příčného řezu přijímáme předpoklad, že beton s výztuží dokonale spolupůsobí že neutrálná osa je přímá a snažíme se pomocí silové a momentové podmínky rovnováhy v určitém příčném řezu nosníku získat údaje o namáhání obou materiálu (betonu v tlaku a výztuže v tahu), případně vyšetřujeme za jakého zatížení dojde k porušení prvku a to buď se rozdrtí beton (při vyšším stupni vyztužení) a nebo se přetrhne výztuž. Pro použitelnost konstrukce nás často zajímá šířka trhlin (existuje omezení) nebo velikost přetvoření (průhyb).



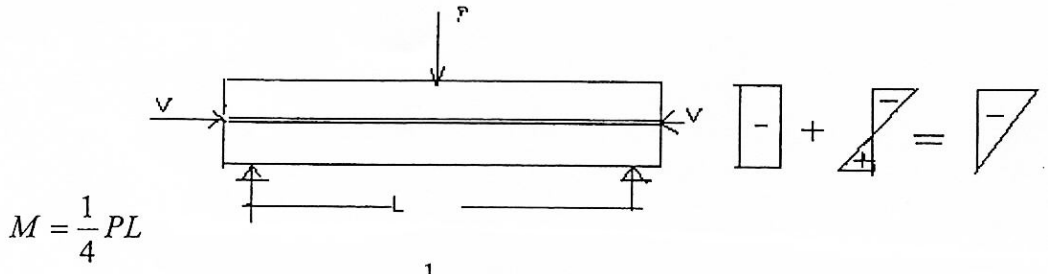
Obr. 8.1.3 Změna polohy neutrálné osy vlivem zatížení

8.1.4 Předpjatý beton

Princip spočívá v tom, že v prvku vyvodíme napnutím vysoce kvalitní výztuže buď před betonáži (strunobeton) a nebo po betonáži (dodatečně předpjatý beton, kabelový beton), tlakovou sílu, která vyvodí v celém průřezu tlakové namáhání, tudíž vlivem ohybu a předpětí nedojde pro určitou intenzitu zatížení k tvorbě tahových trhlin. Předpětí ovlivňuje napjatost uvažovaného nosníku, jeho vliv závisí na poloze

přepínací síly, zda působí v těžišti průřezu, v jádrovém bodě průřezu, či mimo jádrové body na určité excentricitě.

Uvažujme prvek rozměrů **b,d** dostředně předpjatý silou **V** bez uvažování vlastní tíhy

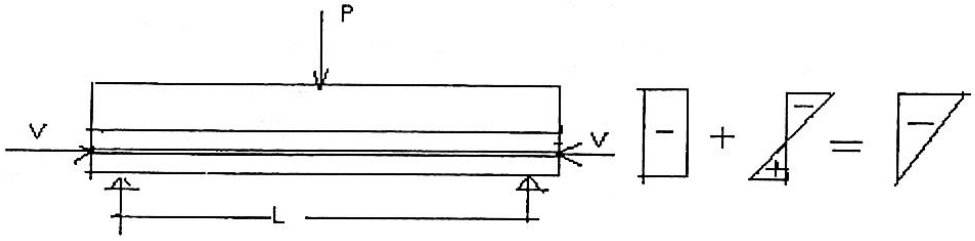


$$\sigma_{bh} = -\frac{V}{bd} - \frac{\frac{1}{4}Pl}{\frac{1}{6}bd^2} = -\frac{V}{bd} - \frac{3PL}{2bd^2}$$

$$\sigma_{bd} = -\frac{V}{bd} + \frac{3PL}{2bd^2} \text{.....pro..} \sigma_{bd} = 0 \text{....} V = \frac{3PL}{2d}$$

Vypočtená přepínací síla **V** bez uvážení vlastní tíhy způsobí při zatěžovací síle **P** ve spodním vlákně namáhaného průřezu nulové napětí. Ještě zajímavější stav nastane jestliže působiště přepínací síly **V** vložíme do spodního jádrového bodu ohýbaného nosníku tedy pro obdélník d/6 a provedeme stejnou úvahu.

Prvek rozměrů **b,d** předpjatý silou **V** ve spodním jádrovém bodě (d/6) bez uvážení vlastní tíhy.



$$\sigma_{bh} = -\frac{V}{b.d} + \frac{V\frac{d}{6}}{\frac{1}{6}bd^2} - \frac{\frac{1}{4}P.L}{\frac{1}{6}b.d^2}$$

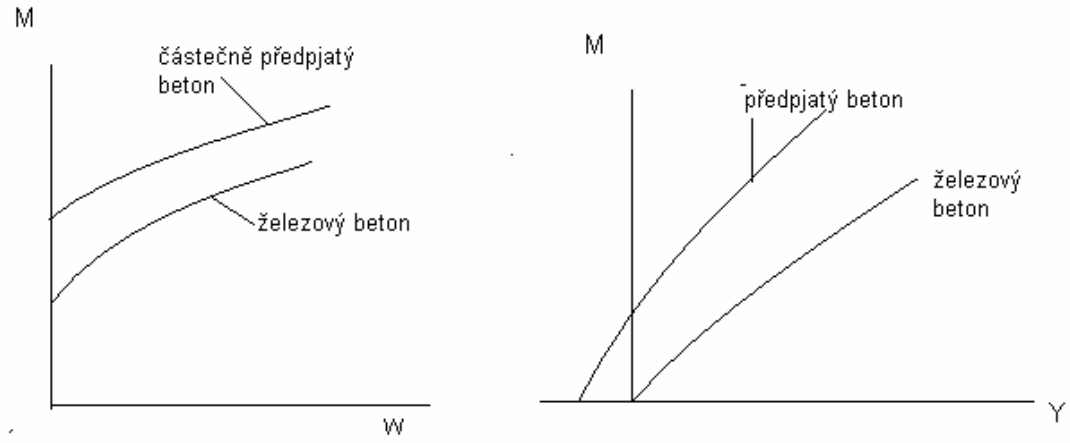
$$\sigma_{bd} = -\frac{V}{b.d} - \frac{V\frac{d}{6}}{\frac{1}{6}bd^2} + \frac{\frac{1}{4}P.L}{\frac{1}{6}b.d^2} \qquad \text{Pro } \sigma_{bd} = 0 \text{.....} V = \frac{3PL}{4.d}$$

V tomto případě pro vyvození nulového namáhání ve spodním krajním vlákně potřebujeme sílu poloviční. Z toho je tedy patrno, že účinek předpětí v průřezu prvku je možno měnit nejen velikostí, ale i polohou přepínací síly.

V některých případech není třeba zabránit vzniku tahových namáhání v dolních vláknech úplně. Jak bylo řečeno volbou přepínací síly, volbou excentricity můžeme regulovat velikost napětí v dolních vláknech průřezu v závislosti na intenzitě zatížení.

Předpínáním se tedy buď zcela vylučuje nebo podstatně omezuje vznik tahových napětí betonu a tím i vznik trhlin. Předpínání současně umožňuje využít vysokou pevnost přepínací výztuže, která v železobetonové konstrukci by znamenala při hospodárném využití vznik trhlin velkých šířek a korozi výztuže. Z toho plyne i definice předpjatého betonu, která zní : **že jde o beton do něhož se napjatou výztuží nebo silou jinak vyvozenou vnese záměrně trvalé napětí v tlaku, nezávislé na vnějším zatížení, které buď úplně nebo podstatně sníží tahová napětí od vnějšího zatížení.**

Z tohoto rozboru je možno vyjádřit i určité výhody předpjatého betonu oproti železovému betonu. U železového betonu je v neutrálné ose vždy $\sigma_x=0$ a proto $\sigma_1 = \tau$, tudíž je třeba zachytit hlavní napětí smykovou výztuží. Na velikost napětí τ má vliv šířka i výška průřezu a tudíž železobetonové prvky jsou co do průřezu větší.Dále u železobetonových průřezů nepůsobí celý průřez pouze jeho část nad neutrální osou a tažená výztuž v porušené oblasti pod neutrální osou oproti předpjatému betonovému průřezu kde vzdoruje celý průřez vnějšímu zatížení. V důsledku toho má předpjatý prvek vyšší tuhost než železobetonový a má menší průhyb. Předpjatý beton se nehodí pro prvky tlačené, složitost a náročnost při výrobě je vyšší než u železového betonu, má však úspory 30-70% hmotnosti výztuže a 15-45% hmotnosti betonu oproti železovému betonu tudíž jde o sníženou vlastní tíhu. Dnes jsou to dva materiály, které se vzájemně doplňují a vhodnou volbou stupně předpětí je možno dosáhnout optimálních parametrů při návrhu nosných mostních konstrukcí. Na obr. 8.1.4 je uvedena závislost mezi momenty a šířkou trhlin a mezi momenty a průhybem u železového a předpjatého betonu.



Obr. 8.1.4 Vztahy mezi momentem a šířkou trhlin a mezi momentem a průhybem

Stupeň předpětí

Abychom mohli předpětí u různých nosných konstrukcí porovnávat je zaveden pojem tak zvaný stupeň předpětí. Stupeň předpětí se nejčastěji stanový jako poměr charakteristické síly přepínací výztuže k charakteristické síle veškeré výztuže (přepínací+betonářská).

$$\lambda = \frac{A_p R_p}{A_p R_p + A_s R_s}$$

A plocha přepínací a betonářské výztuže

R napětí na mezi průtažnosti přepínací a betonářské výztuže

nebo je možno jej stanovit jako poměr silového účinku předpětí k součtu silových účinků stálého a nahodilého zatížení

$$K = \frac{M_{př}}{M_g + M_p}$$

$M_{př}$ moment od účinku předpětí

M_g moment od stálého zatížení

M_p moment od užitného zatížení

Stupeň předpětí je možno vyjádřit též, jako poměr příčného tlaku, vyvozeného zakřivenou přepínací výztuží U a tlaku U_0 kterého by bylo třeba aby se zajistilo plné předpětí.

$$K_z = \frac{U}{U_0}$$

Předpětí konstrukce jako takové dělíme na:

Plné předpětí při kterém ve směru přepínací síly není dosaženo mezního stavu dekomprese

Omezené předpětí při kterém napětí v tahu nepřestoupí pevnost betonu v tahu

Částečné předpětí při kterém napětí v tahu není omezeno

Vzhledem k tomu že značení betonu u nás se používá dle ČSN EN 206-1 dříve to bylo dle ČSN 732400, (třídy betonu) nebo dle ČSN 736206 (značky betonu) je vhodné naznačit jaké jsou vzájemné převody viz tabulka

Dle ČSN EN 206-1 Třída	Dle ČSN 73 2400 Třída	Dle ČSN 73 6206,07 Značka
C 8/10	B 10	135
(C-/13.5)	(B13.5)	170
C12/15	B15	(200)
C16/20	B20	250
C20/25	B25	(300)
(C-/28)	(B28)	330
C25/30	B30	(350)
(C-/35)	B35	400
C30/37	(B37)	(425)
(C-/40)	B40	(450)
C35/45	B45	500
C40/50	B50	(550)
C45/55	B55	600
C50/60	B60	(650)
Poznámka:Třída nebo značka betonu uvedená v závorce není v příslušné normě zavedena.		

Tab. 8.1.1 Vztahy mezi betony nyní a dříve používanými

8.1.5 Zásady navrhování betonových mostních konstrukcí

Požadavky na mostní konstrukci jsou následující:

1. Bezvadné plnění své funkce (sloužit účelu ke kterému byl určen).
2. Most má vyhovovat požadavkům příslušných norem a předpisů (prostorová úprava, zatížení, a dalším), a to po celou dobu životnosti.

3. Musí být zajištěna spolehlivost (bezpečnost a použitelnost mostní konstrukce pro dané zatížení, použité materiály, v daných podmínkách.
4. Musí splňovat ekonomické a estetické požadavky.

Při posuzování konstrukce mostu se prokazuje jeho

Únosnost –napjatost

Při výpočtech mostů se používá dosud teorie dovolených namáhání podle níž se prokazuje napětí betonu a výztuže v rozhodujících průřezech pro všechna rozhodující stádia zatížení. U předpjatého betonu se dále prokazuje stupeň bezpečnosti proti dosažení meze únosnosti a meze trhlin. Pro zatížení hlavní (stálé a nahodilé), jsou dovolená namáhání materiálu stanovena konkrétními tabulkovými hodnotami dle ČSN 736206 pro ostatní kombinace zatížení se tyto tabulkové hodnoty násobí

1. součinitelem 1,15 pro zatížení celkové
2. součinitelem 1,22 pro kombinaci zatížení hlavního s mimořádným
3. součinitelem 1,40 pro kombinaci (2) s uvažováním vedlejších zatížení a vlivů

Stabilita konstrukce

- stabilita tvaru (vzpěrná pevnost štíhlých prutů)
- stabilita polohy (bezpečnost proti posunutí, převržení, nadzvednutí)

Tuhost konstrukce- přetvoření (průhyb, pootočení, sedání, kmitání.)

Konstrukce z prostého betonu

Z prostého betonu se nejčastěji navrhují základy,opěry a pilíře mostu někdy i malé klenby. O volbě druhu betonu nerozhoduje pevnost betonu**,** ale většinou trvanlivost. Tyto konstrukce jsou vystaveny zemní vlhkosti,někdy účinkům vody třeba i agresivní.

Jsou to konstrukce málo namáhané u nichž se nevyužije plně dovoleného namáhání.

Množství cementu bývá 180-220 kg/m^3 betonu a používají se pro tyto konstrukce betony třídy:

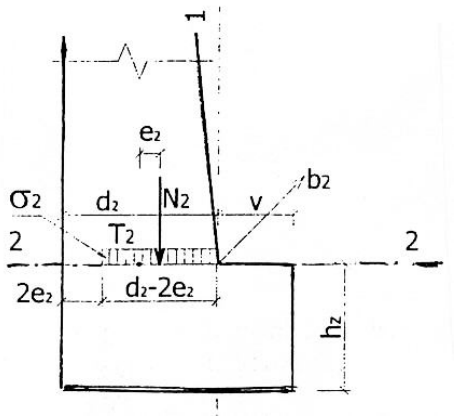
- C12/15 pro konstrukce trvale v suchu prostředí X0
- C25/30 pro konstrukce ve vlhku a občas zatápěné prostředí XF1
- C30/37 pro vrchní stavby středně vlhké XD1

Třída betonu	Značka betonu	Nejmenší krychelná pevnost betonu [MPa]	Modul pružnosti [MPa]	Dovolená namáhání prostého betonu při zatížení hlavním [MPa]			
				v tlaku		v tahu	
				za prostého tlaku	za ohybu a mimostředného tlaku	dostředném hlavním (smyku a kroucení)	za ohybu a mimostředného tlaku
			E_b	k_{bc}	k_{bd}	k_{bht}	k_{bt}
-	105	10,5	17500	1,6	2,0	0,20	0,40
C 8/10	135	13,5	20000	2,0	2,5	0,25	0,50
C -/13,5	170	17,0	23000	2,5	3,5	0,30	0,60
C 16/20	250 *)	25,0	26500	3,5	4,5	0,35	0,70

*) pro vyšší třídy betonu nejsou hodnoty dovolených namáhání v ČSN [6] stanoveny
C12/15 – zn. 200 – nutno interpolovat

Tab. 8.1.2 Charakteristiky prostého betonu

Posouzení nadzákladové spáry u mostní opěry z prostého betonu



Spára 1-1

Jestliže vznik trhlin je nepřípustný napětí betonu musí vyhovovat:

při v< 0,5 h_z

$$\sigma_{ht} = 0{,}15\sigma_2 = 0{,}15\frac{N_2}{b_2(d_2 - 2e_2)} \le k_{bht}$$

při v>0.5 h_z

$$\sigma_{dh} = \left|\frac{Me_{dh}}{I}\right| \qquad \text{v tahu za ohybu} < k_{bt}$$

v tlaku za ohybu<k_{bd}

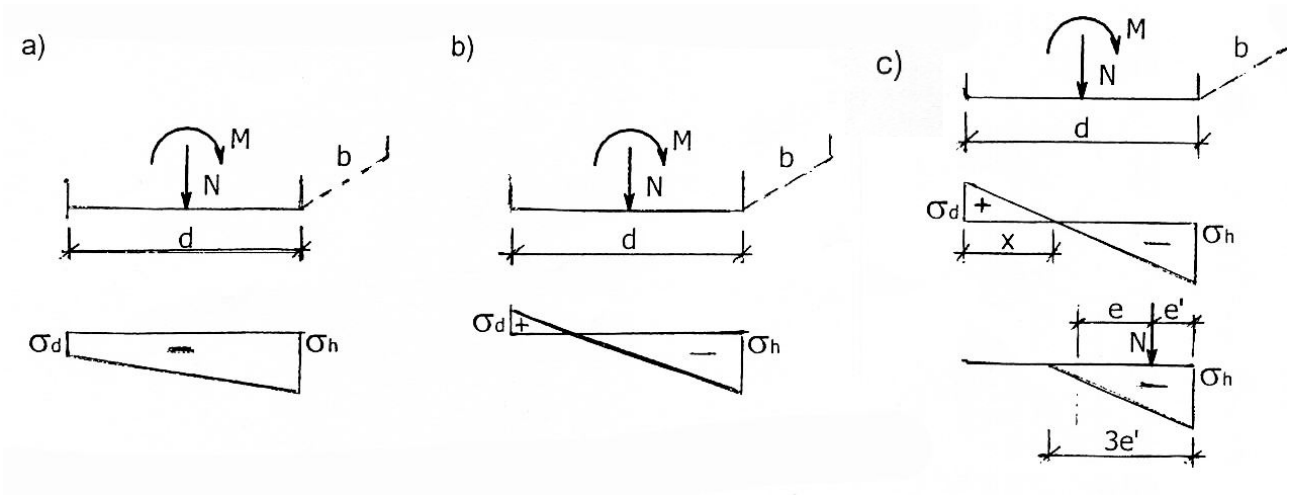
Obr. 8.1.5 Opěra z prostého betonu základový ústupek 1-1, nadzákladová spára 2-2

Nadzákladová spára

Při posuzování spáry 2-2 mohou nastat tyto případy: dostředný tlak, mimostředný tlak, trhliny přípustné, takže průřez se řeší za vyloučeného tahu. Na průřez působí ohybový moment M a normálná síla N

Pro výpočet napětí v krajních vláknech platí:

$$\sigma_{dh} = \frac{N}{A} \pm \frac{Me_{dh}}{I} \qquad \text{kde} \quad \frac{I}{e_{dh}} = W_{dh}$$



Obr. 8.1.6 Namáhání a) dostředný tlak, b) mimostředný tlak, c) mimostředný tlak za vyloučeného tahu

a) Celý průřez tlačen $|\sigma_h| \le k_{bd}$ $|\sigma_d| \le k_{bd}$ v tlaku za ohybu

b) Napětí v tahu je menší než dovolené namáhání $|\sigma_h| \le k_{bd}$ $|\sigma_d| \le k_{bt}$ v tlaku za ohybu, tahu za ohybu

c) Napětí v tahu překročilo dovolené namáhání $|\sigma_h| \le k_b$ $|\sigma_d| \ge k_{bt}$ v tlaku za ohybu, tahu za ohybu

Prostý beton tlačené prvky

Je-li u tlačených konstrukcí betonových štíhlostní poměr $\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} \rangle 20$ musí se počítat se vzpěrem.

Vzpěrné napětí od dostředného nebo mimostředného tlaku se vypočte z rovnic $\sigma_b = \frac{c.N}{A_b} \le k_{bc}$

$\sigma_b = \frac{c.N}{A_b} \pm \frac{M}{W} \le k_{bt}$. Vzpěrnostní součinitel c se vypočte z rovnice $c = \frac{l_0}{1{,}72 - 0{,}036\frac{l_0}{i_{\min}}}$, l_0 vzpěrná délka, i_{min} poloměr setrvačnosti průřezu

Výpočet prvků ze železového betonu

Při návrhu železobetonového průřezu se předpokládá:

a) Beton v tahu nepůsobí- veškerý tah přenáší výztuž

b) Napětí betonu je přímo úměrné vzdálenosti od neutrálné osy, napětí oceli je n-násobek napětí betonu v témže vlákně téhož řezu (při výpočtu napětí se předpokládá $n = E_a / E_b = 15$)

c) Ideální průřez pro výpočet se skládá z tlačené plochy betonové (A_b) a n-násobku plochy výztuže (A_a) $A_i = A_b + n.A_a$

Pro nosné konstrukce železobetonové užíváme betony jejichž dovolená namáhání při zatížení hlavním jsou uvedena v tabulce.

0.	Třída betonu			C-/13,5	C16/20	C-/28	C-/35	C35/45
1.	Značka betonu			170	250	330	400[x]	500[x]
	Nejmenší krychelná pevnost betonu [MPa]			17,0	25,0	33,0	40,0	50,0
2.	Dovolené namáhání při hlavním zatížení [MPa]	v tlaku dostředném	k_{bc}	3,5	5,0	6,6	7,8	10,0
3.		v tlaku za ohybu a za mimostředného tlaku	k_{bd}	5,1	7,5	9,9	11,5	14,5
4.		v tlaku za ohybu a za mimostředného tlaku obdélníkových průřezů tloušťky alespoň 200 mm	k_{bd}	6,8	10,0	13,2	15,5	20,0
5.		v tahu za mimostředného tlaku	k_{bt}	0,9	1,1	1,3	1,5	1,8
6.		v hlavním tahu, ve smyku	k_{bht}	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
7.		v soudržnosti: 10 216, 11 373, 11 375	k_{bsd}	0,5	0,6	0,7	-	-
		v soudržnosti: 10 338, 10 425, 10 505, kari síť 10 245, 10 335	k_{bsd}	-	1,1	1,4	1,6	1,8
8.	Modul pružnosti betonu E_b [MPa]			23000	26500	30500	33000	37500

[x] obvykle pro konstrukce z předpjatého betonu ve směrech, ve kterých nepůsobí předpětí, popř. úložné prahy

Tab. 8.1.3 Charakteristiky železového betonu

Jako výztuž se používá betonářská ocel, jejíž pevnost se pohybuje mezi 360-550 MPa. V oboru obvyklých napětí se tato ocel chová jako látka pružná. Závislost normálního napětí v tahu nebo tlaku σ a poměrného přetvoření ε se vyjadřuje Hookovým zákonem σ= ε.E. Stoupá-li napětí nad mez úměrnosti, která je u této oceli prakticky totožná s mezí pružnosti rostou přetvoření stále rychleji až se dostoupí meze průtažnosti. Po dosažení této meze přetvoření náhle několikanásobně vzrůstá, přírůstek přetvoření je nepružný trvalý. Napětí se při tom v podstatě nemění. Pro statické spolupůsobení oceli a betonu je rozhodující mez průtažnosti. Jestliže se dosáhne tohoto napětí začnou se ocelové vložky nadměrně protahovat a současně i zužovat. To pak způsobuje jednak rychlý vzrůst přetvoření konstrukce a dále oddělování výztuže od betonu což obojí vede k porušení konstrukce. Charakteristické hodnoty betonářské výztuže jsou uvedeny v tabulce.

Jakostní značka oceli	Písmen. označení	Jmenovitý průměr D (mm)[1]	Normová mez [MPa]		Dovol. namáhání v tahu [MPa]		Svařitelnost	Koncová úprava
			Mez kluzu popř. mez 0,2	Mez pevnosti	B 170	B 250 až B 500		
10 216	E	5,5-8; 10-32	206	N	108[2] 120	108[2] 120	dobrá	PKH
11 373	EZ	5,5-16; 18-32	235	360	120	120	viz ČSN	PKH
11375			225					
10 245	K	10-20	245	363	135	135	zaruč.	B
10 335	J	6-50	325	440	nepoužívá se	180	zaruč.	B
10 338	T	6,5 a 8	325	390		180	viz ČSN	B
10 425	V	6-50	410	520		235	zaruč.	B
10 505	R	12-36	490	550		280	[4]	B
Svařova-né sítě KARI	SZ	4-8	490	539		260[3]	zaruč. viz ČSN	B

PKH – polokruhové háky; B –bez háků

Tab. 8.1.4 Druhy používané betonářské výztuže

Železobetonové mosty se vyztužují betonářskou výztuží. Její množství je vyjádřeno % vyztužení, které se označuje μ. Procento vyztužení znamená množství výztuže obsažené v betonovém průřezu. Vyjádřeno matematicky $\mu = \frac{100 A_a}{A_b}$. Toto procento vyztužení je předepsáno pro jednotlivé druhy výztuže viz tabulka.

Jakostní značka oceli	Vyztužení v %	
	min. μ	max. μ
10 216 11 373 11 375	0,30	3,00
10 245	0,29	2,80
10 335 10 338	0,25	2,30
10 425 10 426 KARI síť	0,20	1,80
10 505	0,18	1,60

Tab. 8.1.5 Minimálních a maximálních hodnot procenta vyztužení

Posouzení napětí

Pro zatížení hlavní, (stálé a nahodilé) nesmí překročit dovolené namáhání výztuže a betonu přípustné hodnoty

$\sigma_a = \sigma_{ag} + \delta\sigma_{ap}$ $\sigma_a \leq k_a$ u oceli $\sigma_b = \sigma_{bg} + \delta\sigma_{bp}$ $\sigma_b \leq k_b$

σ_{ag}, (σ_{bg}) - napětí od zatížení stálého ve výztuži (v betonu)

δ - dynamický součinitel

σ_{ap}, (σ_{bp}) - rozhodující napětí od zatížení nahodilého ve výztuži, (v betonu)

8.1.6 Prvky namáhané ohybem

Výslednice vnějšího zatížení působí v rovině symetrie prvku

Pro výpočet použijeme podmínky rovnováhy

Součtová $N_a = N_b + N_a'$ kde $N_a = A_a.\sigma_a$, $N_a' = A'_a.\sigma_a$, $N_b = \int_0^x \sigma_{bz} dA$

Momentová $M = N_b.z_b + N_a'(h - a')$

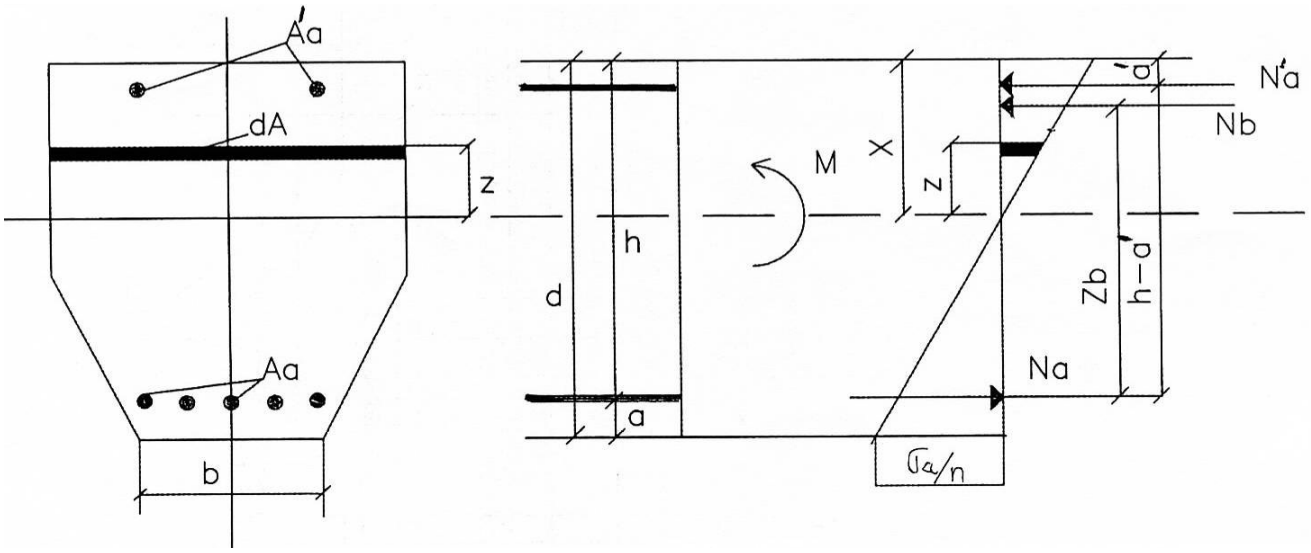
Poloha neutrálné osy se stanoví pomocí statických momentů ploch. Platí rovnice

$U_b + nU_a' = nU_a$

$\int_0^x z.dA + nA'_a(x-a') = nA_a(h-x)$ pro obdélníkový průřez bude potom platit

$\frac{1}{2}bx^2 + nA'_a(x-a') = nA_a(h-x)$, vzdálenost neutrálné osy od krajních tlačených vláken se vypočte: pro průřez oboustranně vyztužený viz obr. 8.1.7.

$$x = \frac{15(A_a + A'_a)}{b}(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A_a h + A'_a a')}{15(A_a + A'_a)^2}}$$



Obr. 8.1.7 Průřez oboustranně vyztužený namáhaný ohybem

Krajní napětí v betonu se stanoví z rovnice $\sigma_b = \frac{M.x}{I_i}$

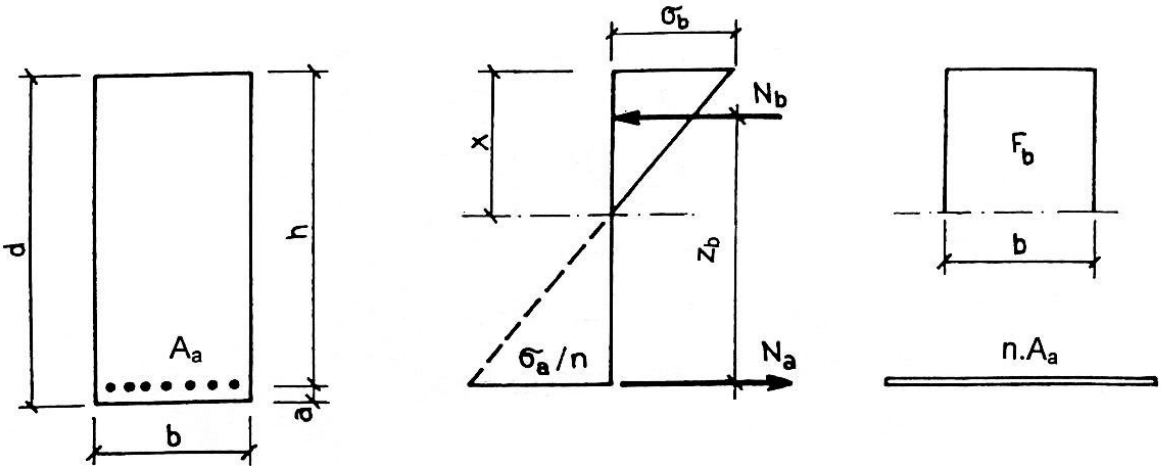
V oceli bude napětí $\sigma_a = \frac{M(h-x)}{I_i}n$

V tlačené oceli bude $\sigma'_a = \frac{M(x-a')}{I_i}$

I_i je moment setrvačnosti ideálního průřezu k neutrálné ose (těžišťové ose ideálního průřezu)

8.1.7 Jednostranně vyztužený průřez

Na obr. 8.1.8 je obdélníkový průřez, jednostranně vyztužený namáhaný ohybovým momentem.



Obr. 8.1.8 Průřez jednostranně vyztužený namáhaný ohybem

Z obrázku plyne: $\frac{\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_a}{n}\frac{1}{h-x} \longrightarrow \sigma_b = \frac{\sigma_a}{n}\frac{x}{h-x}$

Dále vodorovné síly ve výztuži a betonu jsou $N_a = A_a\sigma_a$, $N_b = \frac{1}{2}\sigma_b xb$

Rameno vnitřních sil z_b=h-x/3

Poloha neutrálné osy se vypočte ze součtové podmínky rovnováhy, jestliže za σ_b dosadíme výraz

$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{n}\frac{x}{h-x}$ $\qquad A_a\sigma_a = 0.5\frac{\sigma_a}{n}\frac{x}{h-x}xb$ po úpravě

$0.5bx^2 - nA_a(h-x) = 0$ řešením této rovnice obdržíme polohu neutrálné osy

$$x = \frac{nA_a}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2bh}{nA_a}}\right)$$

Moment setrvačnosti ideálního průřezu k neutrálné ose (těžišťové ose ideálního průřezu), při zanedbání momentu setrvačnosti n-násobné plochy výztuže k vlastní těžišťové ose bude

$$I_{ix} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_a(h-x)^2$$

Statický moment části ideálního průřezu k neutrálné ose (k těžišťové ose ideálního průřezu), bude

$U_i = 0{,}5bx^2 = nA_a(h-x)$

Rameno vnitřních sil $z_b = \frac{I_{ix}}{U_i} = \frac{1}{3}bx^3.\frac{2}{bx^2} + \frac{nA_a(h-x)^2}{nA_a(h-x)} = \frac{2}{3}x + h - x = h - \frac{x}{3}$

Napětí ve výztuži a betonu vypočteme z momentové podmínky rovnováhy

$$M = A_a\sigma_a z_b = \frac{1}{2}\sigma_b xbz_b$$

Napětí ve výztuži $\sigma_a = \frac{M}{A_a z_b} \le k_a$ napětí v betonu $\sigma_b = \frac{2M}{bxz_b} \le k_{bd}$

8.1.8 Ideálně vyztužený průřez

Průřez, který bude mít výšku h umožňující plně využít napětí betonu v tlaku k_b a napětí ve výztuži k_a, bude patřit mezi ideálně, (optimálně) vyztužené průřezy. V takovém průřezu je poloha neutrálné osy mezi tlačeným okrajem průřezu a výslednici tahu ve výztuži závislá na dovoleném namáhání k_b a k_a.

Z obrazce napětí viz obr. 8.1.8 plyne:

$$x:(h-x)=k_b:\frac{k_a}{n} \quad \text{z toho} \quad x=\frac{k_b}{k_b+\frac{k_a}{n}}h=\frac{nk_b}{nk_b+k_a}h=\gamma h \ , \ \text{kde} \ \ \gamma=\frac{nk_b}{nk_b+k_a}$$

rameno vnitřních sil $z_b=h-\frac{x}{3}=h-\frac{\gamma h}{3}=\left(1-\frac{\gamma}{3}\right)h=\delta h$ kde $\delta=1-\frac{\gamma}{3}$ součinitele $\gamma.\delta$

jsou závislé na k_a a k_b. Dosadíme-li do momentové rovnice psané pro střed nacházející se v těžišti tahové výztuže viz obr. 8.1.8 bdostaneme po dosazení součinitelů $\gamma.\delta$

$$M=\frac{1}{2}\sigma_b x b z_b=\frac{1}{2}k_b\gamma h\delta h\longrightarrow h=\sqrt{\frac{2M}{\gamma\delta k_b b}}=\sqrt{\frac{2}{\gamma\delta k_b}}\sqrt{\frac{M}{b}}$$ výraz $\sqrt{\frac{2}{\gamma\delta k_b}}=\alpha$ je to opět součinitel

závislý na k_a a k_b

Jestliže dosadíme do momentové rovnice psané pro momentový střed na výslednici tlaku v betonu dostáváme:

$m=A_a\sigma_a z_b=A_a k_a\delta h$, a tudíž $A_a=\frac{M}{\delta h k_a}$ dosazením za $h=\alpha\sqrt{\frac{M}{b}}$ bude průřezová plocha tahové

výztuže $A_a=\frac{M}{\delta k_a\alpha\sqrt{\frac{M}{b}}}=\frac{1}{\alpha\delta k_a}\sqrt{Mb}=\beta\sqrt{Mb}$, kde součinitel β je opět závislý na k_a a k_b a

$\beta=\frac{1}{\alpha\delta k_a}$.

Návrh vyztužení průřezu by měl být proveden ideálně dle uvedeného postupu. Součinitele $\alpha.\beta.\gamma.\delta$ se dají tabelárně zpracovat existují i již zpracované tabulky.

Vedle ideálně navrženého průřezu existuje i návrh **převýšeného průřezu**, kdy teoretická výška h je větší než u ideálně vyztužených průřezů. V takovém případě plochu výztuže spočítáme ze vztahu $A_a=\frac{M}{k_a 0.9h}$ a to vzhledem k tomu,že rameno vnitřních sil se mění poměrně málo součinitel δ se pohybuje

v mezích 0,85- 0,90

U snížených průřezů je výška h nižší než u průřezu ideálně vyztužených. V tomto případě se využije pně pouze napětí v betonu, kdežto napětí ve výztuži je menší než k_a. Takové průřezy vyžadují velkou plochu

tahové výztuže, jsou nehospodárné a neměly by být navrhovány. Pro návrh výztuže je třeba tabulek, ve kterých jsou uvedeny profily výztuže a jim odpovídající plochy, případně váhy 1bm profilu. V poslední době se provádějí u nás návrhy konstrukcí betonových pozemních staveb podle dle Eurokodu. Je možno počítat s tím ,že tato metoda bude zavedena i pro navrhování masivních mostů. Protože uvedený výpočet je velmi jednoduchý a Eurokod pracuje s množstvím součinitelů může uvedený postup i do budoucna posloužit pro případnou rychlou kontrolu výsledků získaných třeba dle Eurokodu.

8.1.9 Průřezy tvaru T

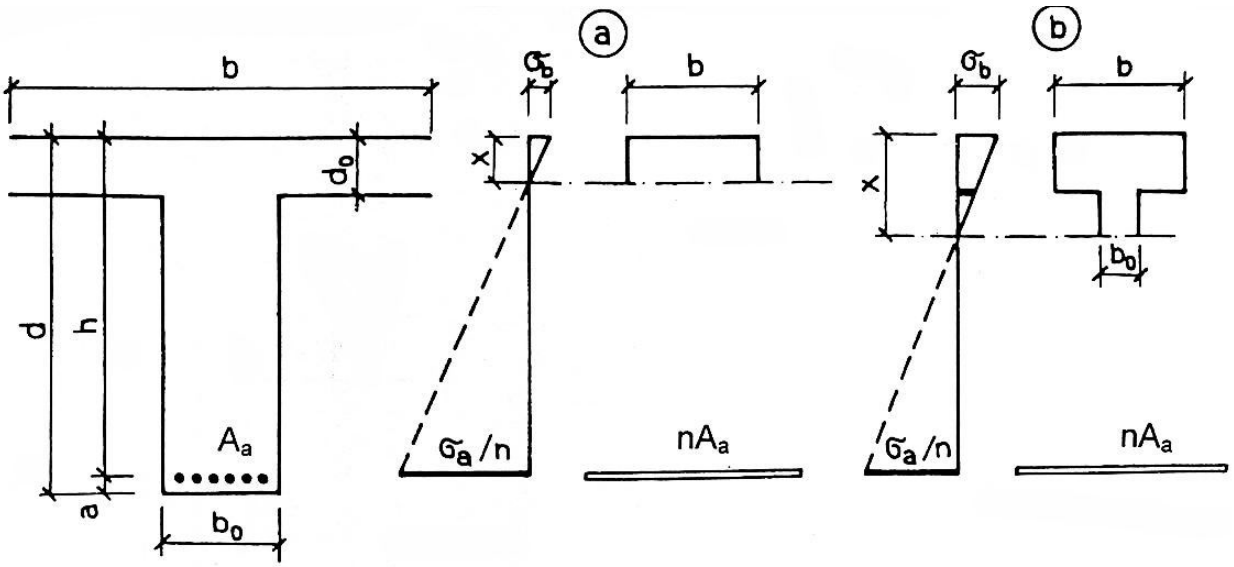
T- průřez uvažujeme, jestliže s trámem spolupůsobí tlačená železobetonová deska o šířce b, která se stanoví jako nejmenší z hodnot:

1. $b \leq B$ (B osová vzdálenost trámu)
2. $b \leq b_t + 2b_n + 12d_o$
3. $b \leq 1/3 l_d$ (redukované rozpětí podle statického působení trámu viz čl. 97 ČSN 736206

Spolupůsobící šířku lze uvažovat jen tehdy, když tloušťka desky $d_o > 1/10$ d viz obr. 8.1.9. Při navrhování těchto průřezu mohou vzniknout dva případy:

a) $x \leq d_o$ (neutrálná osa jde deskou) výpočet provádíme jako u trámu o rozměrech b,d

b) $x > d_o$ (neutrálná osa jde trámem).



Obr. 8.1.9 Případy řešení napjatosti T-průřezu

Případ b se ještě dělí **α.)** Kdy tlačenou část trámu zanedbáváme potom poloha neutrálné osy se vypočte:

$$x = \frac{0{,}5bd_0^{\,2} + nA_a h}{bd_0 + nA_a} \longrightarrow z_b = h - 0{,}5d_0 + \frac{d_0^{\,2}}{6(2x - d_0)}$$

β.) Počítá se i s tlačenou částí trámu

$$x = \frac{-(b-b_o)d_0 - nA_a\sqrt{bd_0(b-b_0)} + 2nA_a[(b-b_o)d_0 hb_0] + nA_a{}^2}{b_0}$$

$$z_b = h - 0{,}5d_0 + \frac{(b-b_0)d_0{}^3 - b_0 x^2(2x-3d_0)}{6[bd_0(2x-d_0)+b_0(x-d_0)^2]}$$

Uvedené rovnice platí tehdy, je-li znám profil a počet vložek v průřezu. Pro návrh se používají přibližné vzorce.

T-průřez nad podporou spojitého nosníku to znamená výztuž je nutno navrhnout do horní tažené části průřezu. V takovém případě jde o trám rozměrů b0,h a návrh výztuže se provede jako u trámu.

Pro všechny případy výpočet napětí v betonu a výztuži se ověří vztahy:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{n}\frac{x}{h-x} \le k_b \qquad \sigma_a = \frac{M}{A_a z_b} \le k_a$$

8.1.10 Smykové napětí

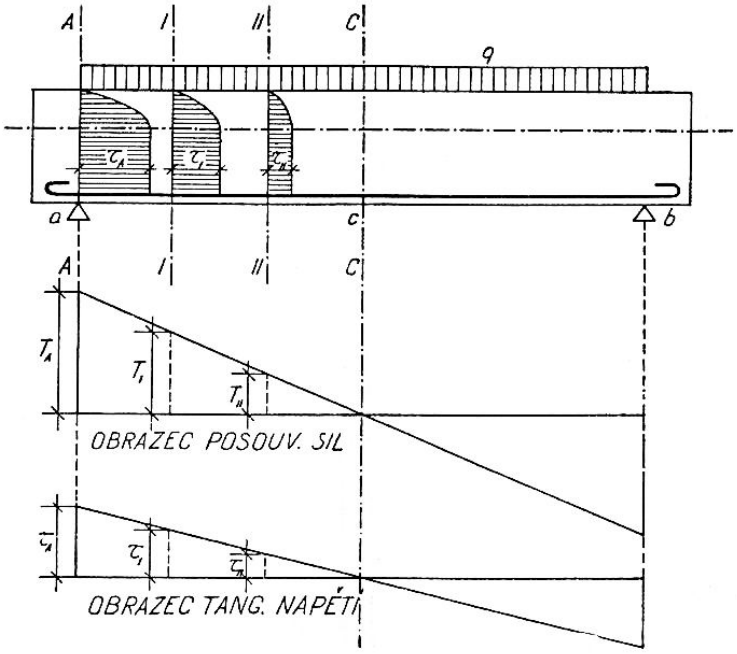
Při posuzování prvku na účinky posouvajících sil Q se smykové napětí τ počítá obecně ze vztahu $\tau = \frac{Q.U_{iz}}{bI_{ix}}$

U_{iz} je statický moment oddělené části ideálního průřezu nad řezem **z** k neutrálné ose

b šířka řezu

I_{ix} moment setrvačnosti ideálního průřezu

Na obr. 8.1.10 je průběh smykového napětí u jednostranně vyztuženého obdélníkového průřezu



Obr. 8.1.10 Smykové napětí, obdélníkový průřez jednostranně vyztužený

Největší napětí smykové je v neutrálné ose a pro obdélníkový průřez jednostranně vyztužený namáhaný prostým ohybem bude $\max \tau = \frac{Q}{bz_b}$, kde zb je rameno vnitřních sil.

Je-li u desek napětí betonu v hlavním tahu větší než dovolené, je třeba přisoudit působení výztuže dvě třetiny celkového hlavního tahu v délce v níž napětí betonu v hlavním tahu překročí dovolené namáhání a to:

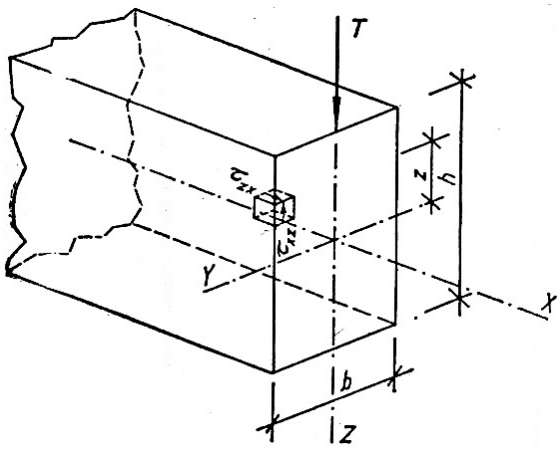
- ohybům a třmínkům (sponám) dosahuje-li napětí v hlavním tahu 1,5 až nejvýše 3-násobku dovoleného namáhání.
- pouze třmínkům a sponám dosahuje-li napětí v hlavním tahu nejvýše 1,5 násobku dovoleného namáhání.

Je-li u trámu napětí betonu v hlavním tahu větší než dovolené, musí se přisoudit veškerý hlavní tah výztuži. Dosahuje-li napětí betonu v hlavním tahu 1,5 až nejvýše 3-násobek dovoleného namáhaní musí se navrhnout ohyby a třmínky.

Dosahuje-li napětí betonu v hlavním tahu nejvýše 1,5–násobku dovoleného namáhání je možné u prostých trámů navrhnout smykovou výztuž jen ze třmínků.

8.1.11 Návrh smykové výztuže v desce a trámu

Posouvající síla vyvozuje v obecném průřezu kolmém k podélné ose trámu svislé tangenciální napětí τ_{xz}. Prví index udává souřadnou osu k níž je rovina tangenciálního napětí, (to je rovina řezu) kolmá, druhý index odpovídá pak souřadné ose s níž je tangenciální napětí rovnoběžné. Současně však vznikají vodorovná napětí τ_{zx} v podélných řezech rovnoběžných s osou trámu. Z pružnosti platí, že $\tau_{xz} = \tau_{zx}$,to znamená tangenciální napětí v příčném průřezu trámu je stejně veliké, jako tangenciální napětí v podélném řezu trámu. Za ohybu trámu působí tedy jednak příčný smyk v příčných průřezech, jednak podélný smyk v podélných řezech viz obr. 8.1.11.



Obr. 8.1.11 Tangenciální napětí v ohýbaném trámu

Předpokládáme-li průřez souměrný k ose Z pak účinkem posouvající síly Q působící v ose Z vzniká v obecném místě průřezu svislé tangenciální napětí

$\tau_{xz} = \frac{Q}{b}\frac{U_z}{J}$ b šířka průřezu

U_z statický moment části průřezu mezi přímkou za okrajem počítaný k neutrálné ose

J moment setrvačnosti průřezu k neutrálné ose

U homogenního obdélníkového průřezu šířka b je konstantní, statický moment po průřezu probíhá dle paraboly tudíž tangenciální napětí τ_{xz} po výšce průřezu má tvar kvadratické paraboly. V neutrálné ose je pak pro z=0, tangenciální napětí největší

$\tau_{\max} = \frac{Q}{b}\frac{\frac{1}{2}bx^2}{J}$ jestliže $\frac{1}{2}bx^2 = U$ a $\frac{U}{J} = \frac{1}{z_b}$ možno největší tangenciální napětí v neutrálné ose vyjádřit $\tau_{\max} = \frac{Q}{bz_b}$

Při vyšetřování tangenciálních napětí v železobetonových průřezech vycházíme ze stejných předpokladů jako při výpočtu normálních napětí. Předpokládáme, že je tažený beton ze spolupráce vyloučen a tudíž veškerý tah přejímá výztuž. Tangenciální napětí stanovíme pak jako u průřezu homogenního s tím rozdílem, že místo skutečného průřezu zavádíme průřez ideální a to stejný, jako při výpočtu normálních napětí

Normálné napětí σ a tangenciální napětí τ vznikající za ohybu v jednotlivých bodech průřezu trámu se skládají ve výsledné napětí σ´, které je k rovině průřezu obecně šikmé. Z pružnosti víme, že existují dva směry, pro které výsledné napětí působí k rovině řezu kolmo. Pro tyto směry se ztotožní normálné napětí s výsledným napětím σ´, kdežto tangenciální napětí bude rovno 0. Tato dvě zvláštní normálná napětí jsou pak největší a nejmenší ze všech možných výsledných napětí σ´v daném bodě působících. Tato napětí se nazývají hlavními a působí vždy pospolu ve dvou rovinách k sobě kolmých. Jedno z nich je hlavní napětí v tlaku σ_1 a druhé hlavní napětí v tahu σ_2. Obecně viz strana jestliže v určitém bodě známe normálné napětí σ a tangenciální napětí τ pak je možno velikost hlavních napětí určit ze vzorců viz str.

Pro průřez železobetonového trámu platí:

V tlačeném okraji průřezu $\sigma=\sigma_b$, $\tau = 0$ z toho platí

$$\sigma_{12} = \frac{\sigma_b}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{\sigma_b^{\,2}} \rightarrow \sigma_1=\sigma_b \text{ a } \sigma_2=0$$

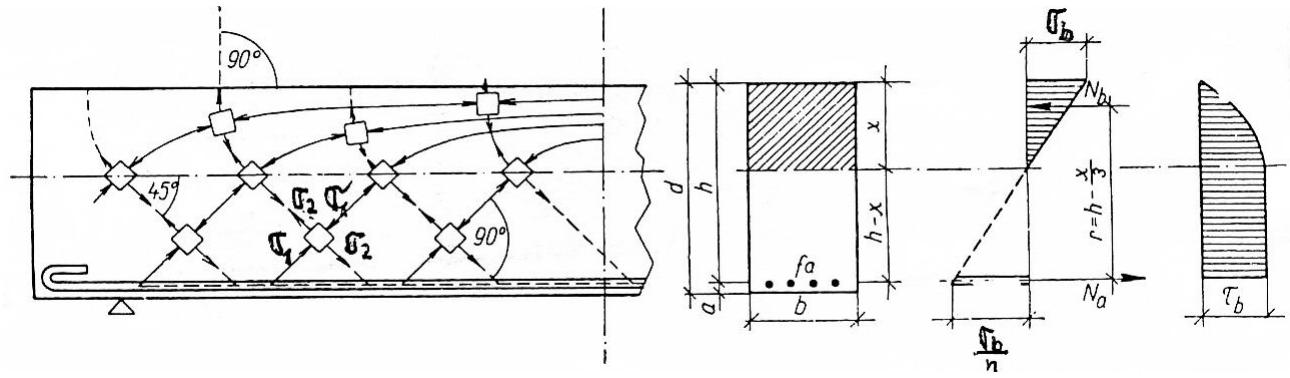
$$tg\,2\alpha = \frac{0}{\sigma_b} = 0 \rightarrow \alpha=0$$

V neutrálné ose a v celém oboru taženého betonu až po tahovou výztuž, $\sigma_b=0$ a

$\tau = \tau_b$ Potom platí: $\sigma_{12} = \pm\frac{1}{2}\sqrt{4\tau_b^{\,2}}$ a tedy $\sigma_1 = +\tau_b \quad \sigma_2 = -\tau_b$

$$tg\,2\alpha = \frac{2\tau_b}{0} = \infty \quad \rightarrow 2\alpha=90^o\,,\ \alpha= 45^o$$

Průběh napětí dle rozboru je na obr. 8.1.12.

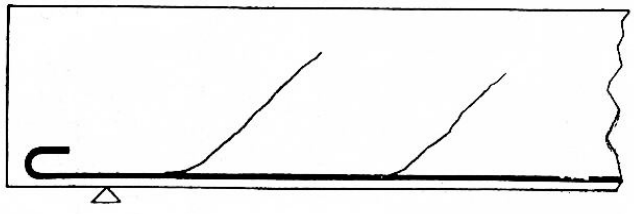


Obr. 8.1.12 Průběh hlavních napětí v železobetonovém trámu

Z rozboru vyplývá ,že hlavní napětí v tlaku dostupuje největší hodnoty v tlačením okraji trámu a ztotožňuje se tam s normálním napětím σ_b. Směrem k neutrálné ose se hlavní napětí v tlaku zmenšuje až v neutrálné ose klesne na hodnotu odpovídající velikosti největšího tangenciálního napětí τ_b. Hlavní napětí v tahu je naopak v tlačeném okraji rovno nule a dosahuje největší hodnoty v neutrálné ose, kde se rovná opět největšímu tangenciálnímu napětí τ_b. Tuto hodnotu pak zachovává v celé tažené části trámu.

Směr hlavního tlaku v tlačeném okraji je rovnoběžný s osou nosníku, hlavní tah je pak k ose kolmý. V neutrálné ose a všude v oboru taženého betonu svírají pak obě hlavní napětí vzájemně k sobě kolmá s podélnou osou trámu úhel 45º, po případě 90+45=135º.

Při výpočtu trámu není nutno přihlížet k hlavnímu napětí v tlaku, v tomto směru byl již trám řešen, při určování normálních napětí, ale je třeba jej zabezpečit výztuží proti účinkům hlavních napětí v tahu, kde se může snadno porušit pro malou pevnost betonu v tahu. Není-li trám vhodně vyztužen objeví se v tažené oblasti v blízkosti podpor smykové trhliny kolmé na směr hlavního tahu , svírající s podélnou osou trámu úhel 45º viz obr. 8.1.13.



Obr. 8.1.13 Smykové trhliny v trámu

8.1.12 Hlavní šikmý tah

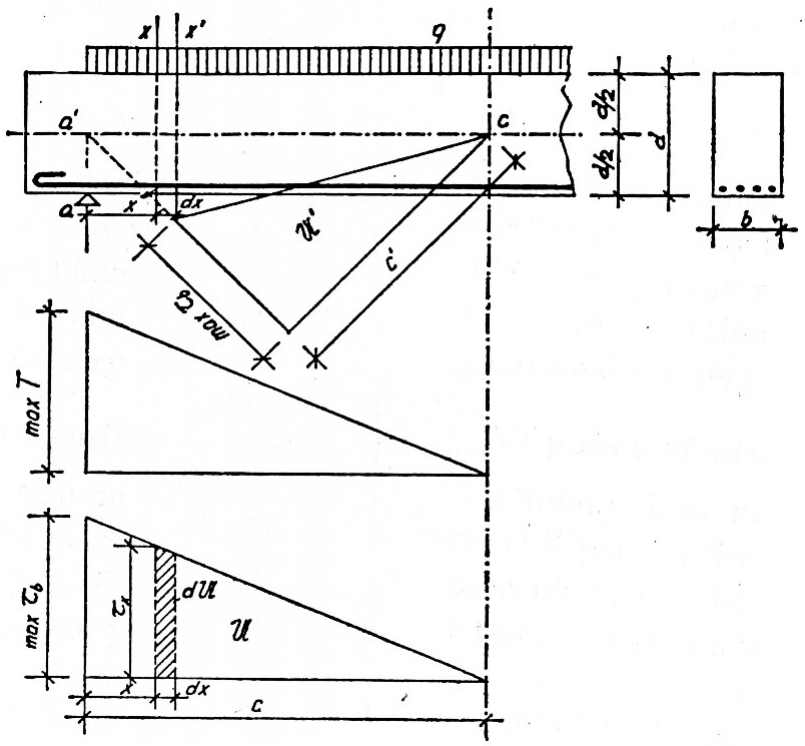
Velikost hlavního šikmého tahu je možno odvodit z průběhu hlavního napětí v tahu po délce trámu. Jelikož hlavní napětí v tahu v neutrálné ose se rovná napětí τ_b bude jeho průběh po délce trámu stejný jako u tangenciálního napětí a bude zobrazen obrazcem napětí podobným obrazci napětí tangenciálních. Vzhledem k tomu že hlavní napětí svírá s podélnou osou trámu úhel 45° a působí tudíž na kratší délce než podélný smyk nutno pořadnice hlavních napětí vztáhnout k šikmé základně vedené v přechodném průřezu a odkloněné od podélné osy o úhel 45° viz obr. 8.1.14.

Jestliže základna obrazce tangenciálních napětí bude c, pak šikmá základna bude

$$c' = c\cos 45^\circ = \frac{c}{\sqrt{2}}$$

hlavní šikmý tah bude $Z = b$ ט

Jinak lze rychleji odvodit šikmý tah Z z podélné smykové síly, (přímo z obrazce tangenciálních napětí protože platí $U' = \frac{U}{\sqrt{2}} \rightarrow \quad Z = \frac{bU}{\sqrt{2}}$



Obr. 8.1.14 Obrazec tangenciálního napětí a obrazec hlavního napětí v šikmém tahu

Smyková výztuž (třmínky a ohyby)

Aby se v trámu zachytila podélná smyková síla nebo hlavní šikmý tah Z, doplňuje se tahová výztuž trámu výztuží příčnou. Ta se skládá z třmínků a šikmých ohybů podélných vložek. Třmínky a ohyby se navrhují v trámech tak, aby svým společným působením zachytily celý podélný smyk. U desek se pak připouští částečné spolupůsobení z betonem pokud τ_b nepřestoupí dovolené namáhání v hlavním tahu.

Výpočet třmínků

Při výpočtu třmínků se předpokládá , že se po porušení trámu šikmou trhlinou část trámu oddělila a je na třmínkách zavěšena. Z rovnováhy sil v šikmém řezu plyne , že výslednice tahu ve všech třmíncích řezu T_{at} se musí rovnat posouvající síle Q_x v příslušném místě trámu $T_{at}=Q_x$

Při označení A_{at} průřezu třmínku, s počet třmínků v řezu a σ_{at} dovolené namáhání oceli, tahová výslednice $T_{at}= A_{at}$ s σ_{at}

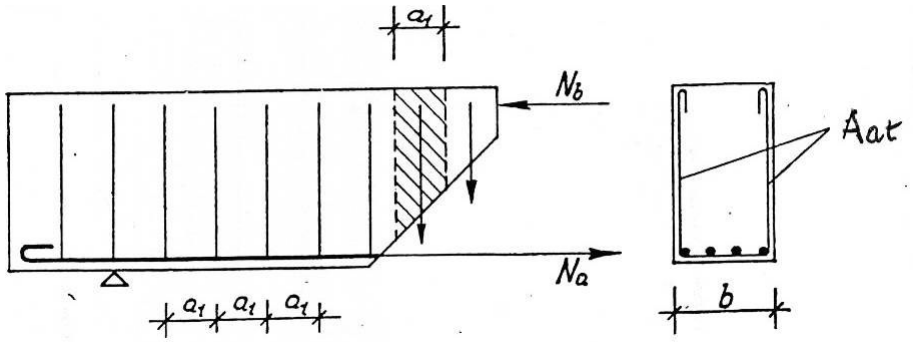
Počet třmínků $s = \frac{z_b}{a_t}$ kde z_b rameno vnitřních sil, a_t je vzdálenost třmínků

$T_{at} = A_{at}\frac{z_b}{a_t}\sigma_{at}$ z rovnice pro $\tau_b = \frac{Q}{bz_b} \rightarrow Q_x = bz_b\tau_b$

bude tedy platit $A_{at}\frac{z_b}{a_t}\sigma_{at} = bz_b\tau_b$ nutná vzdálenost třmínků $a_t = \frac{A_{at}\sigma_{at}}{b\tau_b}$

Pokud by se příčná výztuž skládala pouze z třmínků, pak by při stálém průřezu třmínků bylo nutno uspořádat třmínky v proměnných vzdálenostech a_t. V praxi se trámy vyztužují třmínky a ohyby zároveň, třmínky se rozdělují po celé délce trámu rovnoměrně, takže vzdálenost a_t je konstantní. Počítáme pak napětí τ_t, které jsou třmínky z celkového tangenciálního napětí při průřezu A_{at} a konstantní vzdálenosti a_t přenést.

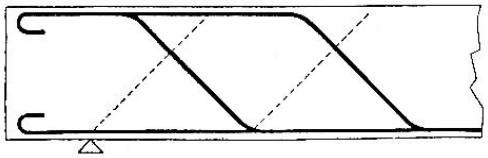
Tedy $\tau_t = \frac{A_{at}\sigma_{at}}{a_t b}$



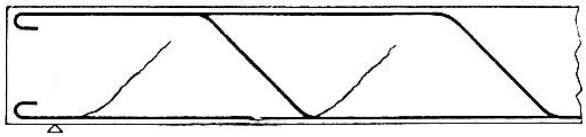
Obr. 8.1.15 Určení vnitřních sil třmínků

Výpočet ohybů

Ohyby jsou důležitou složkou příčné výztuže jsou vedeny pod úhlem α=45° a sleduji přímo směr hlavního tahu, který bezprostředně zachycují. Působení šikmých ohybů můžeme přirovnat k funkci tažených sestupných diagonál přímopásového příhradového nosníku, kde tažený pás je tvořen podélnou tahovou výztuží a tlačené sestupné diagonály tlačeným betonem viz obr. 8.1.17. Pro správné působení ohybů je třeba jejich správné rozmístění. Každý řez vedený v blízkosti podpory pod úhlem 45°musí protínat alespoň jednu polohu ohybu viz obr. 8.1.16.



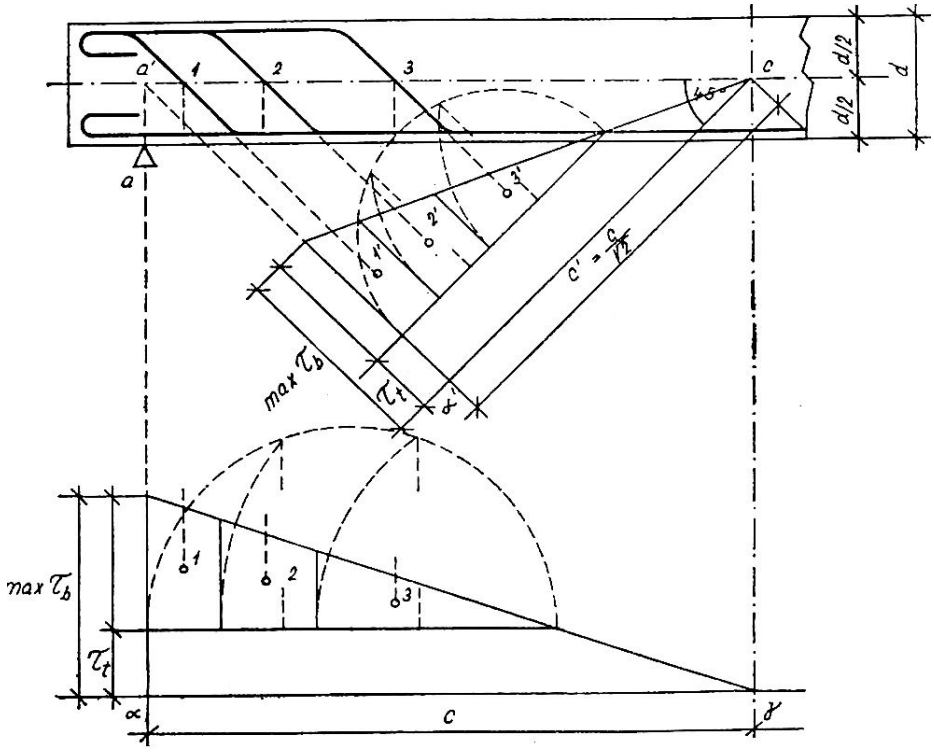
Obr. 8.1.16 Znázornění funkce ohybů



Obr. 8.1.17 Správné rozdělení ohybů

Při výpočtu ohybu se vychází z obrazce tangenciálních napětí v němž se oddělí pruh výšky τ_t odpovídající navrženým třmínkům. Odečtením plochy U_t od celkové plochy U obdržíme plochu U_0, jež určuje část podélné smykové síly. Část hlavního šikmého tahu připadajícího na ohyby bude $Z_0 = \frac{bU_0}{\sqrt{2}}$ při známé velikosti síly Z_0 a při dovoleném namáhání oceli v tahu k_a nutná plocha ohybů bude

$$A_{ao} = \frac{bU_0}{k_a\sqrt{2}}$$



Obr. 8.1.18 Rozdělení ohybů podle obrazce napětí tangenciálních a hlavních napětí tahových

8.1.13 Pilíře sloupy namáhané dostředným tlakem

Spolupůsobení betonu s výztuží

Železobetonový sloup délky l zatížený dostředně silou N se zkrátí o délku Δl. Vzhledem k tomu že obě složky železového betonu, (beton i ocel) spolu spolupůsobí jsou mezi sebou spojeny soudržností, přetvořují se jako jeden celek, musí být zkrácení betonu a výztuže sloupu stejné. Při zkracování sloupu vznikají v jeho průřezech normálná napětí tlaková. Jelikož průřez sloupu není homogenní jde o dva materiály různé pružnosti, vyvodí zkrácení Δl v betonu a ve výztuži různě veliká napětí. V průřezové ploše betonu A_b vznikne napětí σ_b a v průřezové ploše výztuže A_a vznikne napětí σ_a. Předpokládáme-li, že beton a výztuž se

řídí Hookovým zákonem je možno závislost mezi přetvořením a napětím u obou složek vystihnout rovnicemi $\lambda_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$ a $\lambda_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$ kde E_a je modul pružnosti oceli,

E_b je modul pružnosti betonu

Označíme-li poměrné zkrácení výztuže λ_a a poměrné zkrácení betonu λ_b pak bude platit: $\lambda_a = \lambda_b = \frac{\Delta l}{l}$

Dosadíme-li předchozí výrazy do rovnice $\lambda_a=\lambda_b$ obdržíme $\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$

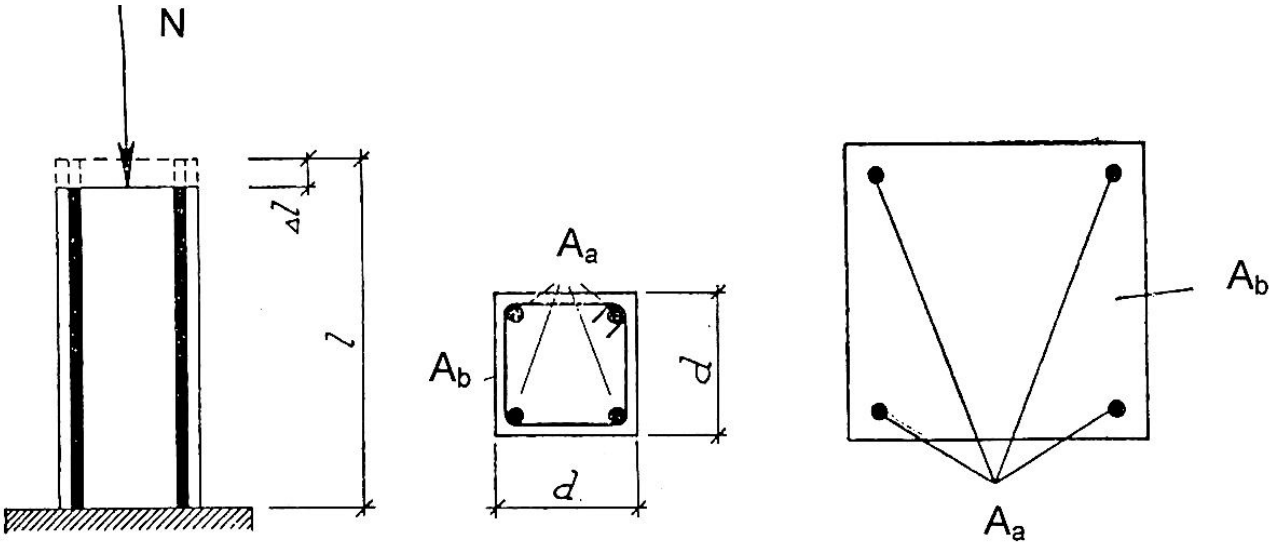
Z toho je možno vyjádřit napětí ve výztuži $\sigma_a = \frac{E_a}{E_b}\sigma_b$ protože $E_a/E_b=n$ pracovní součinitel bude $\sigma_a=n.\sigma_b$ z toho plyne, že plošný prvek průřezu oceli přenáší n-krát větší zatížení než stejně veliký plošný prvek průřezu betonu.

Z podmínky rovnováhy, že vnitřní síly vznikající v průřezu sloupu musí být v rovnováze s vnější silou N plyne

$N=A_b.\sigma_b+A_a\sigma_a \rightarrow N=A_b\sigma_b+A_an\sigma_b \rightarrow N=\sigma_b(A_b+nA_a)$

Výraz v závorce se nazývá ideální průřezová plocha sloupu $A_i= A_b+nA_a$ dosadíme-li tento výraz zpět do rovnice rovnováhy bude $N= \sigma_b.A_i$ a z toho normálné napětí v betonu v tlaku vypočteme $\sigma_b = \frac{N}{A_i}$

normálné napětí ve výztuži bude $\sigma_a=n\sigma_b$



Obr. 8.1.19 Spolupůsobení betonu a oceli v tlačeném sloupu

Návrh průřezu

Je dáno zatížení sloupu N, druh betonu a druh oceli. Je třeba určit průřez sloupu A_b.

Vycházíme z rovnice $A_i = \frac{N}{k_b}$, k_b je dovolené namáhání příslušného druhu betonu v tlaku. Pro další řešení upravíme rovnici určující ideální průřezovou plochu na Ai=Ab+15Aa, ve které plochu podélné

výztuže Aa vyjádříme s použitím stupně vyztužení $\mu = \frac{100A_a}{A_b}$ jako část betonové plochy Ab. Tedy platí

$A_a = \frac{\mu}{100} A_b$.

Dosazením předchozí rovnice do rovnice pro A_i dostaneme

$A_i = A_b + 15\frac{\mu}{100} A_b \rightarrow A_i = A_b(1 + 0{,}15\mu)$ zvolíme stupeň vyztužení μ a vypočteme nutnou průřezovou plochu betonu A_{bn} ze vzorce

$A_{bn} = \frac{A_i}{1 + 0{,}15\mu}$ z této plochy stanovíme rozměry, které zaokrouhlíme na celé hodnoty výše. Průřezová plocha podélné výztuže se stanoví ze základní rovnice pro ideální plochu $A_i=A_b+15A_a$

$A_a = \frac{A_i - A_b}{15}$ nakonec ověříme zda navržené % vyztužení $\mu = \frac{100A_a}{A_b} \geq \mu_n$ stanovené pro určitý druh betonu.

Příčná výztuž sloupu se nepočítá. Průřez třmínků a jejich vzdálenost se přímo volí v souladu s konstrukčními zásadami. Jestliže přesto chceme počítat s příčnou výztuží potom ideální plocha bude:

$A_i = A_b + nA_a + 10\left(2 - \frac{v}{b}\right)A_{as}$ v vzdálenost třmínků , b menší z rozměrů sloupu

$A_{as} = \frac{G}{\gamma_a}$ G hmotnost příčných výztuh v 1m délky sloupu

γ_a měrná tíha výztuže

Pro obdélníkový průřez bude $G = 2(b - 2a + d - 2a)\frac{1}{v} g_a$

Je-li příčná výztuž tvořena šroubovicí nebo uzavřenými kruhovými třmínky vypočte se odolávající průřez z rovnice

$A_i = 1{,}3A_{bs} + nA_a + 40A_{as} \leq 1{,}6(A_b + nA_a)$

$A_i \leq 2A_b$

$A_{bs} = \frac{\pi d_s^{\,2}}{4}$ Plocha ovinutého jádra

$A_{as} = \frac{\pi d_s}{v} A_{as1}$ Průřezová plocha myšleného ocelového prutu podélného nahrazujícího šroubovici, která má na 1m délky sloupu stejnou tíhu jako šroubovice A_{as1} připadající na tutéž délku sloupu

A_a Průřezová plocha podélné hlavní nosné výztuže sloupu

Posouzení průřezu

Je dáno zatížení N, průřez sloupu (rozměry), tedy plocha A_b, betonu, průřezová plocha podélné výztuže, druh oceli a druh betonu.

Normálné napětí betonu v tlaku vypočteme ze vzorce:

$$\sigma_b = \frac{N}{A_i} = \frac{N}{A_b + 15A_a} \leq k_b$$

Dostředný tlak vzpěrný

Jestliže štíhlostní poměr tlačeného sloupu $\frac{l_0}{i_{\min}} \rangle 50$, musí se přihlížet k pevnosti vzpěrné a zvětšit účinky působící síly vynásobením její velikosti vzpěrnostním součinitelem $c = \frac{1}{50}\frac{l_o}{i_{\min}}$, je-li $\frac{l_o}{i_{\min}} \rangle 70$ je nutno namáhání vzpěrem řešit přesnějším výpočtem. Tlačené prvky nesmí mít štíhlost $\frac{l_0}{i_{\min}} \rangle 100$

Konstrukční pokyny pro dostředně tlačené prvky

Nosné sloupy musí mít minimální rozměry 25/25 cm a musí být vyztuženy alespoň 4Ø14, kruhové sloupy alespoň 6Ø14. Podélná výztuž nesmí být umístěna ve vzdálenostech větších než nejmenší průřezový rozměr sloupu, příčná výztuž (třmínky) ve vzdálenostech větších než 0.25m, ale nejvíce 15-násobek nejmenšího profilu podélné výztuže.

Průřezová plocha výztuže tlačených desek a stěn z železového betonu musí být větší než 0,2% v ostatních případech 0,4%průřezové plochy tlačeného betonu. U sloupu z ovinutého betonu nesmí být výška závitu větší než 1/5 průměru ovinutého jádra a ne větší než 0,08m. Podélná výztuž musí mít průřezovou plochu větší než jedna třetina A_{as} a zároveň větší než 0,8% plochy ovinutého jádra.

8.1.14 Zjednodušený výpočet průřezu prvků z předpjatého betonu

Definice

Předem předpjatý beton je beton u kterého k vyvození předpětí v betonu předpínací výztuží se používá zabetonovaná předpínací výztuž v napjatém stavu.

Dodatečně předpjatý beton je beton u kterého dochází k vyvození předpětí předpínací výztuží napjatou rozepřením o zatvrdlý beton

Tlačená oblast, ta část průřezu konstrukce, ve které by zatížení vyvodilo napětí v tlaku za předpokladu vyloučení předpětí.

Tažená oblast, ta část průřezu konstrukce, ve které by zatížení vyvodilo napětí v tahu za předpokladu vyloučení předpětí

Předtlačená oblast, ta část tlačené oblasti ve které předpětí vyvozuje napětí v tlaku

Materiály:

Beton

Konstrukce z předem předpjatého betonu se navrhují značek C-/35, (B400), C35/45 (B500) a C45/55 (B600)

Konstrukce z dodatečně předpjatého betonu se navrhují značek, C-/28 (B330), C-/35,(B400)´,C35/45 (B500) C45/55 (B600)

Základní dovolená namáhání předpjatého betonu jsou stanovena v tabulkách

Obor platnosti		Dovolená namáhání v tlaku MPa pro beton značky[7])					Řádek
		250	330	400	500	600	
V tlačené oblasti při hlavním zatížení[1])	za dostředného tlaku	7,5	9,5	11,0	13,0	15,0	1
	za rovinného ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu[2])[3])[4])	9,0	11,0	13,5	16,0	18,0	2
V tažené oblasti při hlavním zatížení[5])[6])	za dostředného tlaku	8,0	11,0	13,5	16,0	18,0	3
	za rovinného ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu[2])[3])[4])	9,5	12,5	15,0	18,0	20,0	4

[1]) Při celkovém zatížení jsou dovolená namáhání betonu v tlačené oblasti 1,15 násobkem příslušných hodnot dovolených namáhání pro zatížení hlavní.
[2]) Za rovinného ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu protíná rovina vnějších sil průřez v hlavní ose. Za prostorového ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu neprotíná rovina vnějších sil průřez v hlavní ose.
[3]) U plných obdélníkových průřezů se zvětší dovolená namáhání betonu v tlaku za ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu na 1,05 násobek.
[4]) Za prostorového ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu je dovolené namáhání 1,05 násobkem příslušných dovolených namáhání pro rovinný ohyb nebo mimostředný tlak či tah.
[5]) Neplatí pro nepředpjaté části spřažených konstrukcí.
[6]) Při celkovém zatížení jsou dovolená namáhání betonu v tažené oblasti 1,05 násobkem příslušných hodnot dovolených namáhání pro zatížení hlavní.
[7]) Hodnoty dovolených namáhání betonu v tlaku jsou rozvedeny podrobněji v normativní příloze A.

Tab. 8.1.6 Dovolené namáhání betonu v tlaku

Obor platnosti [1]					Dovolené namáhání v tahu MPa pro beton značky [10]					Řádek
					250	330	400	500	600	
V tlačené oblasti při hlavním zatížení		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku [2]	před a po zavedení předpětí [4][6]		0,7	0,8	0,9	1,05	1,2	1
			po zavedení veškerých stálých zatížení [5][7]		0 [9]					2
V tažené oblasti při hlavním zatížení	při plném předpětí	za dostředného tahu [7]			0					3
		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku [5][8]			0					4
	při omezeném předpětí	za dostředného tahu [7]			0,7	0,8	0,9	1,05	1,2	5
		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku [2]	tažená oblast v dolní části průřezu [4][7]		1,5	2,0	2,3	2,6	2,9	6
			tažená oblast v horní části průřezu	s izolací [3][4][7]	1,5	2,0	2,3	2,6	2,9	7
				bez izolace [3][4][7]	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5	8
	při částečném předpětí	za dostředného tahu [7]			2,0	2,4	2,7	3,1	3,5	9
		za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku [2][4][7]			3,0	3,6	4,1	4,7	5,3	10

[1]) Neplatí pro nepředpjaté části spřažených konstrukcí.
[2]) Za rovinného ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku protíná rovina vnějších sil průřez v hlavní ose. Za prostorového ohybu nebo mimostředného tlaku či tahu neprotíná rovina vnějších sil průřez v hlavní ose.
[3]) Izolací se rozumí ochrana konstrukce při horním povrchu proti účinkům srážkové vody. U konstrukce bez izolace, u níž je však vyloučeno působení srážkové vody na kostrukci, lze uvažovat dovolená namáhání platná pro konstrukce s izolací.
[4]) Za prostorového ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku se dovolené namáhání betonu v tahu zvětšuje o čtvrtinu mezního napětí betonu v tahu podle řádku 3 v tabulce 11.
[5]) Za prostorového ohybu nebo mimostředného tahu či tlaku se dovolené namáhání betonu v tahu zvětšuje o třetinu mezního napětí betonu v tahu podle řádku 3 v tabulce 11.
[6]) Při celkovém zatížení se dovolené namáhání betonu v tahu zvětšuje o čtvrtinu mezního napětí betonu v tahu podle řádku 3 v tabulce 11.
[7]) Při celkovém zatížení se dovolené namáhání betonu v tahu zvětšuje o třetinu mezního napětí betonu v tahu podle řádku 3 v tabulce 11.
[8]) Při celkovém zatížení se dovolené namáhání betonu v tahu zvětšuje o dvě třetiny mezního napětí betonu v tahu podle řádku 3 v tabulce 11.
[9]) U konstrukcí z omezeně nebo částečně předpjatého betonu se uvažují hodnoty podle řádku 1, avšak pouze v úseku mezi teoretickou podporou a přiléhající čtvrtinou rozpětí konstrukce, pokud zatížení nevyvozuje v podporovém průřezu ohybové momenty (při podporách prostých nosníků, při krajních podporách spojitých nosníků apod.). Poznámky [5]) a [7]) se v tomto případě (řádek 2) vztahují ale k dovolenému namáhání betonu v tahu rovnému nule.
[10]) Hodnoty dovolených namáhání betonu v tahu jsou podrobněji rozvedeny v normativní příloze B.

Tab. 8.1.7 Dovolené namáhání betonu v tahu

Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž se používají nepopouštěné dráty, hladké popouštěné dráty, hladké stabilizované dráty a žebírkové tyče.Charakteristiky těchto materiálů jsou uvedeny v tabulkách.

Dále se používají a dále se používají popuštěná a stabilizovaná lana viz tabulky

Hladké nepopouštěné dráty podle ČSN 42 6441

Jmenovitý průměr mm	Nejmenší pevnost v tahu[1]) MPa	Nejmenší mez 0,2[1]) MPa	Značka drátu
2,0	2000	1600	∅ P 2
2,2	1900	1500	∅ P 2,2
2,5	1900	1500	∅ P 2,5
2,8	1750	1400	∅ P 2,8
3,0	1750	1400	∅ P 3
3,5	1650	1300	∅ P 3,5
4,0	1650	1200	∅ P 4
4,5	1650	1200	∅ P 4,5
5,0	1500	1100	∅ P 5
5,5	1450	1050	∅ P 5,5
6,0	1450	1050	∅ P 6
7,0	1400	1000	∅ P 7

[1]) Uvedené hodnoty přepočtěné podle převodního vztahu 1 kpmm^{-2} = 10 MPa platí pouze pro navrhování podle této normy. Pro výrobu, zkoušení a dodávání těchto drátů platí hodnoty stanovené v ČSN 42 6441.

Tab. 8.1.8 Charakteristiky hladkých nepopouštěných drátů

Popouštěná lana

Jmenovitý průměr mm	Jmenovitá pevnost MPa	Smluvní mez 0,2 MPa	Značka lana
7,8	1770	1500	∅ Lp 7,8
12,5	1620	1380	∅ Lp 12,5 – 1620
12,5	1800	1530	∅ Lp 12,5 – 1800
15,5	1620	1380	∅ Lp 15,5 – 1620
15,5	1800	1530	∅ Lp 15,5 – 1800

Tab. 8.1.9 Charakteristiky hladkých popuštěných lan

Stabilizovaná lana

Jmenovitý průměr mm	Jmenovitá pevnost MPa	Smluvní mez 0,2 MPa	Značka lana
12,5	1620	1380	∅ Ls 12,5 – 1620
12,5	1800	1530	∅ Ls 12,5 – 1800
15,5	1620	1380	∅ Ls 15,5 – 1620
15,5	1800	1530	∅ Ls 15,5 – 1800

Tab. 8.1.10 Charakteristiky stabilizovaných lan

Dovolené namáhání předpínací výztuže

Dovolené namáhání předpínací výztuže v tahu se stanoví:

a) pro největší napětí dosažené při napínání $\sigma_{pk} = 0.935\sigma_{02} + \Delta_1\sigma_a(tření) + \Delta_2\sigma_a(pokluz)$

b) pro napětí při zatížení hlavním, celkovém a neobvyklém $\sigma_{p0} = 0{,}85\sigma_{02}$

Pro omezení ztráty třením o stěnu kabelového kanálku se smí zvýšit dovolené namáhání na 1,05 násobek, ale jen v té části konstrukce, kde ohybový moment od nahodilého zatížení nepřesahuje o,75-násobku největšího ohybového momentu. Podobně je-li pro kotvení předpínací výztuže stanoven nejmenší pokluz, smí se zvýšit dovolené namáhání drátů při napínání o hodnotu rovnou úbytku napětí vlivem pokluzu, nejvýše však na 1,05 násobek dovoleného namáhání.

Po všech takto umožněných zvýšeních dovolené namáhání $\sigma_{pk} \leq 1.05^2.0{,}935\sigma_{02} \leq$

1. 0.80-násobek nejmenší pevnosti v tahu nebo jmenovité pevnosti pro nejvyšší napětí dosažené při napínání výztuže
2. 0,70-násobek nejmenší pevnosti v tahu nebo jmenovité pevnosti pro napětí při zatížení hlavním celkovém a neobvyklém i při kombinaci hlavního zatížení s mimořádným

Mezní napětí předpínací výztuže v tahu se rovná 0.95násobku nejmenší pevnosti v tahu nebo jmenovité pevnosti podle tabulek.

Modul pružnosti u drátů ϕ 3,5-7 mm a spletených drátů se uvažuje 190GPa.

Nejmenší krychelné pevnosti betonu při zavedení předpětí viz tabulka.

Nejmenší krychelné pevnosti betonu při zavedení předpětí pro beton značky MPa				
250	330	400	500	600
20	26,5	32	40	48

Tab. 8.11 Nejmenší krychelné pevnosti betonu při zavedení předpětí

Návrh průřezu

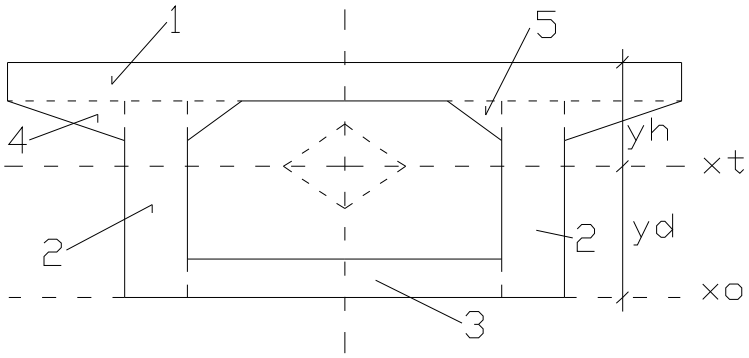
Tvar průřezu, jeho výška, závisí na individuálním přístupu projektanta, jde o předběžný návrh určíme předběžně tvar průřezu. Spočítáme průřezové veličiny, (plochu průřezu, polohu neutrálné osy, moment setrvačnosti, průřezový modul, horní a dolní jádrovou úsečku). Tím známe zatížení, vlastní tíhu, určíme ostatní stálé zatížení a známe i užitečné zatížení, pro které konstrukci navrhujeme. Ze zatěžovacích stavů zjistíme dimenzační veličiny momenty, M_{g0}, M_q, T_{g0}, T_q

Dílčí plocha	2	3	4	5	6	7
	A cm^2	z cm^2	A . z cm^2	(y_h-z) cm	A . $(y_h-z)^2$ cm^4	J cm^4
1	A_1	z_1	$A_1 . z_1$	(y_h-z_1)	$A_1 . (y_h-z_1)^2$	J_1
2	A_2	z_2	$A_2 . z_2$	(y_h-z_2)	$A_2 . (y_h-z_2)^2$	J_2
Atd.						
∑	A_b	-	U_b	-	J_c	J_o
					$J_b = J_c + J_o$	

$$y_h = \frac{U_b}{A_b} \qquad W_h = \frac{J_b}{A_b} \qquad j_h = \frac{W_d}{A_b}$$

$$y_h = d - y_h \qquad W_d = \frac{J_h}{y_d} \qquad j_d = \frac{W_h}{A_b}$$

$$i_b = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}}$$



Obr. 8.1.20 Průřezové veličiny a jejich stanovení

Návrh předpínací výztuže

Návrh předpínací výztuže do předem zvoleného průřezu je možno provést pomocí různých metod. V tomto případě budeme postupovat podle Bachmanna.

Z podmínky, aby za maximálního zatížení (M_q) v tažené oblasti bylo namáhání průřezu $\sigma_{bd}=0$ dostaneme

$$-\frac{S_0}{A_b} - \frac{S_0.e_{pb}}{W_d} + \frac{M_q}{W_d} = 0 \,/\, W_d$$

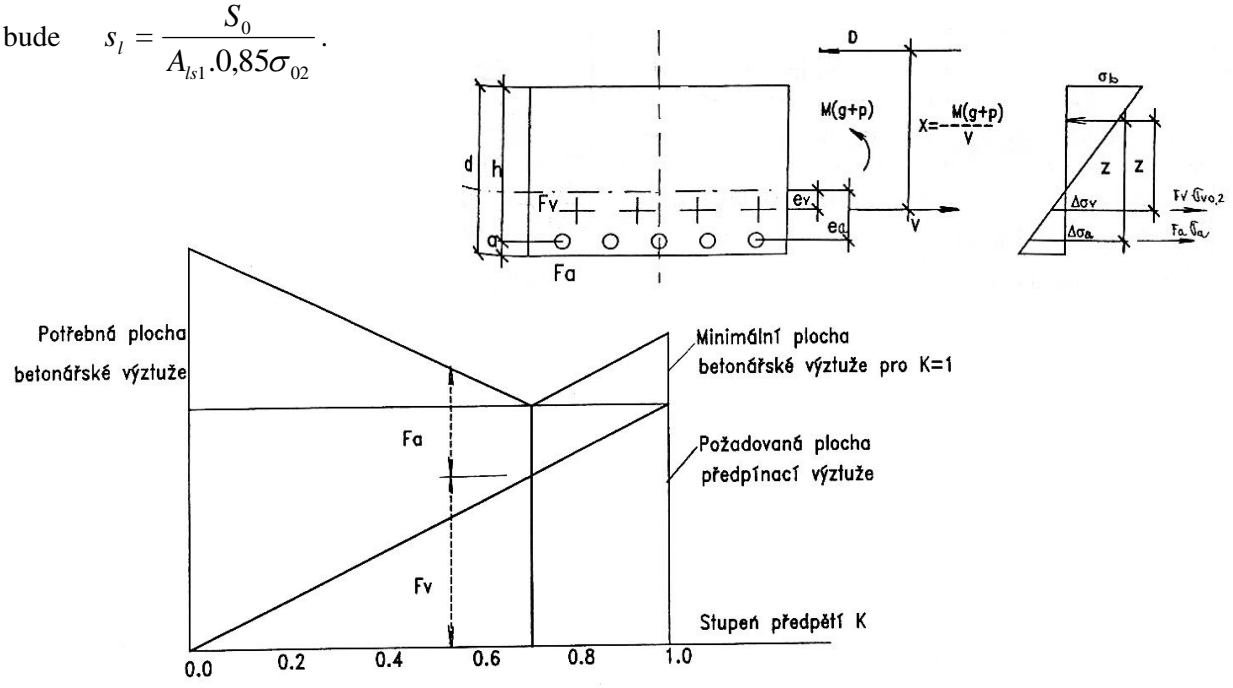
e_{pb} je excentricita, vzdálenost těžiště veškeré předpínací výztuže od neutrálné osy. Tuto hodnotu je možno stanovit s ohledem na krytí předpínací výztuže.

$$-\frac{S_0 W_d}{A_b} - S_0.e_{pb} = -M_q \qquad \frac{W_d}{A_b} = j_h$$

$$S_0\left(e_{pb} + j_h\right) = M_q \quad \text{z toho } S_0 = \frac{M_q}{e_{pb} + j_h}$$

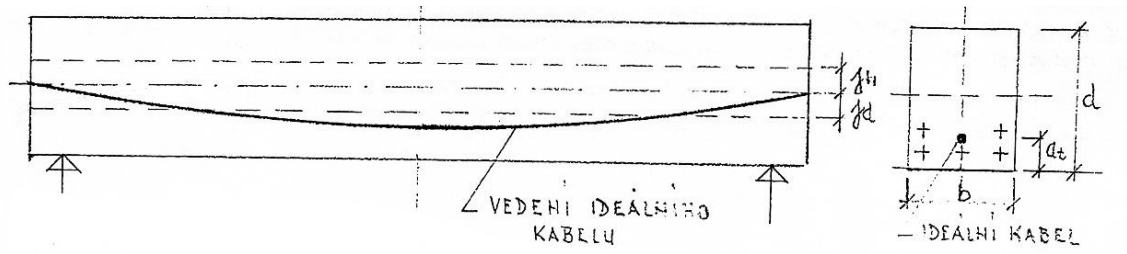
S_0 je potřebná předpínací síla.

Jestliže pro předpětí použijeme lana $L_s15{,}5$ o průřezové ploše jednoho lana A_{ls1} pak nutný počet lan bude $s_l = \frac{S_0}{A_{ls1}.0{,}85\sigma_{02}}$.



Obr. 8.1.21 Stanovení množství předpínací a betonářské výztuže v závislosti na stupni předpětí

Po délce nosníku zvolíme polohu ideálního výslednicového kabelu, viz obr. 8.1.22 zpravidla jeho průběh bude odpovídat parabole, aby napětí od účinků vnějších ohybových momentů od zatížení byly eliminovány momenty od předpětí a ještě byla v případě plného předpětí zajištěna všude v tažené oblasti tlaková rezerva 1MPa. Tento ideální kabel bude reprezentovat soustavu rozmístěných vypočtených kabelů v jednotlivých průřezech např. v desetinách rozpětí pole, kde napjatost budeme výpočtem posuzovat. Ukončení kabelů v kotevní oblasti provedeme rovnoměrným rozdělením kabelů pokud možno v celém rozsahu koncového průřezu z důvodu umístění kotev a rovnoměrného rozložení napětí pod kotvami.



Obr. 8.1.22 Návrh vedení ideálního kabelu

Ztráty předpětí – dodatečně předpjatý beton

Krátkodobé:

a) tření předpínací výztuže o stěny kabelových kanálků nebo o povrch sousedících materiálu.(5%)

b) pokluz předpínací výztuže v kotvení (5%)

c) pružné přetvoření předpínaného betonu (3%)

d) postupné napínání kabelů (3%)

e) dotvarování předpínací výztuže (4%)

Celkem krátkodobé ztráty přibližně Σ 20%

Dlouhodobé:

a) dotvarování betonu (14%

b) smršťování betonu (-3%)

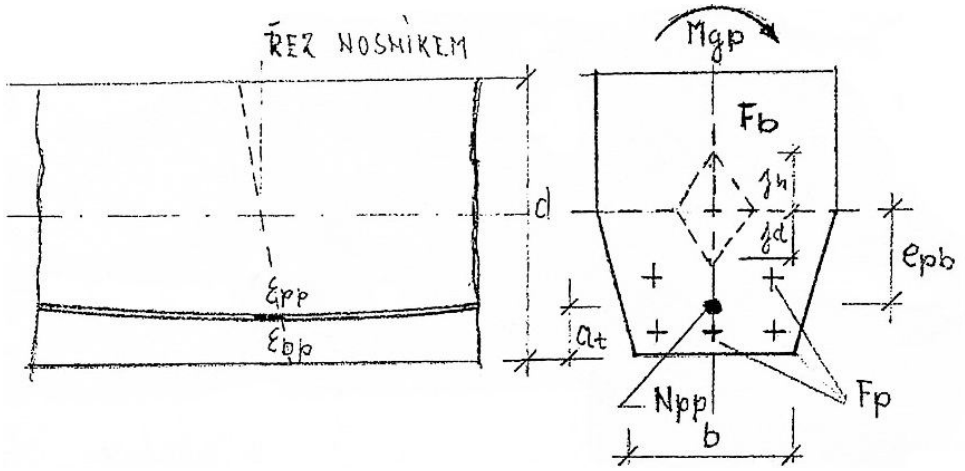
Celkem dlouhodobé ztráty přibližně Σ 11%

Velikost ztrát, úbytek napětí, (úbytek předpínací síly), je možno pro jednotlivě případy a-d, vypočítat přesně a nebo vyjádřit přibližně v % úbytku napětí či předpínací síly dle realizované nosné konstrukce podobného průřezu. Pro I nosník jsou úbytky v % uvedeny u jednotlivých ztrát v závorkách. Údaje jsou přibližné, neboť je třeba při výpočtu počítat zvlášť ztráty pro přímé kabely a pro zakřivené kabely a konečnou ztrátu vyjádřit součtem ztrát v kabelech přímých a v kabelech zakřivených.

Jestliže, odečteme od σ_{pk} součet všech krátkodobých ztrát dostaneme napětí σ_{p0} potřebné pro posouzení počátečného stádia, kterým konstrukce z dodatečně předpjatého betonu bude procházet a to při zatížení stálém, (vlastní tíha).Předpínací síla při **s** počtu navržených lan bude $N_{po}=A_{ls1}.s\ \sigma_{po}$. Na konstrukci v tomto stádiu působí moment M_{g0} a napětí v horních a dolních vláknech průřezu bude:

$$\sigma_{bho} = -\frac{N_{po}}{A_b} + \frac{N_{po} e_b}{W_{bh}} - \frac{M_{go}}{W_{bh}} \le k_b..tlač.oblast$$

$$\sigma_{bdo} = -\frac{N_{po}}{A_b} - \frac{N_{po}}{W_{bd}} + \frac{M_{go}}{W_{bd}} = k_b..taž.oblast$$



Obr. 8.1.23 Napjatost v konstrukce ve stádiu působení předpětí a M_{go}

Dále se vypočítají ztráty dlouhodobé zjistí se úbytky napětí a předpínací síly, čímž získáme $\sigma_{p\infty} = \sigma_{po} - \Sigma.ztrát.dlouhodobých.$ $N_{p\infty} = A_{ls1}.s.\sigma_{p\infty}$ a posouzení provedeme stejným způsobem pro konečné stádium, kdy na konstrukci bude působit moment M_q.(provozní stádium).

Za hodnoty A_b, W_{bd}, W_{bh} ,dosazujeme hodnoty odpovídající ideálnímu průřezu, který sestává z betonového průřezu a (n-1) nebo n násobného průřezu výztuže.

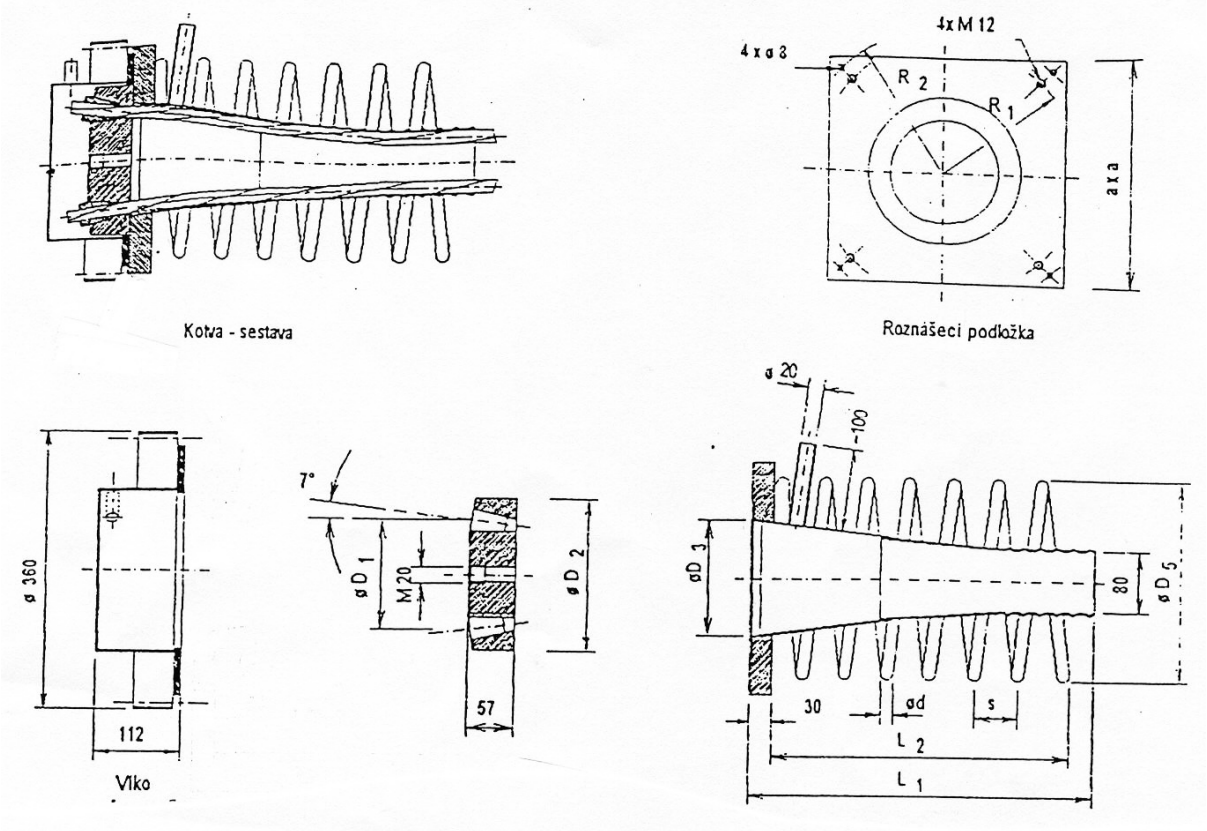
Konečné provozní stádium

Vypočítají se ztráty dlouhodobé zjistí se úbytky napětí, (úbytky předpínací síly), vlivem dlouhodobých ztrát, čímž získáme $\sigma_{p\infty} = \sigma_{po} - \Sigma.ztrát.dlouhodobých.$ $N_{p\infty} = A_{ls1}.s.\sigma_{p\infty}$ a posouzení provedeme stejným způsobem pro konečné stádium, kdy na konstrukci bude působit moment Mq.(provozní stádium). Zde je třeba zkontrolovat především napětí v dolních vláknech průřezu, jeli, tlaková rezerva 1MPa (plné předpětí), nebo podmínka nepřekročení pevnosti betonu v tahu, pro (omezené předpětí) atd.

Příslušenství pro realizaci předpětí

Hraje významnou roli při používání technologie předpjatého betonu a je třeba již při návrhu rozhodnout jaký napínací a kotevní zařízení bude použito. Rovněž uspořádání kabelů v krajních částech nosníku v (kotevních oblastech je třeba věnovat pozornost), neboť v kotevní oblastech vznikají vysoká napětí v soustředěném tlaku a je třeba zajistit, aby celá tato oblast byla namáhána rovnoměrně. Při návrhu přepínacího systému je třeba vycházet z firemních podkladů pro používání přepínacích systémů MONO, SOLO, VSL, Dywidag případně další jako je FIRESTA.

Na obr. 8.1.24 přepínací systémy MONOs pro kotvení 1,2,3,4,6,9 a 12 sedmidrátových lan Lp 15,5.

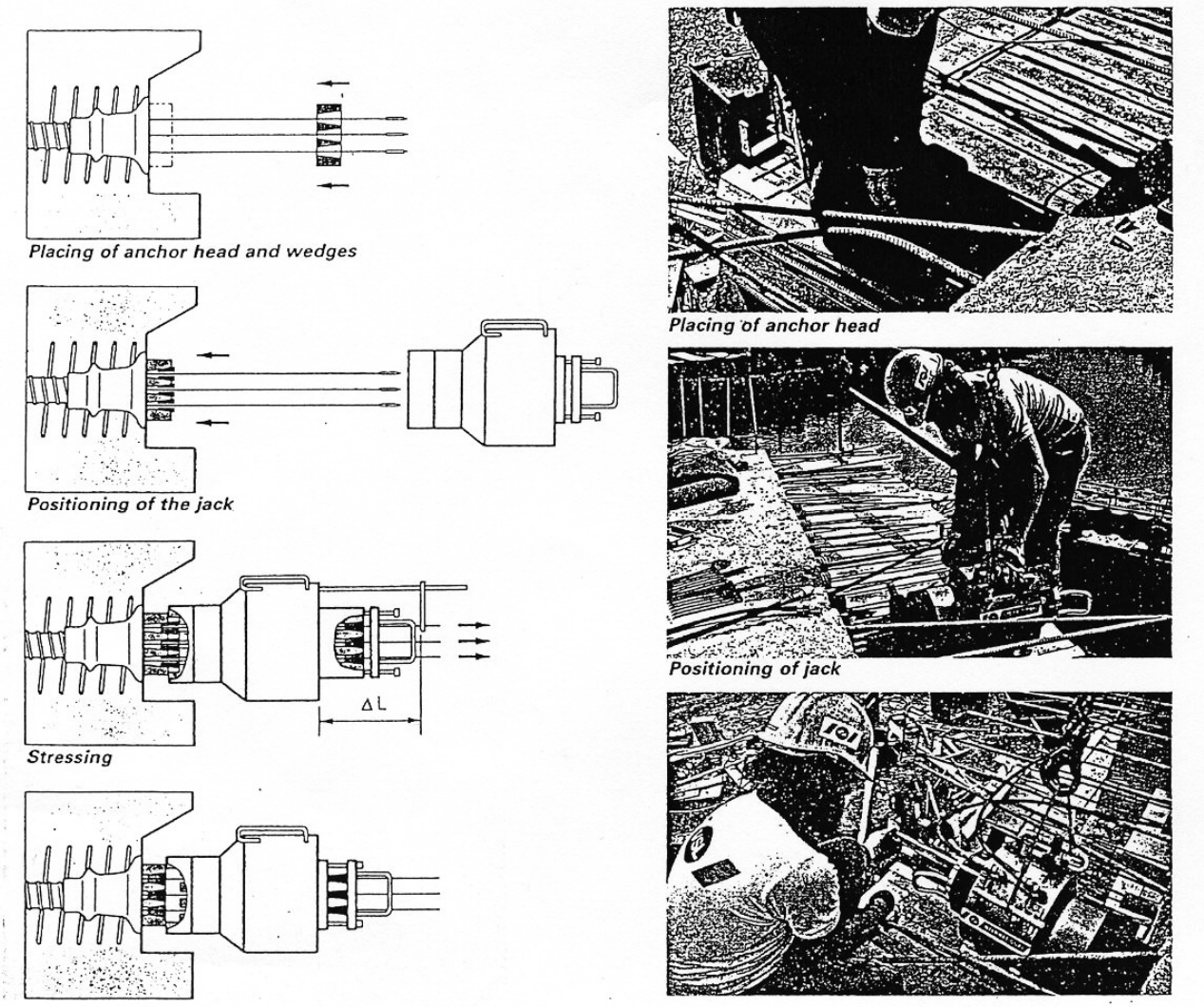


Obr. 8.1.24 Přepínací systém MONOs jeho jednotlivé části

Rozměry a technické údaje jsou v tabulce.

Typ		MONOs 200	MONOs 400	MONOs 600	MONOs 800	MONOs 1200	MONOs 1800	MONOs 2400
Počet lan		1	2	3	4	6	9	12
Napínací síla P [kN]		204	408	612	816	1223	1834	2445
Uspořádání								
Kotevní objímka	$ØD_1$	--	40	40	50	73	140	140
	$ØD_2$	44	110	110	110	125	195	195
Roznášecí podložka	$ØD_3$	19	37	38	48	83	150	150
	a (B35)	100	130	140	160	220	285	320
	a (B45)	85	120	130	140	210	270	300
	R_1					106	148,5	170
	R_2					135	168	190
Přechodový obal	$ØD_4$		40	40	50	60	75 (80)	80
	L_1		100	100	100	250	455 (435)	435
Šroubovice	L_2	--	--	100	100	270	380	380
	$ØD_5$	--	--	140	160	180	246	280
	s	--	--	40	40	45	55	55
	Ød	--	--	10	10	10	16	16
Pokluz	min [mm]	4	4	4	4	4	4	4
	max [mm]	8	8	8	8	8	8	8
Pokluz při předkotvení 1,0 P max [mm]		1	1	1	1	1	1	1

Tab. 8.1.12 Rozměry a technické údaje kotvení MONOs



Obr. 8.1.25 Ukázka jednotlivých fází při předpínání a vlastní realizace předpínání na stavbě

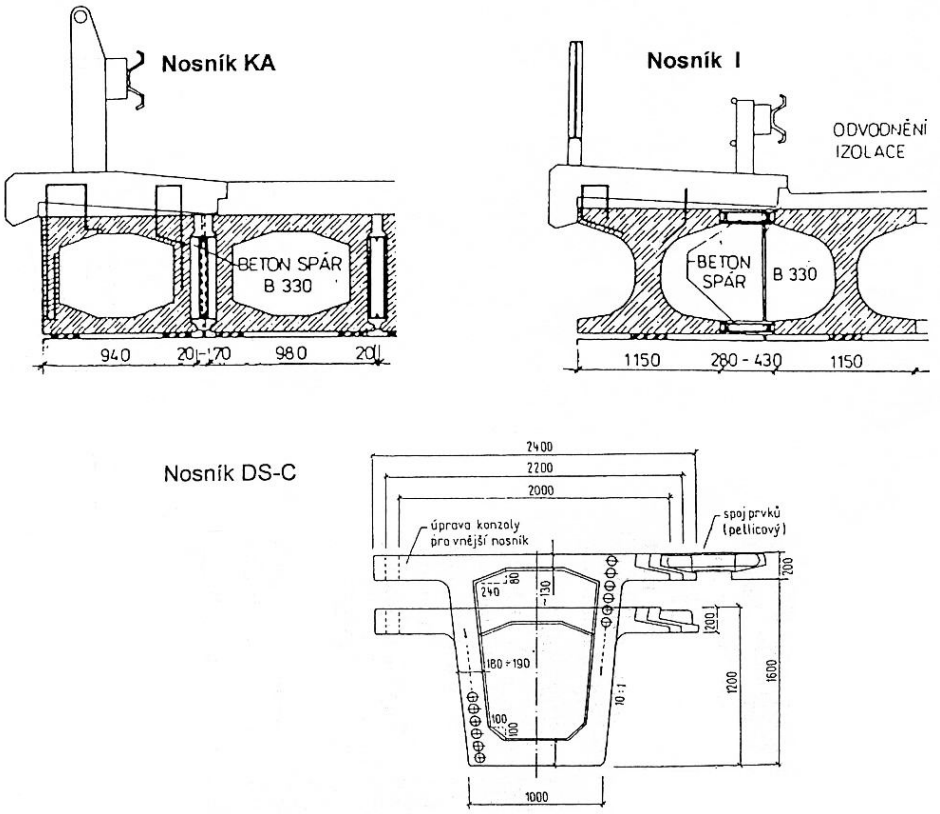
?

1. Trajektorie hlavních napětí, výpočty hlavních napětí u konstrukcí ohýbaných.
2. Vysvětlete princip předpjatého betonu.
3. Nehmotný nosník délky L se zatížením uprostřed silou P. Nosník je obdélníkového průřezu o rozměrech b, h. V průřezovém jádře působí vodorovná síla V. Vypočtěte obecně velikost této síly, aby napětí v dolních krajních vláknech nosníků bylo rovno 0.
4. Definujte stupeň předpětí.
5. Zobrazte vnitřní síly u prvků namáhaných ohybem.
6. Vysvětlete jak probíhá smykové napětí u prvků namáhaných ohybem.
7. Zásady výpočtu železobetonových svislých konstrukcí.

8.2 Nosné konstrukce mostů z prefabrikátů

8.2.1 Všeobecně

Prefabrikace mostních staveb byla u nás uskutečňována již v dávné minulosti. Malé a střední mosty, které se stavěly v létech padesátých minulého století mají většinou nosné konstrukce z prefabrikátů. Prefabrikace se postupně vyvíjela a vedle nosných konstrukcí byly tendence touto technologií i vytvářet spodní stavby mostů. Pro mostní podpěry prefabrikace uspěla pro opěry mostů tam se záměr ohledně prefabrikace stal neúspěšným. Velkého rozsahu prefabrikace nosných konstrukcí mostů bylo dosaženo v létech 60až 80, kdy byla zahájena výstavba dálniční sítě na území tehdejšího Československa. Nosníky KA a I tvořily nosné konstrukce velkého počtu mostů na rozpětí 8-30m. Z těchto prvků bylo postaveno i mnoho mostů s nosnou konstrukcí spojitou a to zmonolitňováním pomocí předpětí na dálnicích silnicích i na městských komunikacích. Mnoho takových mostů je dnes ve stavu, který neodpovídá potřebným kvalitám. Na obr. 8.2.1 je uvedeno příčné uspořádání nejvíce používaných nosníku **KA, I** a dalších, které se v minulosti hodně používaly.Nosníky **KA** i **I** byly v časových etapách několikráte inovovány a jsou zabudovány ve velkém rozsahu na mostech silničních.



Obr. 8.2.1 Prefabrikované nosníky KA, I a DS-C

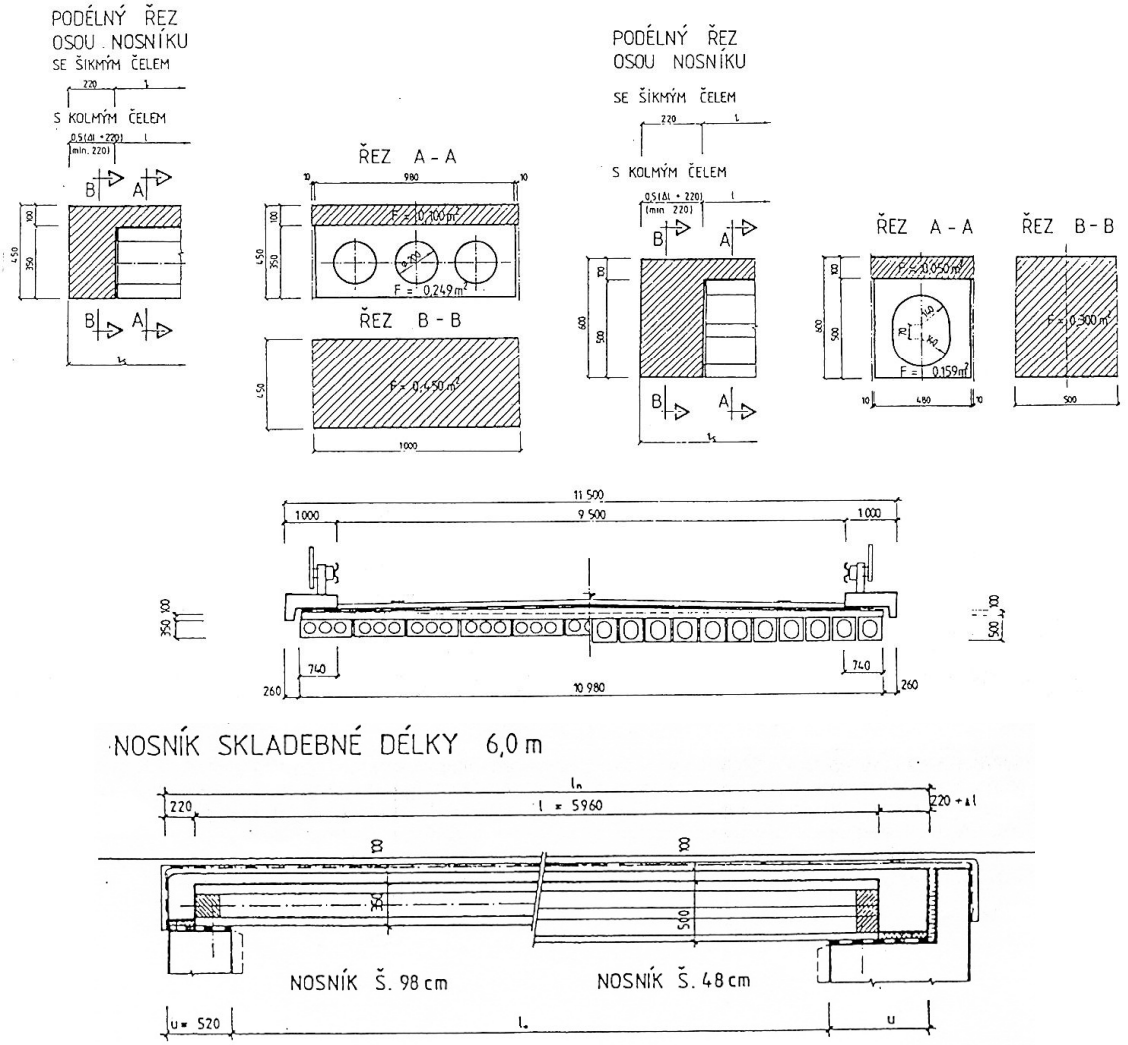
Dnes je stav na některých těchto mostech takový, že se v mnoha případech vyměňuje nosná konstrukce, a že celkový stav na těchto mostech je z různých příčin nevyhovující. Hlavní příčiny poruch spočívají v nedokonalosti provedení některých detailů, v podceňování někdy i ignorování určitých technologických postupů. Uzavřený příčný řez nosníku **KA** s tenkými stěnami nezaručoval dostatečné krytí výztuže, takže v mnohých případech je výztuž zkorodována. Špatná izolace mostů způsobila zatékání vody do dutin nosníků, prosakování této vody betonem a poškozování výztuže předpínací i betonářské korozí. Podélné spáry mezi nosníky vyžadovaly vysoké nároky na správné a kvalitní provedení, čehož mnohdy nebylo dosaženo. Beton spár měl jiné vlastnosti než beton prefabrikátů, spáry byly úzké a těžko se v nich beton zhutňoval. Toto se projevilo i u **I** nosníků, kde spáry byly v rozmezích 28-43cm. Velké problémy u

těchto mostů tvoří přechodové konstrukce (dilatační závěry), které mnohdy neplní své funkce. Jde o špatné kotvení, prosakování vody, která způsobuje škody na ložiskách a úložných prazích atd. Platnost typových podkladů pro navrhování těchto mostů skončila v roce 1990. Používání prefabrikace po roce 1990 bylo hromadně odmítáno, právě pro závady a nedostatky výše uvedené. Existují však racionální důvody, které ukazují, že použití moderních prefabrikovaných konstrukcí je plně oprávněné a to jak z hlediska ekonomického tak funkčního i estetického. Tam, kde je potřeba dodržet krátkou lhůtu výstavby, tam kde je obtížné zajistit z důvodů provozních výstavbu pomocných skruží, tam všude je možno využít prefabrikáty pro nosnou konstrukci mostu.

8.2.2 Aktuální typy prefabrikátů používaných pro návrh a realizaci mostních konstrukcí.

Silniční železobetonové prefabrikáty ŽMP 62/90

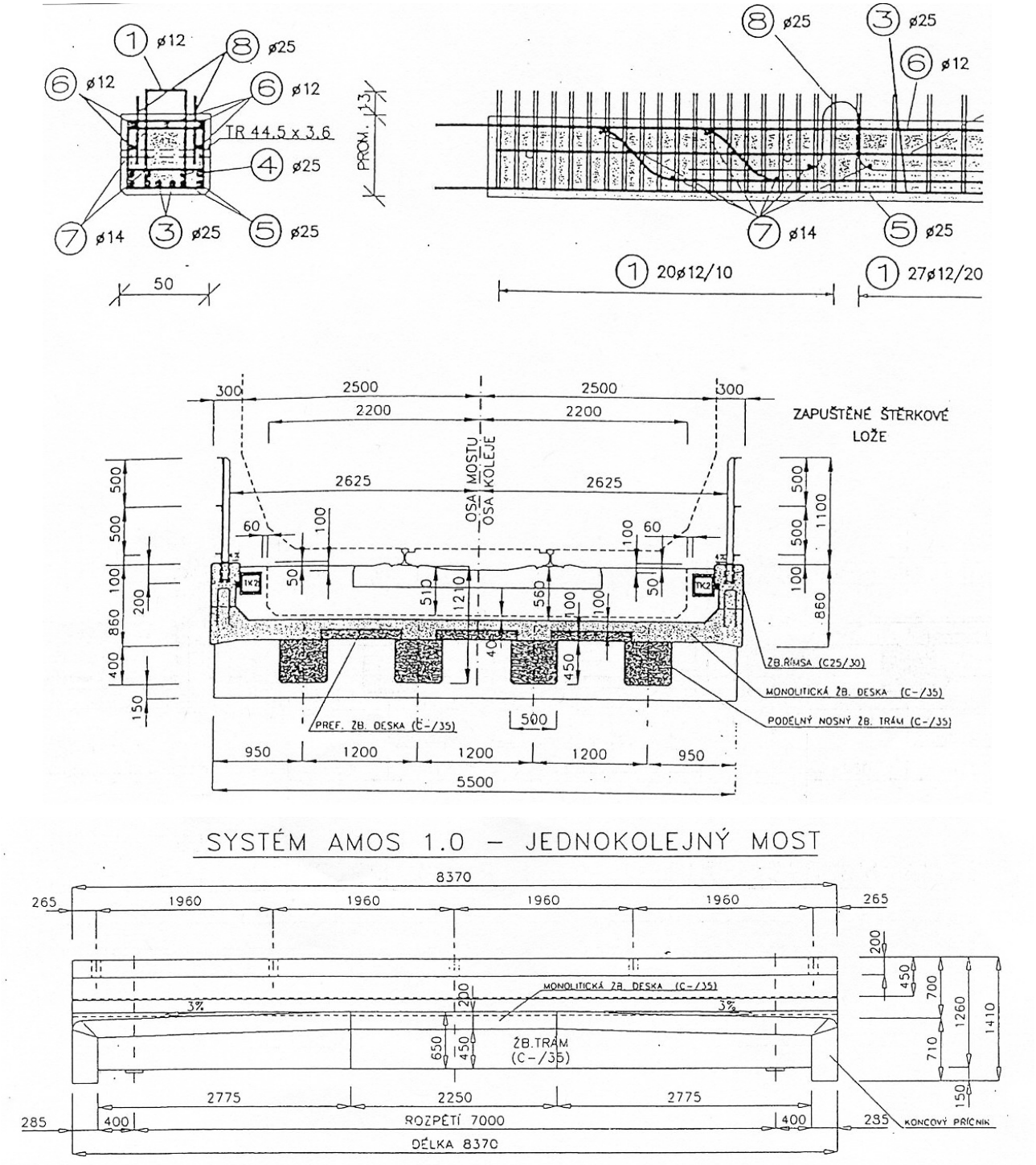
Skladebné délky 3,6-9,0 m jsou vhodné pro nosné konstrukce malých mostů. Na obr. 8.2.2 jsou uvedeny jednak tvary a rozměry těchto nosných prvků i jejich zabudování v příčném řezu mostem. Nosná konstrukce poskládaná z těchto prvků tvoří kolmou nebo šikmou desku konstantní výšky. Materiál prefabrikátů tvoří beton B250 a výztuž 10425. Na koncích jsou nosníky v příčném směru spojeny dodatečně vybetonovanými monolitickými železobetonovými příčníky, spřaženými s roznášecí železobetonovou celoplošnou deskou.



Obr. 8.2.2 Prefabrikát ŽMP tvar, návrh v příčném řezu, podélné uspořádání nosníku na opěrách.

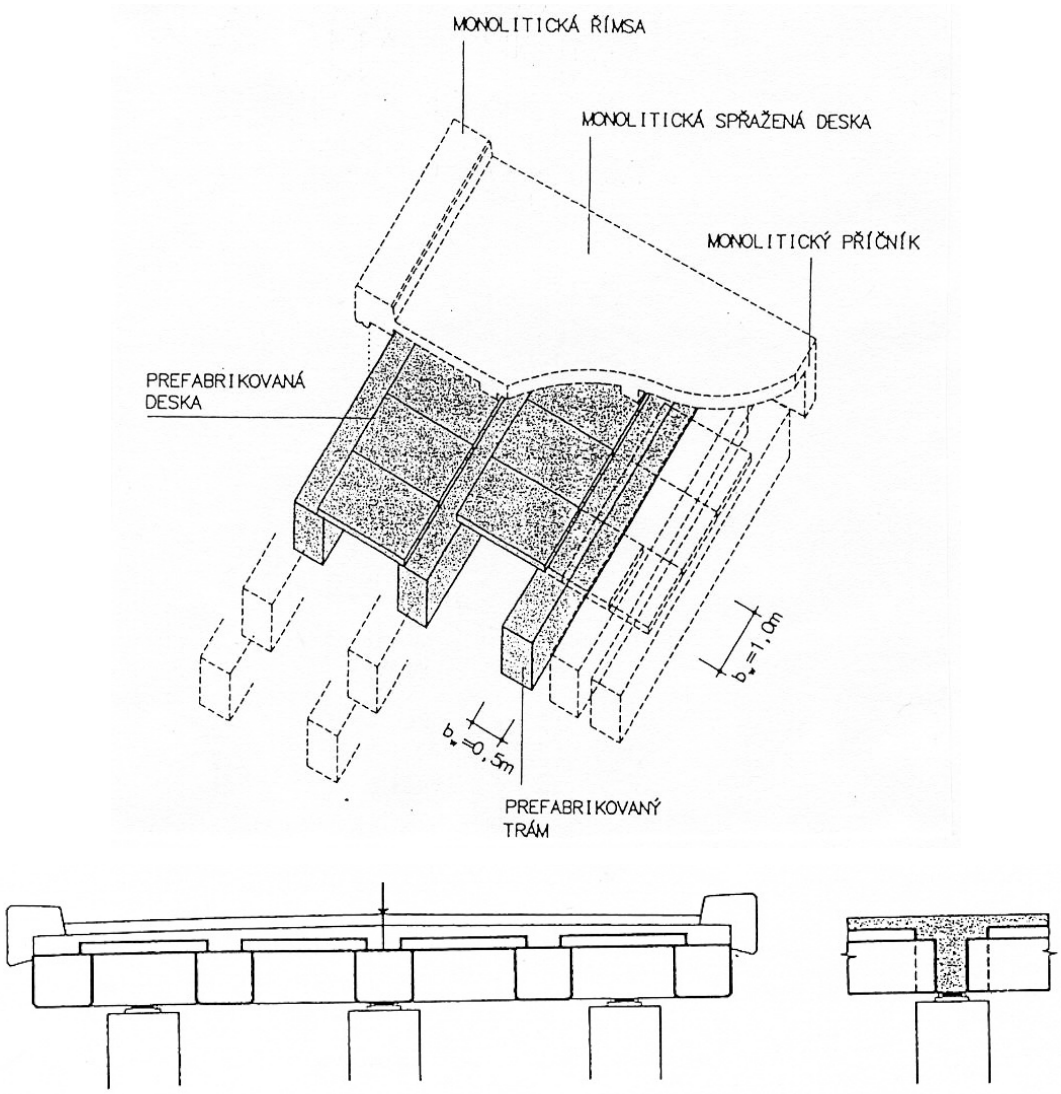
Prefabrikované nosníky Amos

Jedná se o nosníky železobetonové do max. délky 16 m. Trámy jsou v příčném řezu doplněny prefabrikovanými železobetonovými deskami, které tvoří ztracené bednění pro monolitickou část mostu. Monolitickou část tvoří železobetonová deska mostovky s římsami z betonu B _/35-3b, betonářská ocel je z 10505 (R). Takto spřažená železobetonová mostní konstrukce slouží jak pro výstavbu mostu silničních, tak železničních. Potřebné informace pro návrh takového mostu jsou na obr. 8.2.3.



Obr. 8.2.3 Použití nosníků Amos u jednokolejného mostu

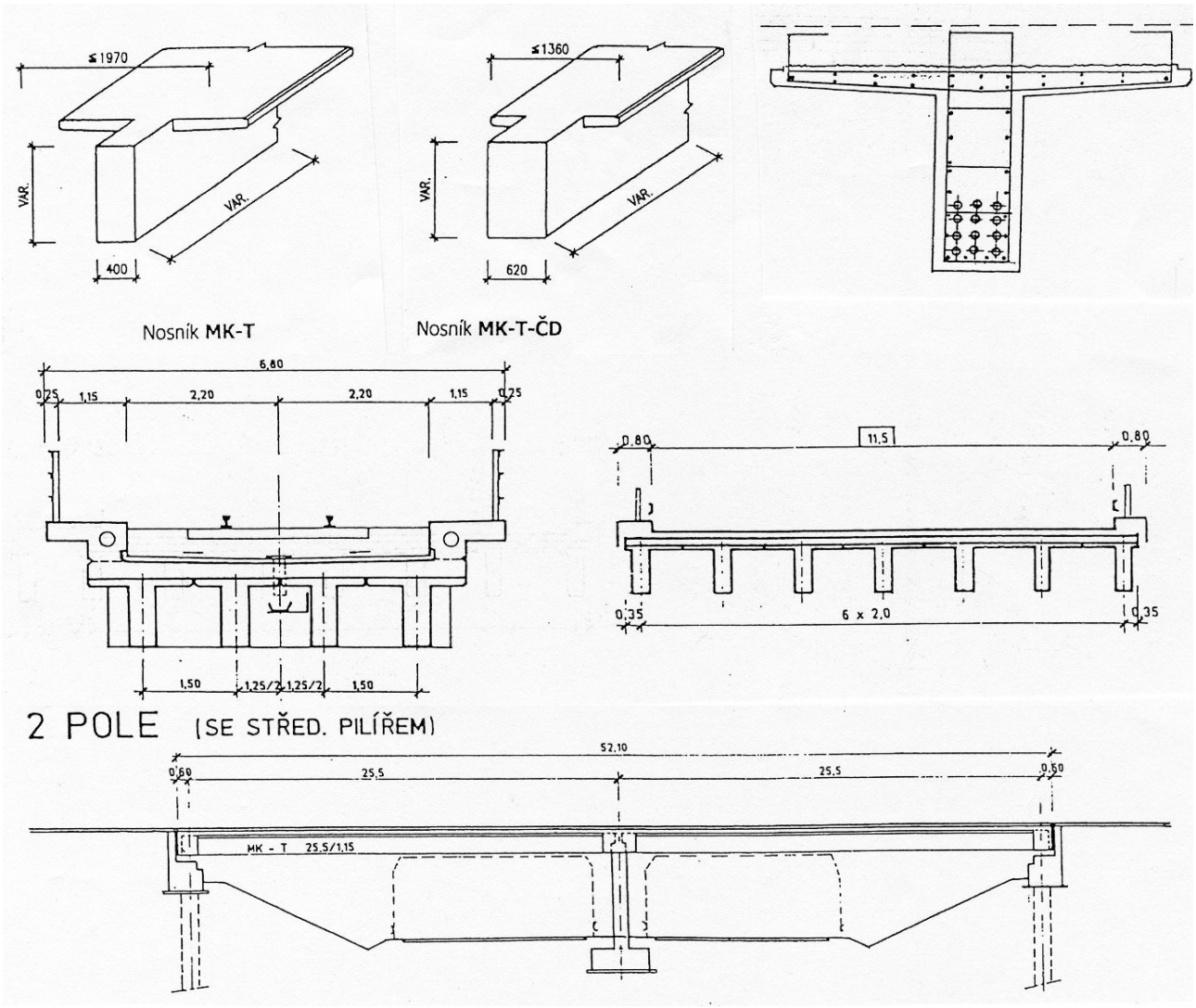
Systém umožňuje navrhovat libovolné počty prostých polí nebo i spojitý nosník. Různé úpravy v případech spojitosti nad pilíři a celkové konstrukční uspořádání je uvedeno na schematickém zobrazeni viz obr. 8.2.4.



Obr. 8.2.4 Celková dispozice úpravy mostu z prefabrikovaných nosníků Amos

Nosné konstrukce ze spřažených mostů z prefabrikovaných nosníků MK-T a MK-T-ČD

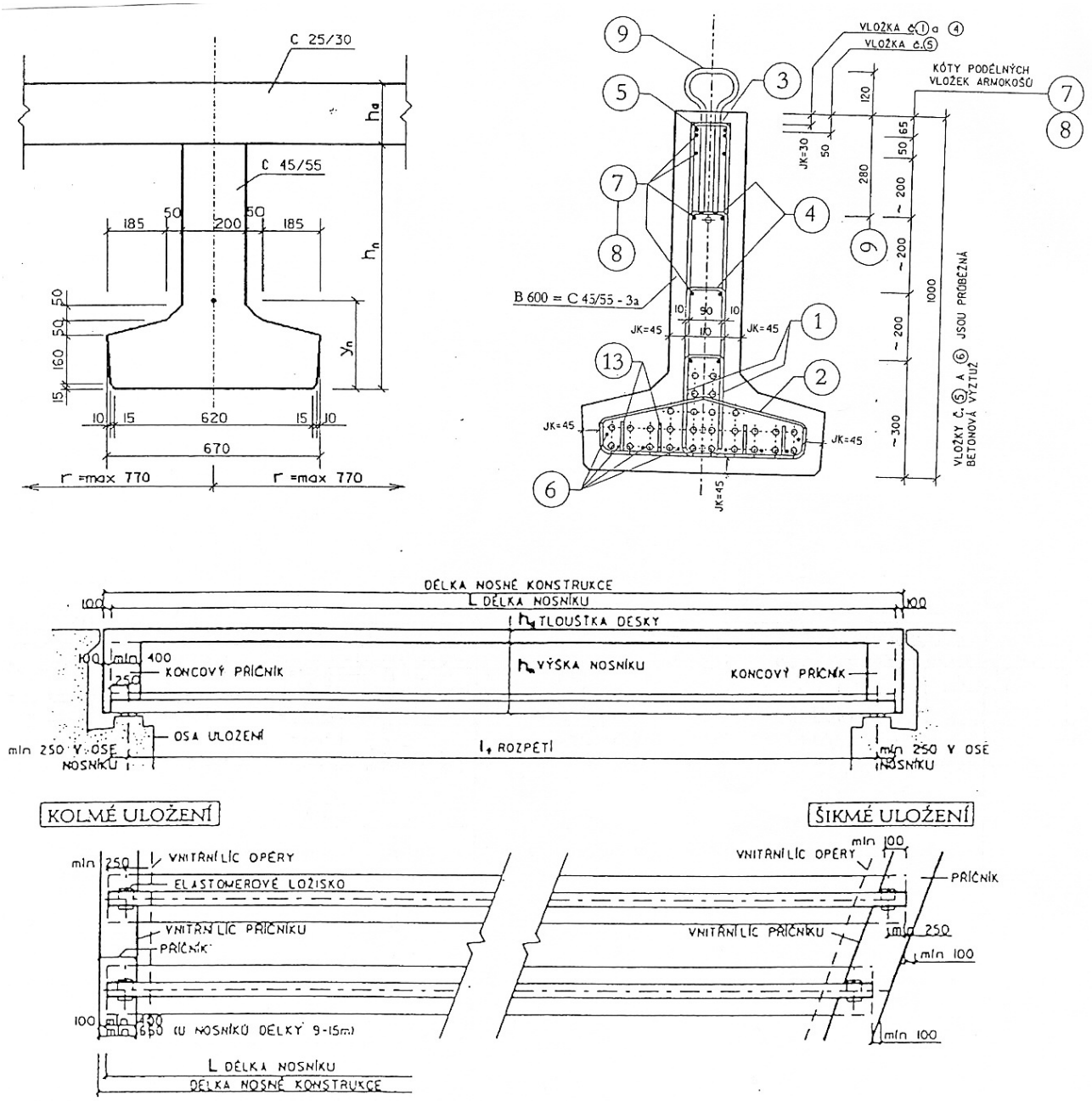
Jsou to prefabrikáty průřezu T, vyrobené z betonu C 45/55 (B600, B700), dodatečně předpjaté předpínací výztuží PSN 5mm z oceli 1400/1670, 20drátů v kabelu. Kabely jsou osazeny do hladkých betonových kanálků průměru 42mm. Kotvení předpínacích kabelů je realizováno prostřednictvím kotevních desek KD1 (120x100x60mm), podkladních desek PD 5 a kuželíků. Betonářská výztuž je z oceli 10505(R). Pro mosty silniční jsou zpracovány pomůcky pro návrh těchto konstrukčních prvků na rozpětí 12-40m. Pro mosty železniční mohou mít maximální délku 26m. Nosné konstrukce o více polích je možno provést buď jako několik prostých polí bez spojení, nebo jako konstrukci spojitou dobetonováním příčníku spojitosti nad pilíři. Tyto nosníky je možno nárokovat i jako předem předpjaté. Předpětí je realizováno předpínacími lany Lp 15,5-1800. Konce nosníků jsou upraveny pro realizaci příčníků. Tvary nosníků, jejich uspořádání v příčném řezu s okótováním rozměrů je uvedeno na obr. 8.2.5.



Obr. 8.2.5 Tvar nosníku MK-T, MK-T-ČD, vyztužení, možné úpravy uspořádání

Prefabrikované nosníky z předem předpjatého betonu VSTI-2000

Tyto nosníky byly inovovány z podobných nosníků VST-92 úpravou příčného řezu. Vyrábějí se v délkách 9-35m , konstrukční výška závisí od délky a činí 0,40-1,40m. Rozteč nosníků maximálně 1270mm. Beton nosníků C 45/55-3a předem předpjatý lany Lp 15,5-1530/1800.Betonářská výztuž je v nosníku z oceli 10505-R krytí 45mm. Spřažená železobetonová deska nad nosníky je vyztužená v obou směrech a při obou površích. Deska má tloušťku 0,16-0,22m. Šikmost konstrukce je až do 45°i když se doporučuje raději 60°. Bezdilatační spojení u prostě uložených nosníků se provede buď pérovou deskou nebo zajištěním spojité konstrukce.Sestava položených nosníků v koncové části je spojena dobetonovaným příčníkem. Na obr. 8.2.6 je uveden tvar nosníku,jeho výztuž předpínací a betonářská a některé další úpravy v koncových částech.



Obr. 8.2.6 Nosník VSTI-2000 tvar, výztuž, uložení

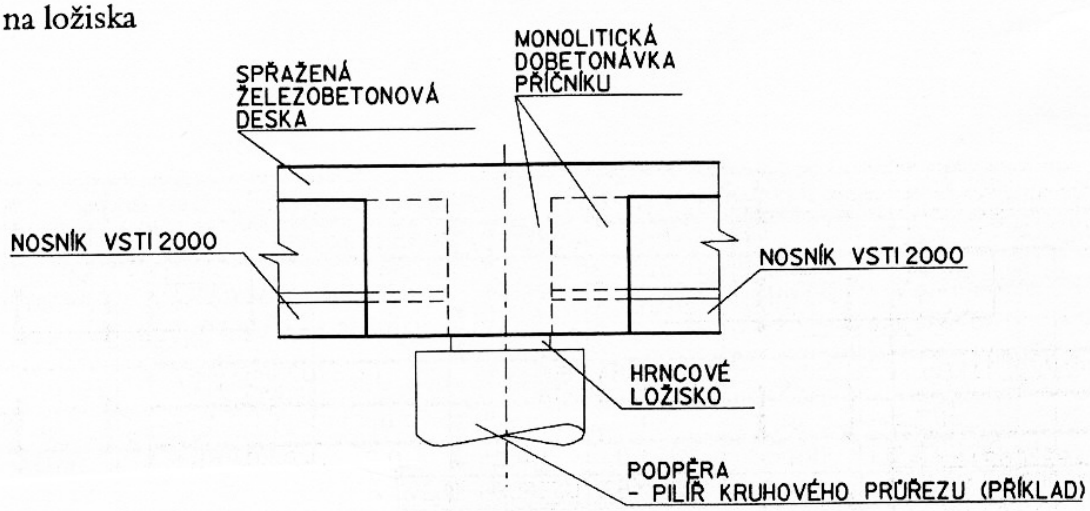
Pro úplnost jsou uvedeny i průřezové charakteristiky nosníku viz tabulka

Jestliže se provádí z uvedených nosníků spojitá konstrukce přichází v úvahu různé úpravy uspořádání a provedení zmonolitnění nad podporou. Příklady jak je možno toto zmonolitnění provést jsou uvedeny na obr. 8.2.7.

PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY NOSNÍKŮ					Skladba I
Nosník - B 600					***OP***
Označení nosníku	Délka nosníku	Výška nosníku	Plocha	Poloha těžiště	Moment setrvačnosti
VSTI - ...	L	h_n	A_n	y_n	J_n
	m	m	m^2	m	m^4
9,00 / 0,40	9.0	0.40	0.1769	0.150	0.001826
12,00 / 0,50	12.0	0.50	0.1969	0.180	0.003464
15,00 / 0,55	15.0	0.55	0.2069	0.197	0.004598
18,00 / 0,65	18.0	0.65	0.2269	0.232	0.007580
21,00 / 0,75	21.0	0.75	0.2469	0.270	0.011616
24,00 / 0,85	24.0	0.85	0.2669	0.310	0.016826
27,00 / 1,00	27.0	1.00	0.2969	0.372	0.027085
30,00 / 1,10	30.0	1.10	0.3169	0.415	0.035713
32,50 / 1,25	32.5	1.25	0.3469	0.481	0.051604
33,50 / 1,30	33.5	1.30	0.3569	0.503	0.057740
35,00 / 1,40	35.0	1.40	0.3769	0.548	0.071347

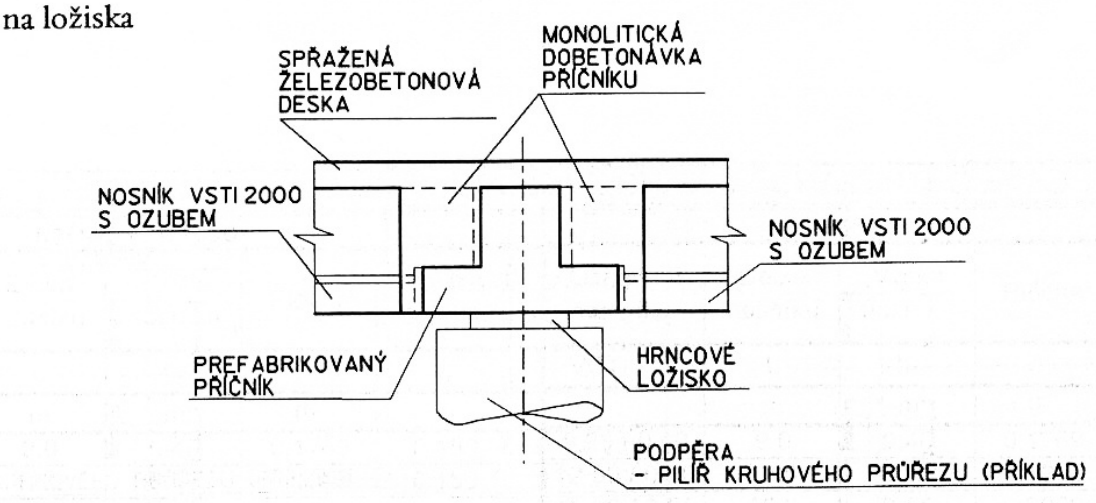
SPOJITÁ KONSTRUKCE S MONOLITICKÝM PŘÍČNÍKEM

uložení na ložiska



SPOJITÁ KONSTRUKCE S PREFABRIKOVANÝM ZAPUŠTĚNÝM PŘÍČNÍKEM

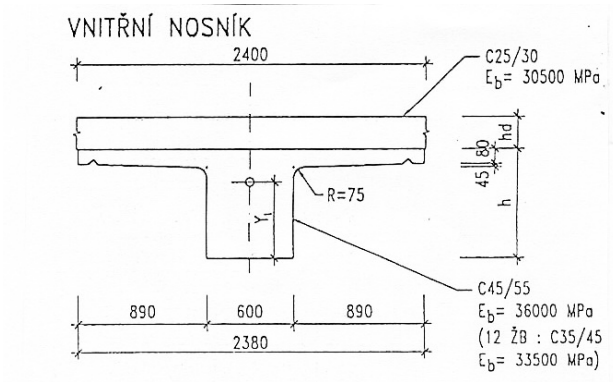
uložení na ložiska



Obr. 8.2.7 Různé úpravy nosníků VSTI-2000 nad pilíři

Nosník T-93

Tyto nosníky byly původně určeny jako náhrada za nosníky KA a I. Nosník T-93 je velmi podobný nosníku MK-T a má tvar dle obr. 8.2.8. Je vhodný pro sestavování různých příčných řezů mostů na silničních komunikacích je použitelný i pro mosty železniční. Nosník je z betonu C45/55-3a. Předpínací kabely Lp15,5 1530/1800. Na každém konci nosníku je vždy jeden kabel zakotven pomocí mrtvé kotvy. Jako betonářská výztuž je zde použita výztuž 10425 nebo 10505 (R). Jednotlivé nosníky se ukládají těsně vedle sebe se spárou 20mm. Spřažená deska monolitická tl 220m,je provedena z betonu C25/30 a je betonována společně s koncovými příčníky. Koncový příčník není nutno navrhovat pro šikmosti mostů 75°-90°, kdy funkci příčníku převezme více vyztužený pás přesahující roznášecí desku. Na obr. 8.2.8 jsou uvedeny potřebné údaje pro návrh nosné konstrukce mostu z těchto prefabrikátů

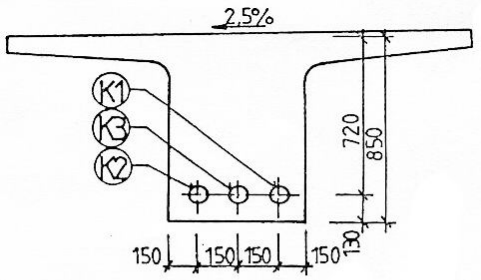


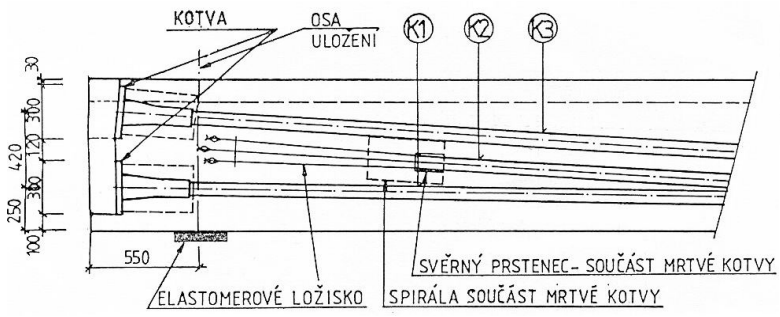
ZÁKLADNÍ ROZMĚRY, OBJEMY A HMOTNOSTI

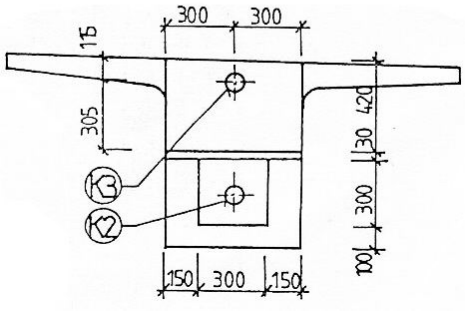
TYPOVÁ DÉLKA	MAX. ROZPĚTÍ	VÝŠKA NOSNÍKU	TLOUŠTKA DESKY	OBJEM BETONU NOSNÍKU	HMOTNOST NOSNÍKU	HMOTNOST VÝZTUŽE	
						BETONÁŘSKÁ	PŘEDPÍNACÍ
l_1	l_r	h	h_d	V	G	10 425-V	ø Ls 15,5
m	m	m	m	m^3	t	kg	kg
12 ŽB	11.20	0.65	0.22	6.869	17.86	2050	–
12 PB	11.20	0.55	0.22	6.149	15.99	1250	264
15 PB	14.20	0.65	0.22	8.587	22.33	1650	432
18 PB	17.20	0.75	0.22	11.384	29.60	2050	576
21 PB	20.20	0.85	0.22	14.541	37.81	2600	888
24 PB	23.20	0.95	0.22	18.059	46.95	3150	1344

DIMENZAČNÍ VELIČINY PRO JEDEN NOSNÍK

DÉLKA	ROZPĚTÍ	DYNAMICKÝ SOUČINITEL	OHYBOVÝ MOMENT UPROSTŘED ROZPĚTÍ			POSOUVAJÍCÍ SÍLA U PODPORY		
			STÁLÉ	NAHODILÉ	HLAVNÍ	STÁLÉ	POHYBLIVÉ	HLAVNÍ
l	l_r	δ	M_g	δM_r	M_{dim}	Q_g	δQ_r	Q_{dim}
m	m	1	kNm			kN		
12 ŽB	11.20	1.32	617	788	1405	186	376	562
12 PB	11.20	1.32	583	770	1353	208	365	573
15 PB	14.20	1.28	977	975	1952	275	374	649
18 PB	17.20	1.25	1491	1175	2666	347	378	725
21 PB	20.20	1.23	2135	1440	3575	423	395	818
24 PB	23.20	1.21	2922	1850	4772	504	445	949



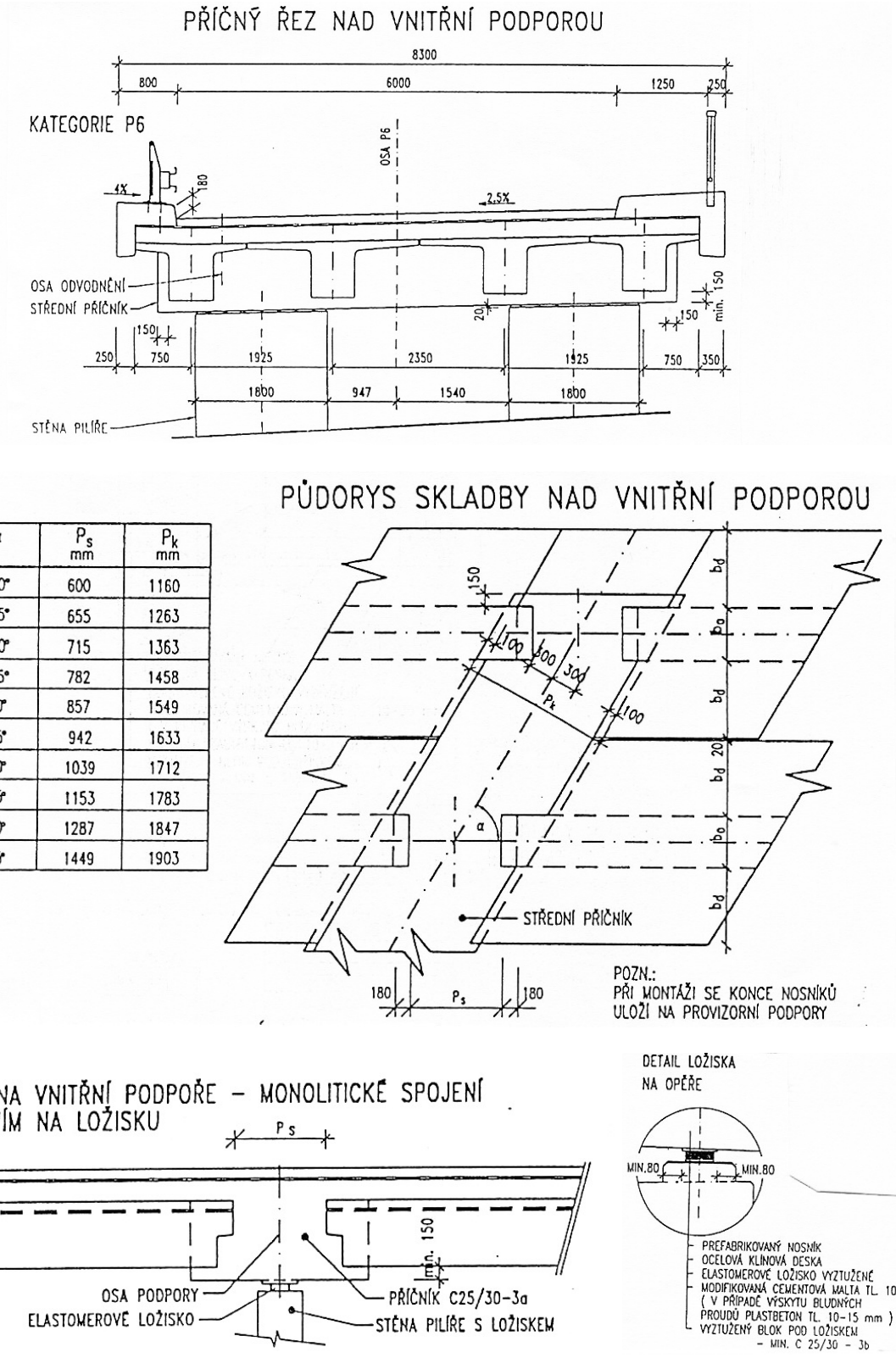




Obr. 8.2.8 Tvar nosníku, základní rozměry, průřezové veličiny

Z nosníků je možno vytvářet i konstrukce o více polích. Pro vyloučení spár nad vnitřními nosníky o více polích se používá bezdilatační spojení. Pro konstrukční umístění bezdilatačního spojení slouží spřažená železobetonová deska. Další způsob vytvoření bezdilatačního spojení je zmonolitnění nosné konstrukce nad

vnitřními pilíři pomocí příčníku vybetonovaného současně s monolitickou deskou. Popsané úpravy jsou znázorněny na obr. 8.2.9.

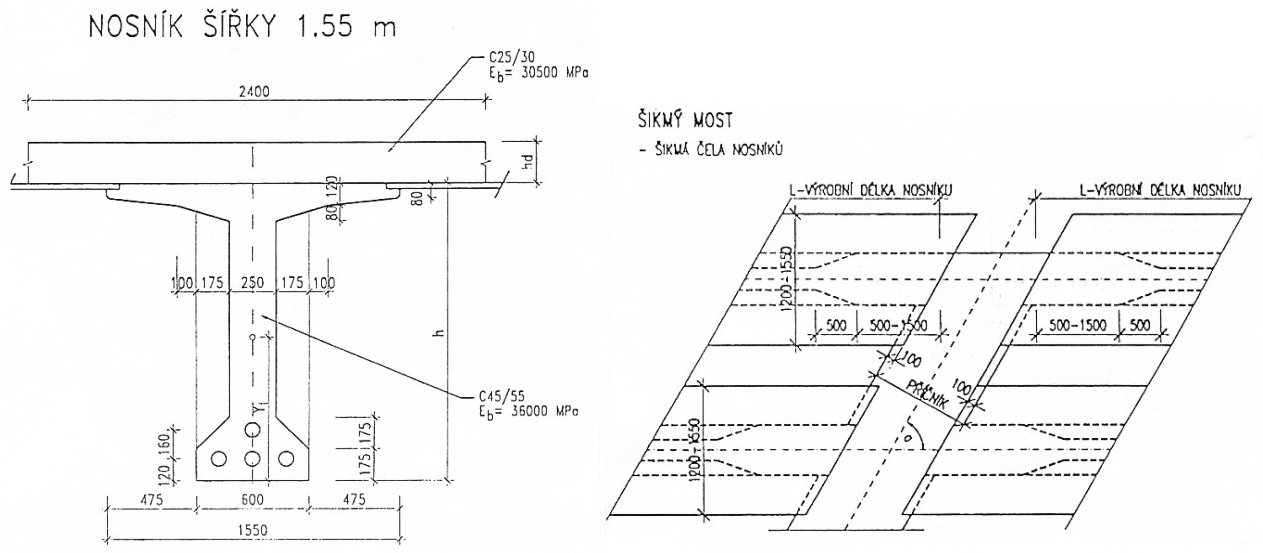


α	P_s mm	P_k mm
90°	600	1160
85°	655	1263
80°	715	1363
75°	782	1458
70°	857	1549
65°	942	1633
60°	1039	1712
55°	1153	1783
50°	1287	1847
45°	1449	1903

Obr. 8.2.9 Úpravy uložení nosníku na pilíře

Nosník Petra

Tyto prefabrikované nosníky jsou optimalizovány na rozpětí 24-30m. Výška nosníků 1200,1400,1600mm. Nosníky se vyrábějí z betonu C45/55-3a (zn. 600). Předpínací výztuž tvoří lana Lp-15,5-1530/1800. jeden kabel tvoří 13lan Lp. Počet kabelů v prefabrikátu 4ks. Předpínání a injektáž kabelových kanálku se provádí ve výrobně. Pro větší rozpětí a pro konstrukce spojité se část kabelů napíná a injektuje na stavbě. Spřažená deska je tl 220mm z betonu C25/30 zn.(350). Při maximální šířce 2,40 se nosník dopravuje po železnici i po silnici v celku. Betonářská výztuž nosníku i monolitické desky a příčníku je z oceli 10505 (R). Horní povrch nosníku umožňuje natočením konzol sledovat přibližně povrch vozovky, proto je možno spřaženou železobetonovou desku provést konstantní tloušťky. Z povrchu nosníku vyčnívá betonářská výztuž pro spřažení nosníku s monolitickou deskou. Z čel nosníku rovněž vyčnívá betonářská výztuž pro spřažení nosníku s koncovým příčníkem. Tvar nosníku včetně dalších informací je uveden na obr. 8.2.10.

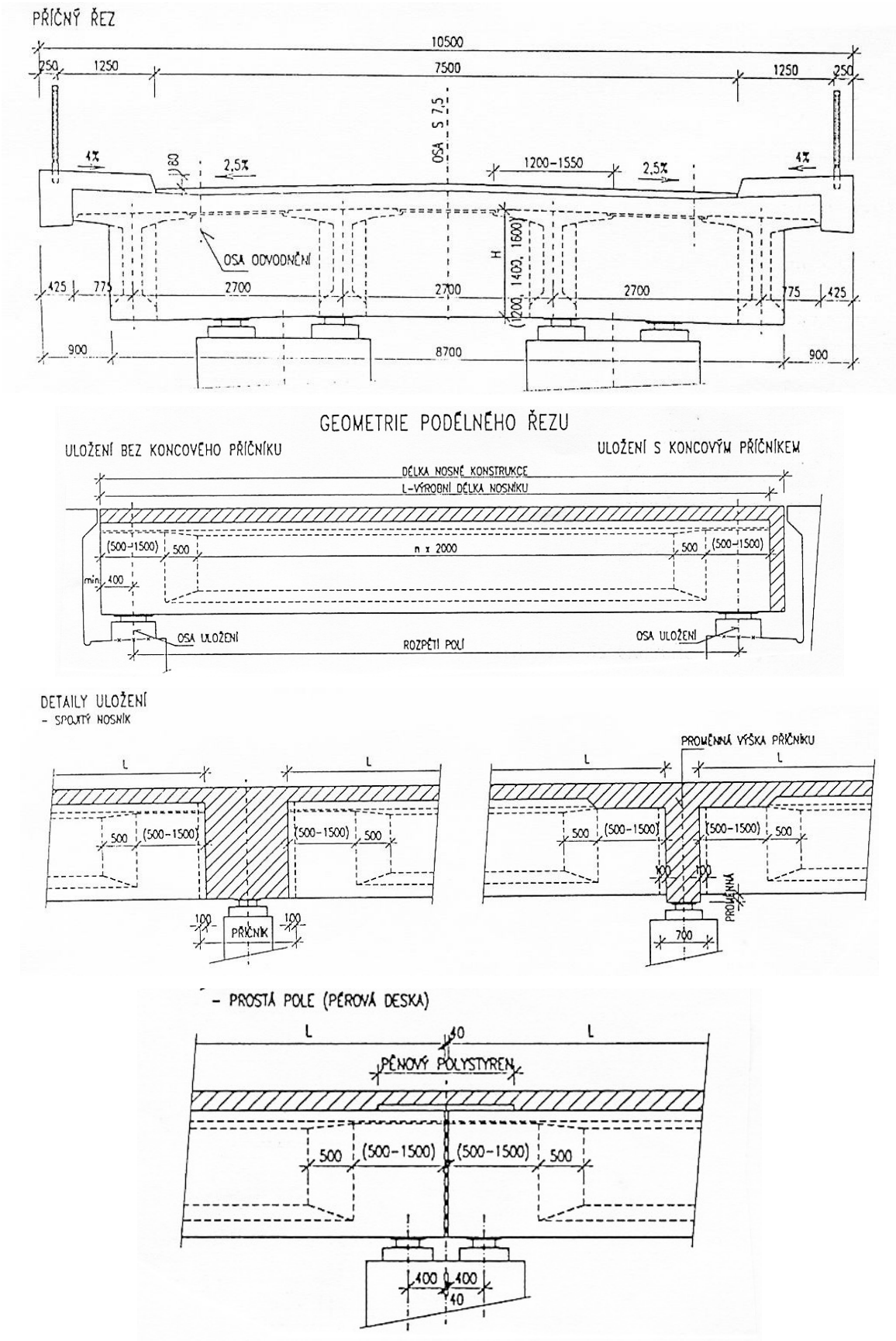


ZÁKLADNÍ ROZMĚRY, OBJEMY A HMOTNOSTI

TYPOVÁ DÉLKA	MAX. ROZPĚTÍ	VÝŠKA NOSNÍKU	TLOUŠŤKA DESKY	OBJEM BETONU NOSNÍKU	HMOTNOST NOSNÍKU	HMOTNOST VÝZTUŽE	
						BETONÁŘSKÁ	PŘEDPÍNACÍ
l_t	l_r	h	h_d	V	G	10 505-R	ø15,3-15,7
m	m	m	m	m^3	t	kg	kg
24	23.20	1.20	0.22	14.444	37.55	1590-1880	922-1270
27	26.20	1.40	0.22	17.428	45.31	1920-2265	1035-1425
30	29.20	1.60	0.22	21.385	55.60	2350-2780	1155-1585

POZN.: TYPOVÁ DÉLKA OZNAČUJE MAXIMÁLNÍ DOPORUČENOU DÉLKU NOSNÍKU PRO DANOU VÝŠKU; ZKRÁCENÍ NOSNÍKU DLE DISPOZICE MOSTU JE VŽDY MOŽNÉ.

Obr. 8.2.10 Nosník Petra tvar rozměry a některé další údaje

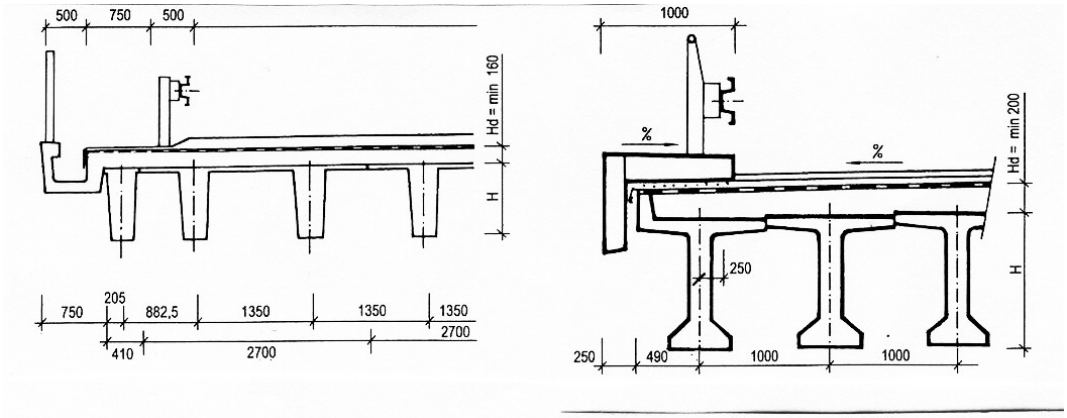


Obr. 8.2.11 Příčný řez komunikací s nosníky Petra, úpravy v místech podepření

Od října 2000 byl vydán souhlas Ministerstvem dopravy a spojů s používáním nosných konstrukcí z předem předpjatých nosníků I-DZ 97 a TT-DZ97 spřažených železobetonovou deskou pro mostní objekty na pozemních komunikacích v České republice. Tyto prefabrikáty mají svůj původ na Slovensku, kde nahrazují při rekonstrukcích nosníky I-67a a nosníky KA-67 jedná se o předem předpjaté nosníky:

- I-DZ 97 jsou v délkách 21,24,27,30m
- TT-DZ 97 jsou v délkách 12,15,18m

Na obr. 8.2.12 jsou uvedeny některé údaje o nosnících a jejich uspořádání v příčném řezu.



Nosníky TT - DZ 97

B - 600 (B - 55)

Dĺžka [m]	Výška [m]	Objem [m³]	Hmotnosť [t]
12	0,78	6,918	17,987
15	0,88	9,731	25,301
18	0,93	6,632	17,243

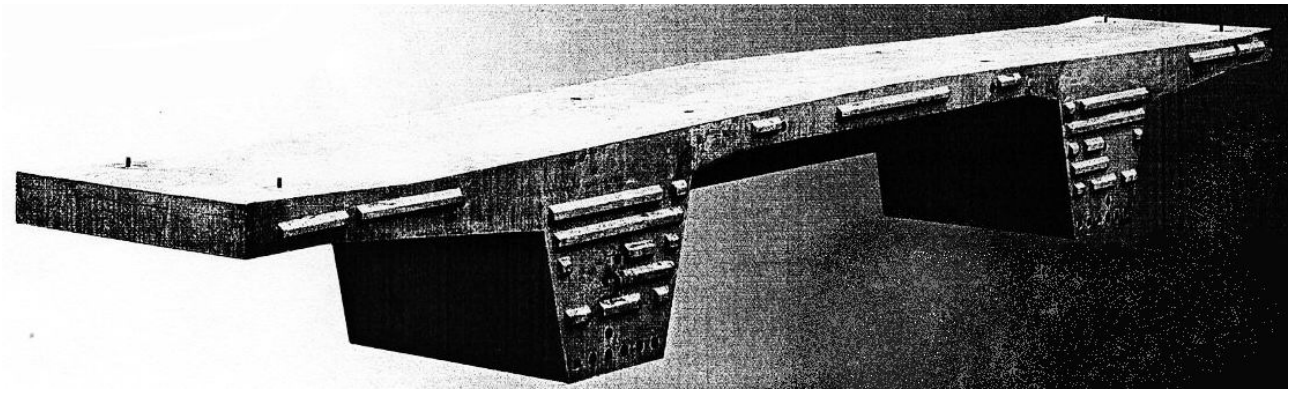
Nosníky I - DZ 97

Typové B - 600 (B - 55)

Dĺžka [m]	Výška [m]	Objem [m³]	Hmotnosť [t]
21	1,00	6,152	16,00
24	1,10	7,459	19,39
27	1,25	9,095	26,65
30	1,40	10,884	28,30

Obr. 8.2.12 Nosníky I-DZ-97 a nosníky TT_DZ-97 v příčném řezu komunikace

Uvedené prefabrikáty jsou ukládány podélně vedle sebe a nazývají se někdy jako tyčové prefabrikáty. Vedle těchto prefabrikátu existuje výstavba mostů rovněž z prefabrikátu tak zvaných příčně dělených prvků. Tento způsob výstavby mostů se používá především pro mosty na větší rozpětí, avšak někdy je tato technologie uplatňována i při výstavbě mostu na rozpětí středních a při provádění takového mostu hovoříme o technologii segmentové. Příklad ukázky segmentového prvku je na obr. 8.2.13.



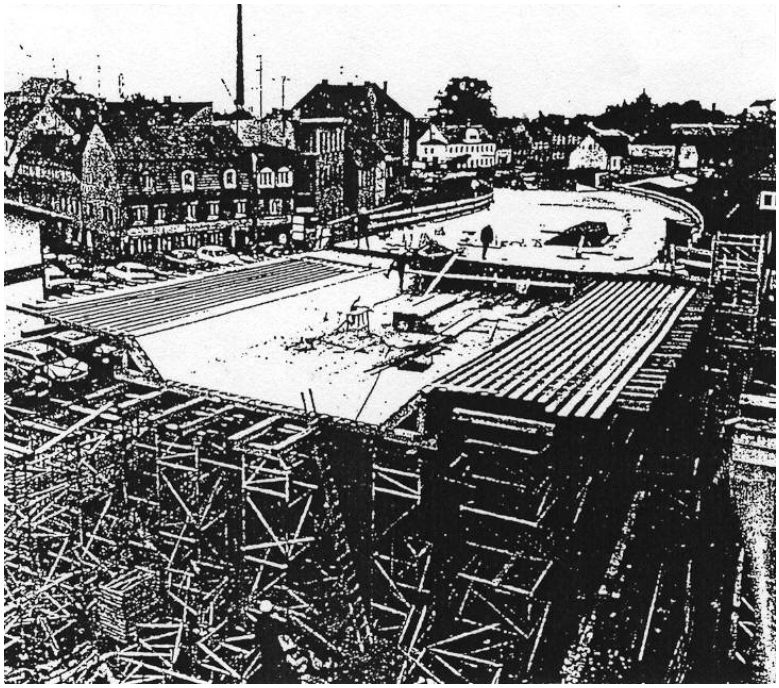
Obr. 8.2.13 Běžný segment trámového mostu

1. Uveďte typy prefabrikátu, které je možno použít při výstavbě mostů na pozemních komunikacích.
2. Přednosti a nedostatky (výhody a nevýhody) mostů prováděných z tyčových či příčně dělených prvků.

8.3 Monolitické mosty deskové vyztužené výztuží betonářskou a předpínací.

Všeobecné informace

Betonová směs se ukládá do bednění, které je podporováno pomocnou konstrukci většinou ve tvaru skruže. Dnes již existuje dostatečné množství rychle a jednoduše použitelných podpůrných soustav, zpravidla příhradového charakteru ze kterých podpůrnou konstrukci těchto mostů je možno za pomocí standardního bednění vytvořit. Na obr. 8.3.1 je uvedeno konkrétní podpůrné bednění deskového mostu.



Obr. 8.3.1 Ukázka bednění a podskružení nosné deskové konstrukce mostu

Z ukládání betonové směsi na místě do bednění vyplývá řada výhod i nevýhod při výstavbě těchto mostů.

Výhody

Především je možno bednění monolitického mostu snadněji přizpůsobit nepravidelnému tvaru nosné konstrukce,který vyplývá z vedení komunikace. Dnešní pojetí návrhu komunikace toto vyžaduje zvláště ve městech u křižovatkových větví, kdy je třeba budovat mosty složitějšího tvaru. Další výhodou ,kterou monolitická konstrukce poskytuje je spojitost, nevznikají spáry, které jsou slabými místy prefabrikovaných konstrukcí. Výztuž je rozdělena po celé šířce desky, takže je možno využít namáhání betonu a oceli v plném rozsahu. Desková konstrukce má zpravidla rezervu proti přetížení, provádění tesařských a železářských prací

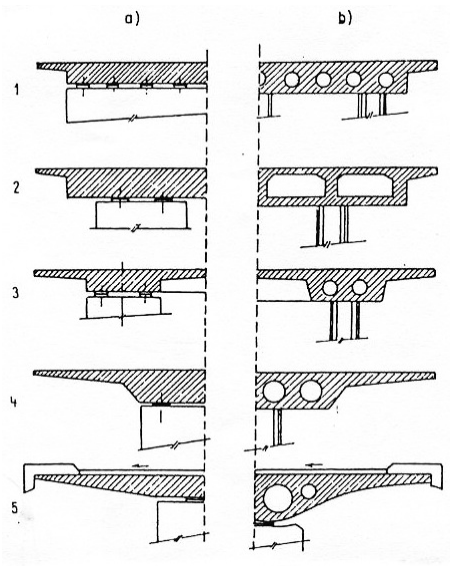
je jednoduché, konstrukční výška je malá, vznikají malá napětí ve smyku a kroucení vlivem větší spolupůsobící šířky. Udržovací náklady u deskových mostů jsou poměrně nízké.

Nevýhody

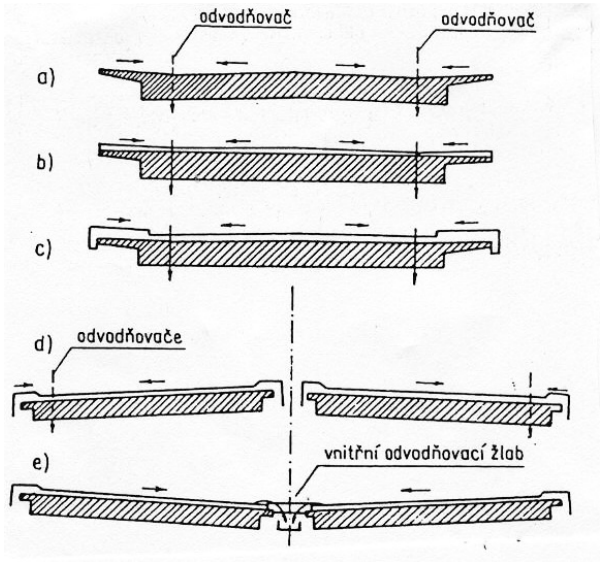
Velká spotřeba betonu a to zvláště u mostu na větší rozpětí. (plná deska na větší rozpětí je nehospodárná), je i vyšší pracnost a s tím související i menší rychlost výstavby.

Průřezy deskových mostů

Deskovou konstrukci rozumíme každou konstrukci, která má deskový tvar a to bez zřetele na příčnou tuhost. Desky mohou být navrženy jako plné, duté, žaluziové, spřažené. Tvary deskových konstrukcí jsou dnes velmi rozmanité a dochází zde k neustálému vývoji. Tvar desek ovlivňují i požadavky na odvodnění, použití inventárních bednících systému, technologie postupu výstavby a další konstrukční a estetické požadavky. Na obr. 8.3.2 jsou uvedeny příklady příčných řezů těchto konstrukcí jednak jako desky plné, dále jako desky vylehčené.

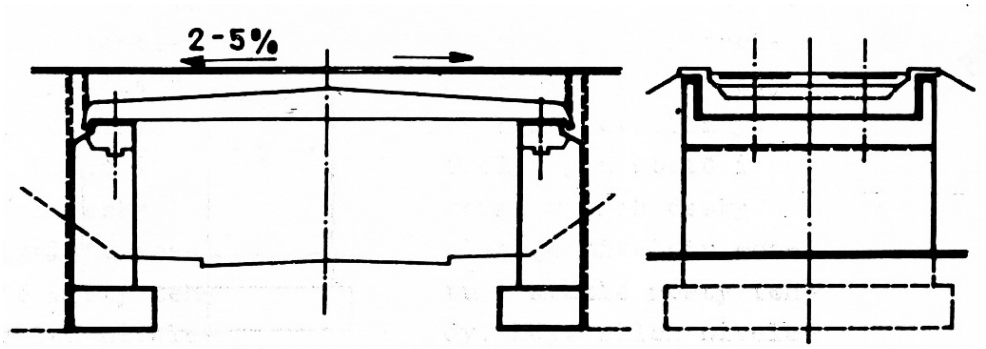


Obr. 8.3.2 Uspořádání příčného řezu deskového mostu ovlivněné způsobem podepření a hospodárností, a.) plný nevylehčený řez, b.) vylehčený příčný řez



Obr. 8.3.3 Možné způsoby odvodnění (a – e)

Desky vylehčené se toho času již skoro nenavrhují z důvodu pracnosti a možnosti zatékání vody do dutin. Je-li osa komunikace přímá je horní plocha desky ve střechovitém tvaru a spodní plocha desky vodorovná. Nosná konstrukce desky je vůči překážce od mostem buď ukončena kolmo nebo pod úhlem křížení , tedy jako šikmá. Jeli osa komunikace jejíž součástí je most zakřivená, je nosná konstrukce desky skloněná do středu oblouku ve sklonu jednostranném. U směrově rozdělených komunikací jsou nosné konstrukce pro oba jízdní směry rozděleny a nosná konstrukce desek sleduje příčný sklon povrchu vozovek. U železničních deskových mostů je vhodné, aby probíhalo štěrkové lože průběžně přes nosnou konstrukci mostu a na mostě bylo uzavřeno zvýšenými obrubami. Nosná konstrukce desky tvoří koryto pro štěrkové lože a přečnívající konzolové části slouží jako chodníkové desky. Typická úprava příčného řezu pro jednokolejnou trať je na obr. 8.3.4. Podélný sklon může být u krátkých mostů střechovitý a to jak u silnic tak u železnic, což slouží pro rychlý odtok prosáklé vody z povrchu mostu.



Obr. 8.3.4 Příčný řez železničním deskovým mostem (průběžné kolejové lože)

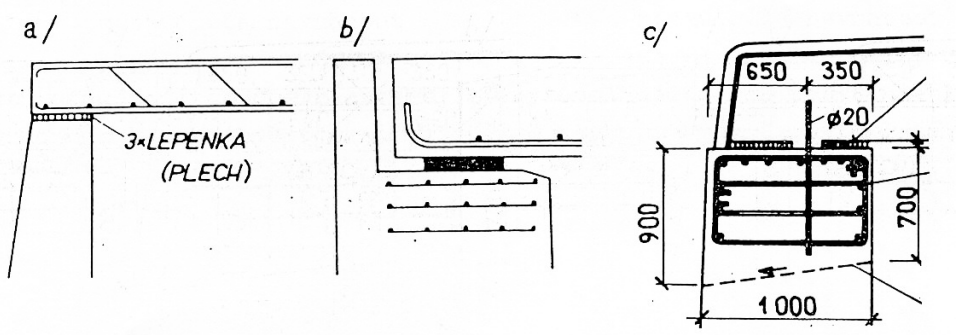
Vztah mezi rozpětím, výškou průřezu, druhem konstrukce a použitým materiálem je možno pro mosty deskové silniční a železniční vyjádřit pomocí tabulky Minimální tloušťka desky je 120mm.

DRUH KONSTRUKCE	SCHEMA	PŘÍČNÝ ŘEZ	SILNIČNÍ							ŽELEZNIČNÍ						
			ŽB				PB			ŽB				PB		
			l [m]	d/l	mind/l	d_o/l	l [m]	d/l	d_o/l	l [m]	d/l	mind/l	d_o/l	l [m]	d/l	d_o/l
DESKOVÉ	d	PLNÝ	do 12 max 15	1/15 až 1/18	1/25	–	8 až 25	1/20 až 1/32	–	do 6 max 12	1/10 až 1/12		–	6 až 15	1/16 až 1/20	–
		VYLEHČENÝ d = KONST.	–	–	–	–	do 35	1/20 až 1/30	–					do 20	1/15 až 1/20	–
	$l_1 : l_2$	PLNÝ	15 až 30	1/20 až 1/30	1/35	–	15 až 40	1/25 až 1/35	–	do 25	1/18 až 1/20			15 až 30	1/20 až 1/30	–
		VYLEHČENÝ d = KONST.	10 až 30	1/20 až 1/35	1/35	–	20 až 45	1/22 až 1/32	–		1/20			20 až 35	1/18 až 1/25	–
		PLNÝ	10 až 30	1/30 až 1/40	–	1/18 až 1/25	20 až 45	1/30 až 1/50	1/20 až 1/27						1/20 až 1/30	
		VYLEHČENÝ d ≠ KONST.	až 40	1/25 až 1/40		1/15 až 1/25	50 až 60	1/28 až 1/50	1/18 až 1/25							

Tab. 8.3.1 Závislost mezi rozpětím, výškou nosné konstrukce u deskových mostů

Uložení deskových mostů na malé rozpětí

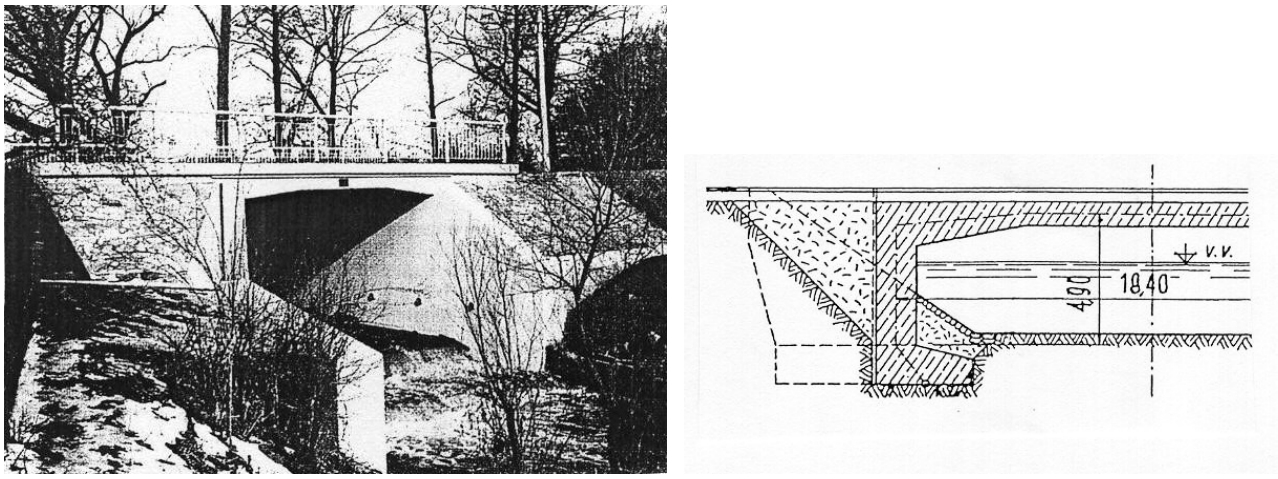
Prosté uložení u desek malého rozpětí provedeme z několika vrstev lepenky nebo plechů tl.10-15mm natřených na styčných plochách grafitem nebo použitím izoprénových ložisek. Na neposuvné straně je možno použít úpravu **c** nebo vrubový kloub, jak je uvedeno na obr. 8.3.5. Deskové konstrukce na větší rozpětí nebo deskové konstrukce spojité se ukládají na opěry a pilíře prostřednictvím ložisek, která svým konstrukčním uspořádáním plní statickou funkci podepření.



Obr. 8.3.5 Možnosti uložení nosné konstrukce malých deskových mostů

Podrobnější přehled o ložiskách a o úpravě říms je uveden v kapitole příslušenství mostů.

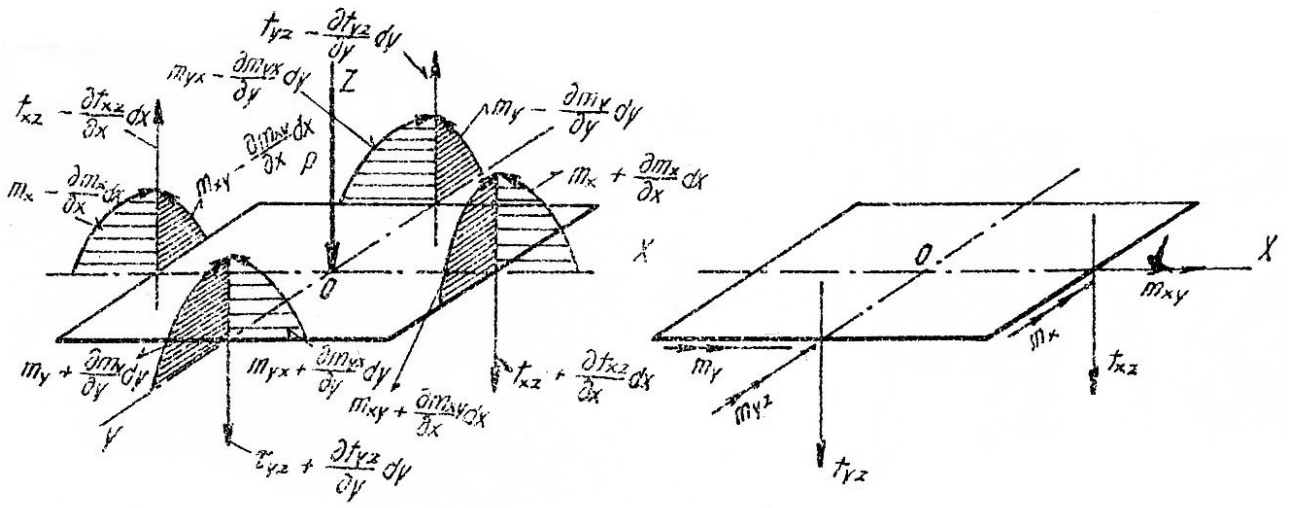
Pro mosty deskové na rozpětí malé a střední se hodí navrhovat konstrukce jako deskový rám viz obr. 8.3.6 u kterého ložiska odpadají a takto navržená konstrukce nemá ani dilatační zařízení, je finančně výhodná a nenáročná na údržbu. Most takto postavený je i po stránce vzhledové působivý



Obr. 8.3.6 Konstrukce deskového rámu

Výztuž desek (železový beton, předpjatý beton)

U deskových konstrukcí na základě výpočtu vnitřních sil získáme momenty (Mx, My, Mxy), které na deskový element působí viz obr. 8.3.7. Na tyto momenty je třeba navrhnout výztuž a tuto výztuž do konstrukce do vhodných míst umístit. Výztuž může být betonářská (měkká), zpravidla pro kratší mosty nebo výztuž předpínací tvrdá a nebo se obě výztuže kombinují u delších deskových mostů a u mostů o více polích. Původní názor na předpětí desek i jiných konstrukcí, že se jedná o zcela odolný materiál proti tahovému namáhání a tudíž není třeba žádná dodatková betonářská výztuž se ukázal jako nepřesný a to zvlášť u deskových konstrukcí. V konstrukci vznikají nevyhnutelně vedlejší namáhání a napětí které je třeba zachytit právě vhodně umístěnou betonářskou výztuží. Předpjaté výztuži je vhodné přisuzovat úlohu přenést účinky vnějšího zatížení, betonářské výztuži zachytit především přídavná tahová napětí. Přídavná tahová napětí nemají vliv na únosnost konstrukce, ale ovlivňují životnost konstrukce.



Obr. 8.3.7 Momenty působící na deskový element

Vnitřní síly na elementu deskové konstrukce při vyztužování desek o jednom poli, které mají poměr rozpětí L k šířce b větší než 2:1 spolupůsobí prakticky po celé šířce a je možno s dostatečnou přesností počítat tyto desky jako nosník o šířce 1m. Určité nepravidelnosti rozdělení účinků u těchto desek vznikají jen při zatížení krajů desek těžkými břemeny. Tu postačí když v krajních pásech desky v šířce b/6 zvětšíme podélnou výztuž o 10-20° a rozdělovací výztuž protáhneme od spodního povrchu po okraji k hornímu povrchu desky až do vzdálenosti b/6. Při poměru stran menším jak 2:1 (jedná se o široké desky), jde o plošné konstrukce a výpočet musí být zpracován dle teorie plošných konstrukcí. Při návrhu monolitických desek uvažujeme šířku desky nejvýše 15m. Širší desky se dělí s ohledem na smršťování podélnými spárami na pruhy o šířce 12m. Podélné spáry nejsou vhodným řešením, protože při pojíždění vozidla značně namáhají okraje desek.

Při vyztužování desek výztuží betonářskou platí následující konstruktivní zásad:

Kotevní délky. Kotevní délka se stanoví ze vztahu $l_k = k_p k_d l_b$

k_p součinitel podmínek soudržnosti (1,0-1,4)

k_d součinitel využití vložky

l_b základní kotevní délka

l_k musí být větší než 100mm a větší než 10D. Při vykrývání momentového obrazce výztuž musí zasahovat za teoretické místo plného využití na vzdálenost lk

Stykování výztuže

Výztužné vložky je možno stykovat přesahem nebo svařováním. V jednom řezu se smí stykovat 1/2 hladkých vložek, u žebírkové výztuže se připouští v jednom místě stykovat veškerou výztuž. Délka přesahu se musí rovnat u tlakových vložek – kotevní délce, u tahových vložek dvě kotevní délky.

Krytí výztuže

Krytí výztuže betonem je dáno větší z hodnot

$t_b = t_{b\min} + \Delta t_b$

t_b=1,5 D D, průměr výztuže

Hodnota t_{bmin} závisí na třídě betonu viz tabulka.

Prostředí	EN 206-1 ***)	XO	XC2,XA	XC1	XF1	XF2	XF4	XS1,2,3	XA1,2,3
	ENV 206 **)	1	2a	2ba 4)	2bb	3a 4)	3b	4	5
$t_{b,min}$ 2)		20	25	30	35	40	40	1)	1)
Min. značka betonu *)		170	170	250 3)		330		-	-
Požadovaná třída betonu pro mostní konstrukce podle EN 206-1		C12/15	C25/30	C20/25	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37

Tab. 8.3.2 Krytí výztuže betonem dle prostředí

Pokyny pro vyztužování

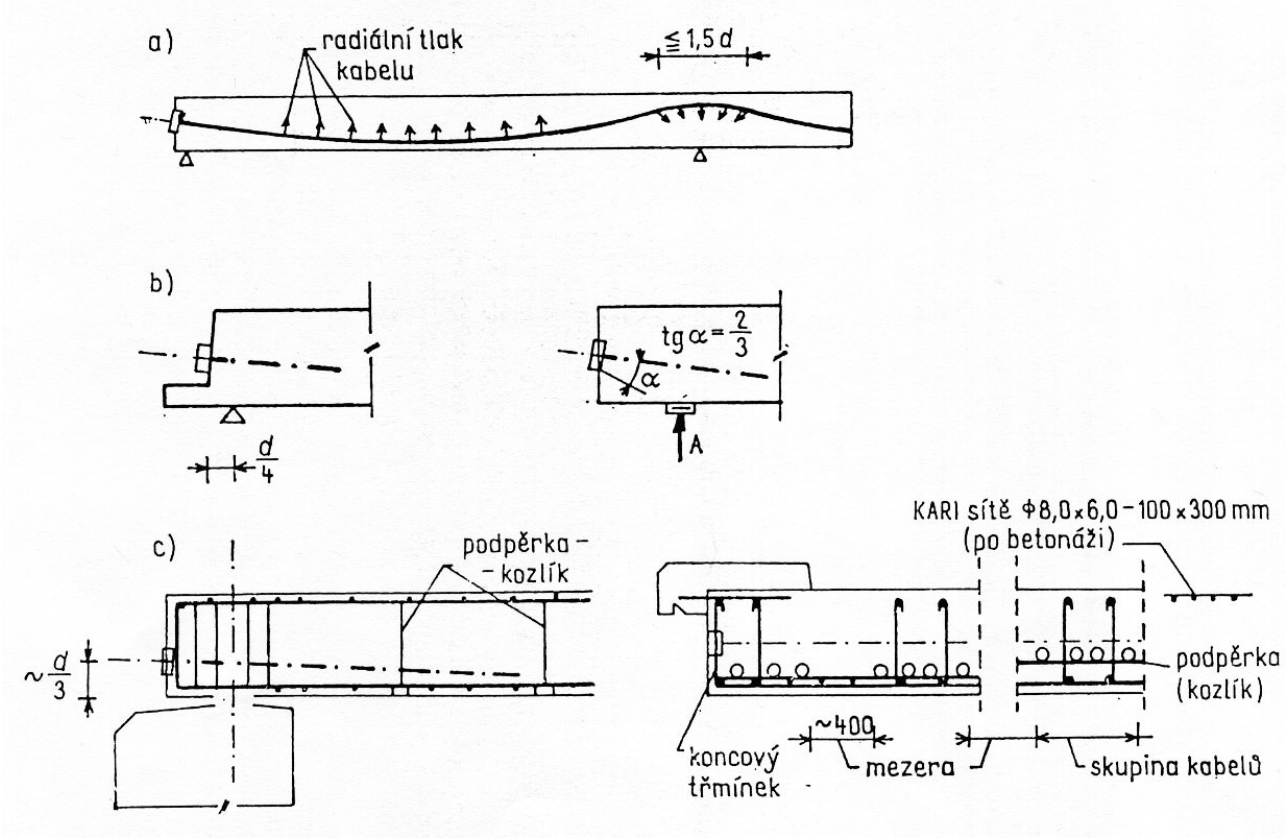
Desky se vyztužují nejméně 5-ti nosnými vložkami (max. vzdálenost 200mm), rozdělovací výztuž má mít největší vzdálenost 250mm nebo dvojnásobek výšky desky. Pokud počítáme se vzdorující šířkou, musí být rozdělovací výztuž jak při taženém, tak při tlačeném povrchu plochou nejméně 20% hlavní nosné výztuže. Desky tlustší než 400mmmusí být opatřeny třmínky nebo sponami alespoň ∅ 8 jejich počet 9ks/m2

Hlavní nosná výztuž se navrhuje tak aby vykryla momentový obrazec podle platných zásad přičemž se často u desek ohyby jako smyková výztuž nahrazují třmínky. Příčná výztuž se ukládá odstupňovaně spodní vrstva ke spodnímu okraji s krytím min20mm, (dle požadavků) má zabránit tvorbě trhlin. Příčná výztuž při horním povrchu slouží pro zachycení lokálních tahových účinků a zajišťuje spolupůsobení desky jako celku.

Pro desky z předpjatého betonu postačí beton C25/30. Při použití kvalitnějšího betonu roste spotřeba výztuže a při předpínání mohou vzniknout v horních vláknech desky tahy. Jako předpjatá výztuž se používají dnes lana z patentovaného drátu Lp15,5, dříve kabely z drátů P7, P4,5. Výztuž se umisťuje v podélném směru jako průběžná .Tato výztuž je doplněna betonářskou výztuží v podélném i příčném směru jako výztuží konstrukční.

Předpínání v příčném směru navrhujeme u deskových mostů výjimečně. Příčné předpětí je vhodné použít u desek širokých a šikmých a to ještě po zvážení průběhu ohybových momentů

U desek z předpjatého betonu tvoří hlavní nosnou výztuž zpravidla předpjaté kabely nebo lana. Lana jsou vedena po určitých drahách zpravidla parabolických s vrcholem uprostřed rozpětí při spodní ploše desky. Zakotvení konců lan je v těžišti koncových řezů desky případně v dolní jádrové úsečce koncového průřezu desky. Statické účinky kabelů závisí na tvaru kabelové dráhy. viz obr. 8.3.8 (výpočty). Radiální tlaky zakřivených kabelů působí směrem proti zatížení a ovlivňují napjatost natolik, že v příčném řezu měkká výztuž je výztuží konstrukční a to ve formě sítí při obou površích. Tato výztuž brání vzniku objemových změn v betonu a třmínky jsou využívány jako deviátory (mřížky) pro určení dráhy kabelů. Případné příčné předpětí bývá zpravidla centrické s kabely nižší účinnosti, (200-250 kN), avšak jen u desek širších jak 10m a jen ve střední třetině pole aby se zabránilo vzniku podélných trhlin. V pásmu šířky 2d nad ložiskem, kde se očekává tahové napětí od tepelných změn a přídavných momentů, je možno příčné předpětí realizovat. V deskách s konzolami značně vyloženými v příčném řezu jsou příčné kabely soustředěny ve střední části a v konzolách jsou vedeny při horním povrchu desky.U spojitých desek se vedou zakřivené kabely nad vnitřní podporou při horním povrchu v délce 1,5 d a tím se radiální síly nasměrují přímo do oblasti podepření a zvyšují smyková napětí. Kabely podélného předpětí vyvozují velké předpínací síly (300-1000 kN), proto je třeba při provádění věnovat zvýšenou pozornost správné poloze kabelů, dle projektu a zároveň dbát o dodržení technologické kázně při procesu předpínání. Na obr. 8.3.8 je zobrazeno vyztužení desky předpjatou výztuží doplněnou výztuží betonářskou. Pro deskové konstrukce půdorysně zakřivené je vhodné svislé třmínky provést jako uzavřené a to z důvodu zachycení účinků zatížení od kroucení, které vzniká vlivem půdorysného zakřivení v nosné konstrukci desky.



Obr. 8.3.8 Uspořádání výztuže předpjaté kolmé desky

a) vedení kabelové dráhy,

b) poloha kotvy v čele,

c) uložení předpjatých kabelů

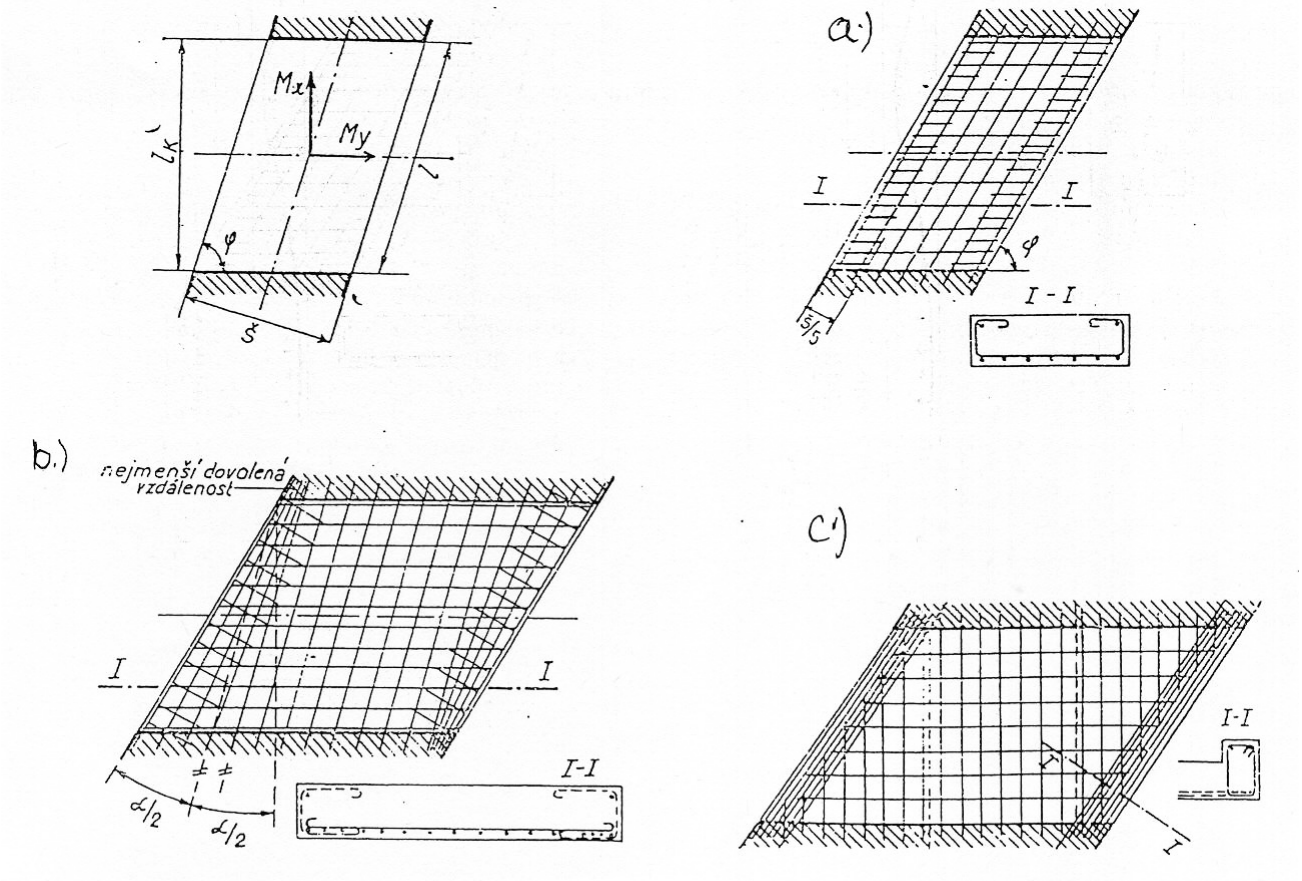
Vyztužování šikmých desek

Návrh vyztužení železobetonových šikmých desek je možno provádět podle konstrukčních zásad níže uvedených.

Desky úzké s poměrem **š:l<0,75 φ>40°** se obvykle počítají na šikmé rozpětí a podélná výztuž se klade rovnoběžně s volnými okraji. Výztuž příčná se umisťuje rovnoběžně s přímkou uložení a je nutné jí zesílit. Okraje v pásu š/6 se vyztuží napříč při horním povrchu rovnoběžně s přímkou uložení a to převedením spodní příčné výztuže do horního povrchu až do vzdálenosti š/6. viz obr. 8.3.9.

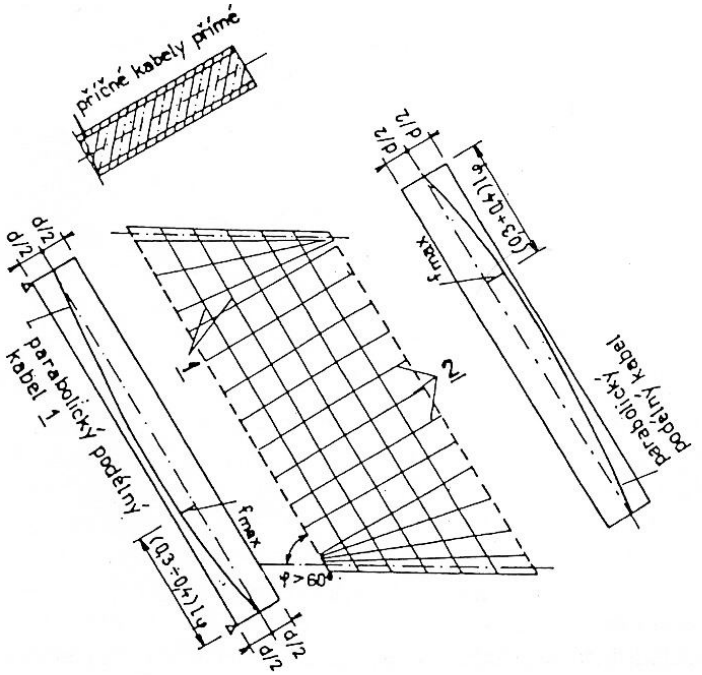
Širší desky uvažujeme je-li poměr **0,75<š/l<1,5 φ<75°**.Tyto desky se snaží při zatížení ve své střední části působit kolmo k opěrám a deska se proto počítá na střední rozpětí mezi šikmým a kolmým. Podélná výztuž se navrhuje rovnoběžně s paprskem půlícím úhel mezi hranou volného okraje a kolmicí k úložné hraně. V krajích desky se výztuž umístí vějířově až k volným hranám. Příčná výztuž je rovnoběžná s přímkou uložení. Okraje při horním povrchu v pásu š/5 vyztužíme příložkami položenými kolmo k volným okrajům a protaženými při horním povrchu viz obr. 8.3.9.

Velmi široké desky š/l >1,5 φ>75° působí ve své střední části jako opřené kolmo k hranám, proto vytváříme na jejich volných krajích vyarmované skryté obrubní nosníky, kterými se vytvoří podepření zbývající trojúhelníkové části. Podélnou výztuž pokládáme kolmo k úložným krajům jak ve střední části, tak v trojúhelníkových částech viz obr. 8.3.9.

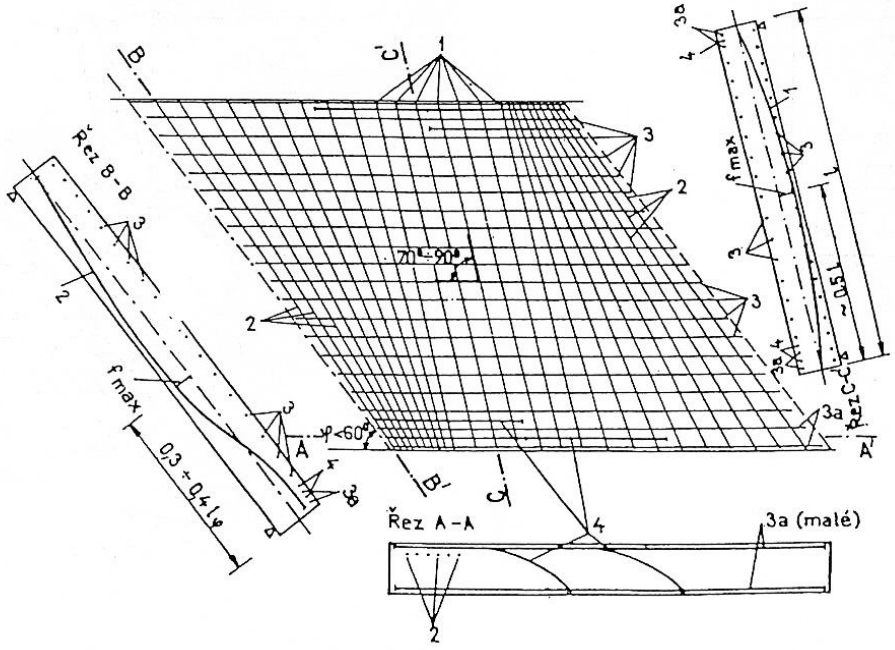


Obr. 8.3.9 Způsoby vyztužování šikmých desek, a) úzká deska, b) širší deska, c) velmi široká deska

U deskových konstrukcí z předpjatého betonu lze k vyztužení použít jednosměrného nebo obousměrného předpětí. Návrh předpětí závisí na vzájemném poměru velikosti hlavních momentů, na tvaru desky a na prováděcích možnostech. Nejvýhodnější postup předpínání šikmých desek se nedá dopředu stanovit. Je vhodné použít zakřivených kabelů, protože jejich radiální síly působí proti vnějšímu zatížení, jak již bylo řečeno dříve. Podélné předpětí u malých šikmostí a úzkých desek je vhodné předpínat kabely vedenými rovnoběžně s volnými okraji. Příčné kabely vedeme z praktických důvodů kolmo na volný okraj. Jenom v oblasti tupých rohů umístíme několik kabelů vějířově viz obr. 8.3.10. U šikmých desek s úhlem šikmosti $\varphi<60°$se podélné kabely kladou rovnoběžně s volným okrajem a příčné rovnoběžně s přímkou uložení. Plné předpětí se zavádí většinou jako centrické. U širokých desek s velkou šikmostí musí vedení kabelů odpovídat účinkům vnějšího zatížení. Příklady vyztužení jsou uvedeny na obr. 8.3.10.



Tvar a rozmístění kabelů –úzká šikmá předpjatá deska.

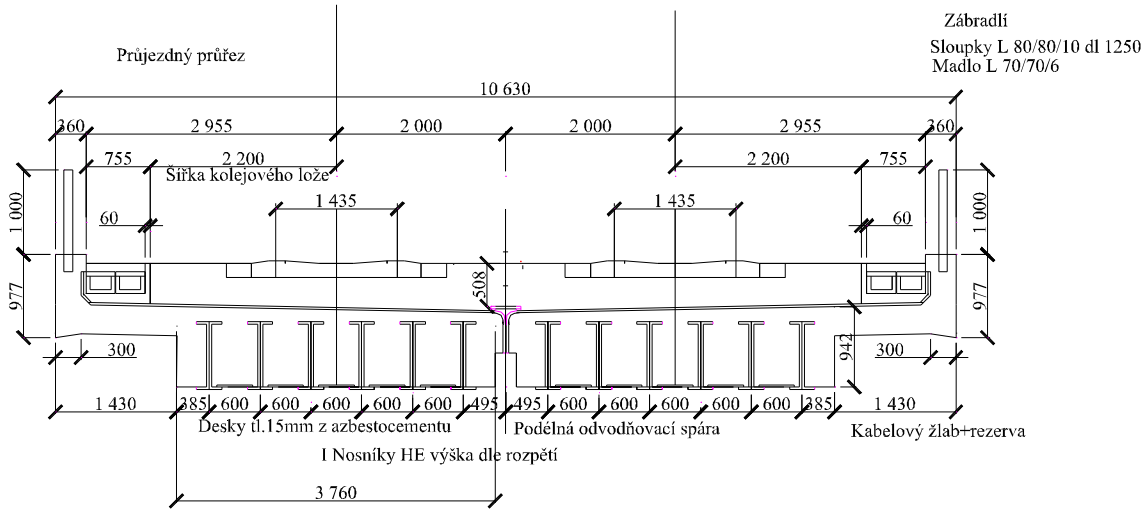


Obr. 8.3.10 Vyztužení deskových konstrukcí předpjatou výztuží

Deskové mosty s tuhou výztuží

Tyto mosty se používají hlavně při výstavbě železničních koridorů. Ukazují se však možnosti využití těchto konstrukcí nejen při uvedených novostavbách, ale i jako řešení, jak nahradit stávající nevyhovující ocelové mosty prvkového charakteru (s hlavními nosníky, příčníky a podélníky), které na některých úsecích Českých drah postupně dosluhují a jsou připraveny pro odstranění a rekonstrukce. Počet mostů deskových s tuhou výztuží (s I nosníky) v databázi Českých drah každým rokem přibývá. Dle provedených průzkumů původní délky přemostění 6 až 8m se rovněž zvyšují, a to na 12 až 16 m. Jsou i výjimky, kdy se délka přemostění blíží ke 20 m.

Příčný řez deskovým mostem tohoto uspořádání je na obr. 8.3.11.



Obr. 8.3.11 Příklad příčného řezu deskového mostu z tuhou výztuží na dvoukolejné železniční trati

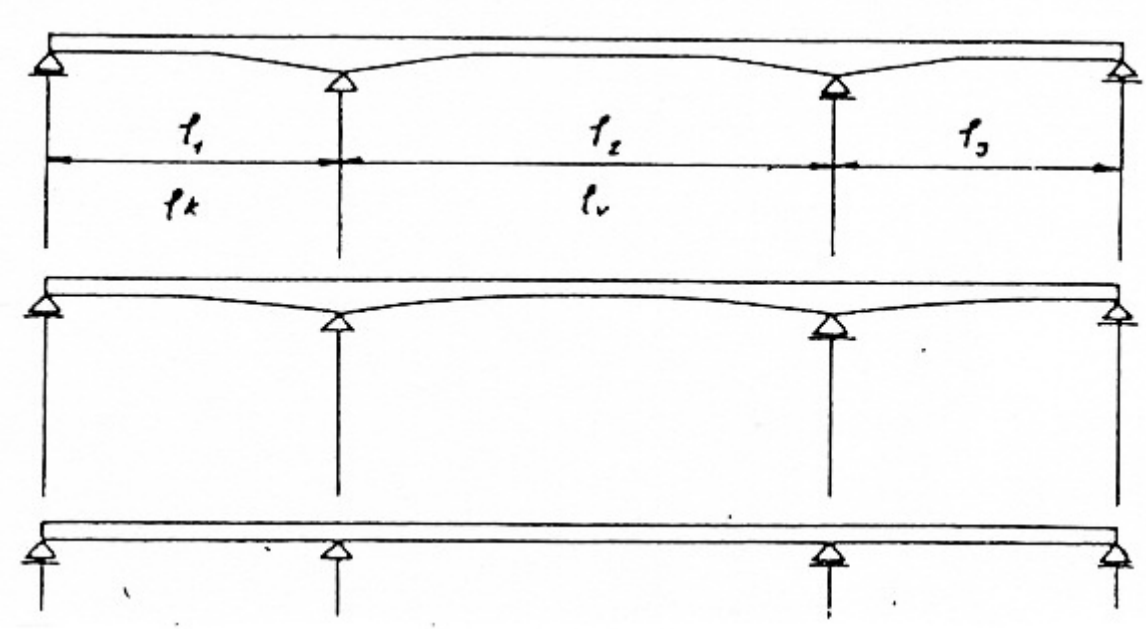
Dnes se tyto mosty používají hlavně tam, kde máme k dispozici malou konstrukční výšku a potřebujeme snadnou a rychlou výrobu a montáž mostní konstrukce s průběžným kolejovým ložem. Vedle novostaveb používají se tedy tyto mosty i při rekonstrukcích jako náhrada za mosty s prvkovými mostovkami. Tuhou výztuž tvoří HE nosníky buď válcované nebo svařované opatřené povrchovou úpravou takto: přímo zabetonované části budou pouze otryskány na stupeň čistoty Sa 2 podle ČSN ISO 8501-1, spodní část stojiny a spodní pásnice jsou metalizovány slitinou Zinacor v tloušťce 120µm nebo případným samotným zinkem a opatřeny dvouvrstvým nátěrem epoxidovou dvousložkovou barvou o tloušťce 2x 80µm. Po betonáži desky se spodní a boční plochy dolních pásnic očistí tlakovou vodou, odmastí se a opatří se krycí vrstvou polyuretanové barvy o tloušťce 80µm. Nosníky se přejímají zásadně ve sklopeném tvaru ne všechny zahraniční materiály jsou tvarově dokonalé a u mostu z více desek by mohly vzniknout problémy hlavně při vzájemném navazování krajních nosníků a vytvoření plynule roviny spojnice dolních pásnic zabetonovaných nosníků. Z hlediska statického působení se jedná o jednopolové mostní desky, kde ocelové nosníky jsou uloženy na kolejnici, která zajišťuje potřebné posuvy, případně přivařením zarážek je vytvořeno takto jednoduše a levně i pevné uložení nebo se tyto desky ukládají na elastomerová ložiska, u kterých však není prověřena doba trvanlivosti. Konstrukci je možno navrhnout i s oboustrannými vrubovými klouby jako rozpěrákovou, pak je třeba vyřešit otázku bludných proudů zvláště na mostech s elektrifikovanou trakcí. Z provedených porovnání výsledků revizních správ dá se vyslovit názor, že tyto mosty z hlediska údržby jsou mosty velmi výhodné nevyžadují skoro žádnou údržbu a jsou bezproblémové i z hlediska provozního. Mosty uvedeného typu jsou výhodné i na tratích vícekolejných, kde je možno stavět jednotlivé deskové části postupně a není třeba zvyšovat vzdálenosti kolejí mezi sebou.

Spojité deskové mostní konstrukce

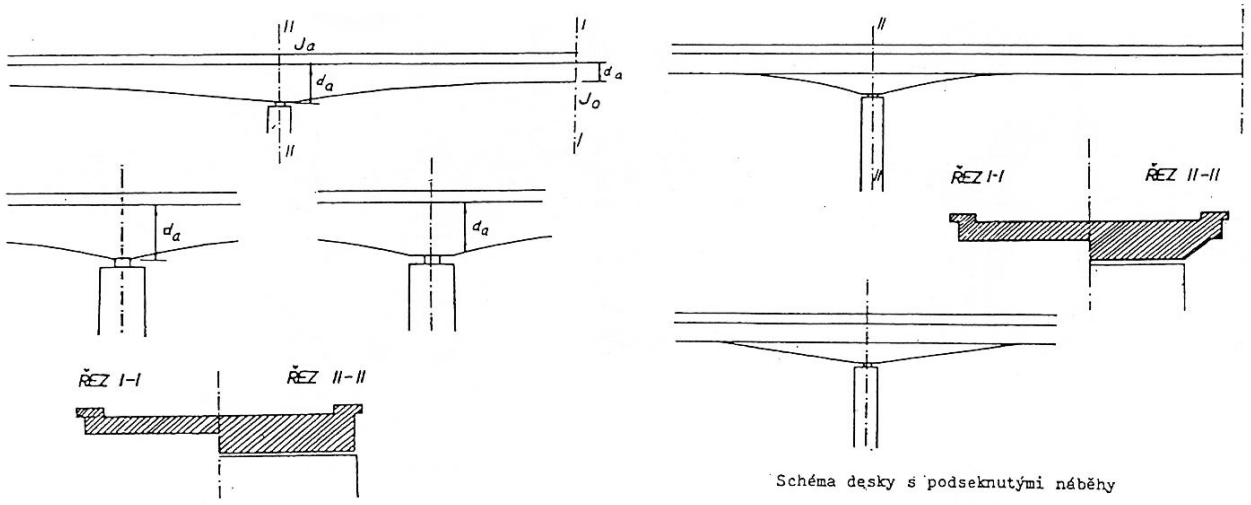
Spojitá deska je z hlediska výroby nejjednodušší staticky neurčitou konstrukcí. Navrhuje se nad širokými plochými údolími nad vodoteči ve městech (rampy,estakády). Z hlediska půdorysného řešení jde o spojité konstrukce kolmé, šikmé, půdorysně zakřivené. Tyto konstrukce je vhodné navrhovat tam ,kde není nebezpečí sedání spodní stavby. Při sednutí podpěr zvláště nerovnoměrném vznikají v desce momenty, které řádově mohou dosáhnout velikosti momentů od zatížení a to jak kladných tak záporných. Průřez desky se volí buď plný nebo vylehčený. V podélném směru má deska konstantní průřez a nebo přímkové nebo

parabolické náběhy. Na obr. 8.3.12 jsou uvedeny možnosti uspořádání deskového spojitého mostu o třech polích. Rozpětí polí l_k:l_v=0,5-1,0 Při větším počtu polí je estetické plynulé zvětšování rozpětí. Na volbě poměru l_k,l_v závisí vyváženost maximálních ohybových momentů v desce. Náběhy desky zmenšují momenty v poli a zvětšují momenty nad podporou. Vhodnou volbou rozpětí je hmota spojité desky stejnoměrně využita a lze konstrukci nadimenzovat hospodárně. Předpjaté spojité desky jsou oproti stejným nepředpjatým deskám poměrně lehčí a proto možno u nich volit větší rozpětí.

Na obr. 8.3.13 je uvedeno uspořádání náběhů. Tloušťka náběhu je volena 1,5-2,0 tloušťky konstrukce ve středu rozpětí, časté je i podseknutí náběhu nad střední podpěrou čímž dojde k zúžení při spodním povrchu desky, podpěra je užší a vzhledově působivější. Spojité vylehčené desky se navrhovaly v minulosti toho času z důvodu dříve uvedených se nerealizují.



Obr. 8.3.12 Podélný řez spojitou deskovou mostní konstrukcí



Obr. 8.3.13 Spojitá deska s náběhy (možnosti provedení náběhu)

Na závěr je třeba upozornit na tu skutečnost, že přesné řešení vnitřních sil u deskových konstrukcí je složité, vede na řešení diferenciální rovnice čtvrtého řádu, vyžaduje použití vhodného výpočetního modelu,

který dnes může díky výpočetní technice zahrnovat celou řadu podmínek a předpokladů ke kterým se v průběhu času a sledování těchto konstrukcí došlo.

Kvalita betonu, výztuž, (různá v podélném směru a příčném směru), proměnlivost zatížení a celá řada dalších vlivů podmiňují složitost výpočtu. Docela dobrý a prověřený program pro výpočet deskových konstrukcí je Ida Nexis.

?

1. Výhody a nevýhody mostů deskových a trámových prováděných na skruži.
2. Konstruktivní zásady deskových a trámových mostů prováděných na skruži (monolity).

8.4 Monolitické trámové konstrukce vyztužené výztuží předpínací a betonářskou.

Všeobecné informace

Trámové mosty jsou charakterizovány jednak svým statickým působením, jednak tvarem příčného řezu. Ze statického hlediska se realizují trámové konstrukce mostů jako nosníky prosté, spojité, konstrukce rámové. Tyto konstrukce mohou být i jako nosníky s převislými konci nebo jako nosníky s vloženými poli (Gerberovy). Jde tedy o konstrukce staticky určité i staticky neurčité pro které je charakteristické namáhání ohybovými momenty v kombinaci s posouvajícími silami, případně krotícími momenty u mostů půdorysně zakřivených nebo nesymetricky zatížených v levé či pravé polovině mostu.

Nosnou konstrukci u těchto mostů tvoří dva nebo více trámů spojených většinou nahoře deskou mostovky, která s trámy spolupůsobí , takže společně vytvářejí průřezy tvaru **T**. Spolupůsobení trámu při přenášení pohyblivého zatížení zajišťují příčná ztužidla a v menší míře i deska mostovky. Při namáhání kladným momentem se příznivě uplatňuje spolupůsobící deska mostovky v tlačené oblasti, neutrálná osa se vlivem zvýšené intenzity zatížení posunuje vzhůru, protažení a napětí v dolních vláknech trámu jsou podstatně větší než ve vláknech horních. U železobetonových konstrukcí se zvyšuje rameno vnitřních sil, takže se zvyšuje i účinnost výztuže. U předpjatých konstrukcí v důsledku zmenšené plochy se zvyšuje zase účinnost předpětí.

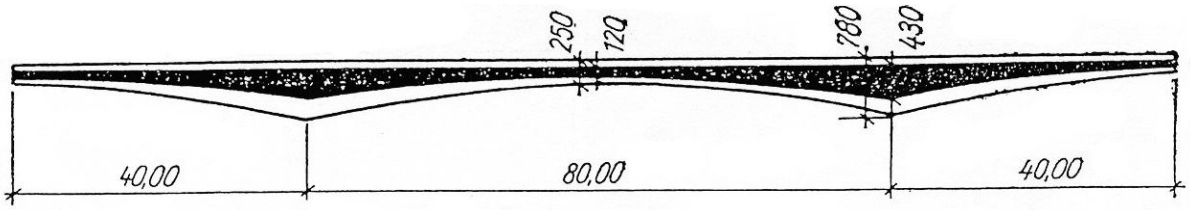
Při účinku vlastní tíhy a předpětí vzniká v dolních vláknech průřezu zejména při plném předpětí velký tlak a někdy je dokonce nutno zmenšit excentricitu předpínací síly, aby nevznikly v horních vláknech tahy. Toto rozdělení napětí by mělo za následek ohyb prvku směrem vzhůru, který by se ještě zvětšoval průběhem dotvarování.

Při namáhaní záporným ohybovým momentem se neutrálná osa pohybuje dolů, tlaková napětí v dolních částech průřezu rychle rostou a většinou rozhodují o únosnosti průřezu. Únosnost průřezu se snižuje tím, že se uplatňuje kombinace ohybových momentů s posouvajícími silami jejíž důsledkem je to, že průřezy nezůstávají rovinné. Oba tyto nepříznivé vlivy se zmírňují zvýšením nebo rozšířením průřezu trámu buď v celé výšce nebo častěji jen v dolní části trámu. Nejúčinněji se zlepší přenášení záporných momentů v kombinaci s posouvajícími silami spojí-li se dolní konce trámu deskou a to buď v celé délce nosníku nebo

někdy pouze v místech záporných ohybových momentů. Tím vznikne dutý komorový průřez, který se příznivě uplatňuje jak v podporové tak mezipodporové oblasti a je zároveň velmi odolný proti účinkům kroucení. Toto se zpravidla zohledňuje u mostů velkých rozpětí, půdorysně zakřivených nebo uložených na mezilehlých opěrách pouze na jediném ložisku. Komorový průřez je hospodárný z hlediska spotřeby výztuže u železobetonových trámových konstrukcí. U předpjatých konstrukcí se příznivě uplatní velká délka jádrové úsečky a tím je možno provést hospodárný návrh předpětí při velkých rozdílech ohybových momentů maxM, minM v průřezu. Další předností je to, že u těchto průřezu, (komorových), přírůstky deformací vlivem dotvarování betonu jsou nižší při působení předpětí a vlastní tíhy než u trámových konstrukcí bez spodní desky, protože napětí které vznikne je rozděleno po průřezu rovnoměrněji. Tlaková napětí v dolních vláknech jsou nižší v důsledku excentricity těžiště průřezu k výšce průřezu.

Z výrobního hlediska jsou trámové mosty pracnější než deskové a roznášení zatížení v příčném směru je méně příznivé zejména pokud jsou vynechány u konstrukcí bez spodní desky příčná ztužidla. Trámy mohou být plné, duté, prolamované, příhradové. Mostovka může být horní, dolní i mezilehlá.

Na obr. 8.4.1 je ukázka porovnání trámového mostu z železového betonu a z předpjatého betonu co do výšky průřezu.

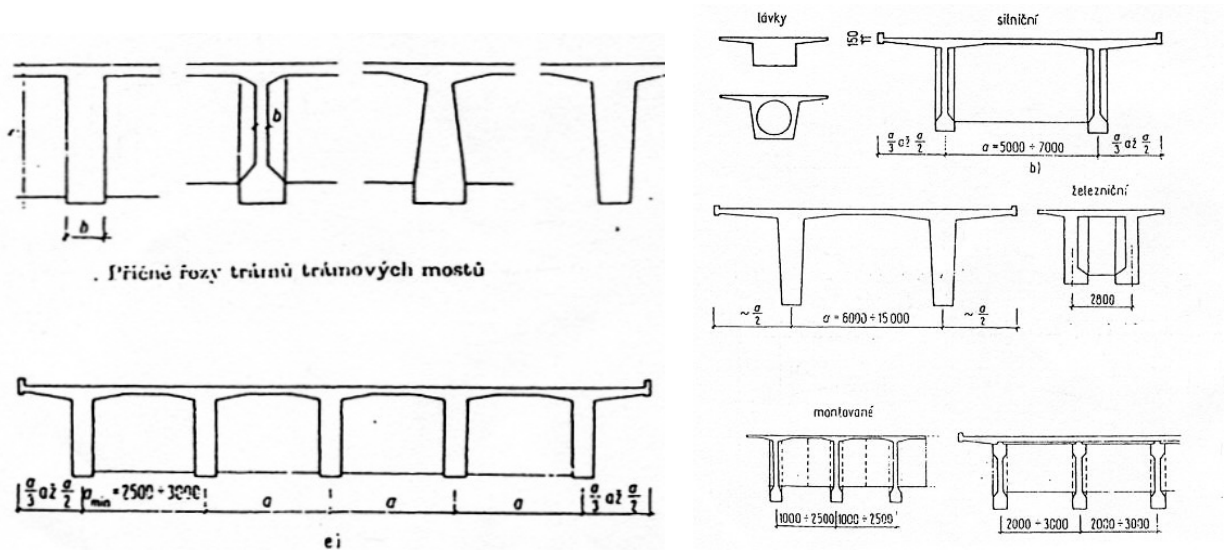


Obr. 8.4.1 Plné vyobrazení předpjatý beton Světlé vyobrazení železový beton

Z obrázku a porovnání spotřeby materiálu je patrno , že železobetonové trámové mosty se již dnes nenavrhují, nebo se navrhují pouze na malá rozpětí, protože jejich hmotnost a spotřeba materiálu je ve srovnání s předpjatými trámy až trojnásobná a kromě toho je třeba počítat i s výskytem nepříznivých trhlin v tažených oblastech zejména nad podporami. Hospodárnost návrhu těchto mostů je možno ovlivnit stupněm předpětí, (částečné předpětí, omezené předpětí), hlavně u silničních mostů, kde se nejnepříznivější kombinace pohyblivého zatížení vyskytují s poměrně malou pravděpodobností a kde je poměr pohyblivého zatížení a stálého zatížení malý.

Konstrukční uspořádání trámových mostů

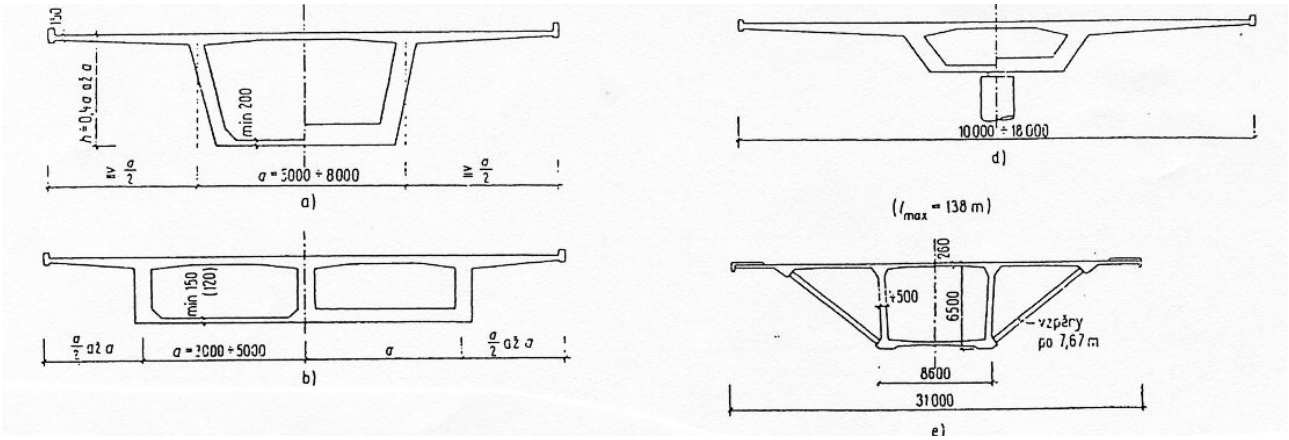
Příčný řez trámových mostů prodělal určitý vývoj. Starší etapa je charakterizována uspořádáním dle obr. 8.4.2.



. Příčné řezy trámů trámových mostů

Obr. 8.4.2 Příčné řezy trámovými (žebrovými) mosty

Průřezy novodobých konstrukcí jsou většinou komorové a jsou zobrazeny na obr. 8.4.3. Zde se však jedná většinou o mosty větších rozpětí.



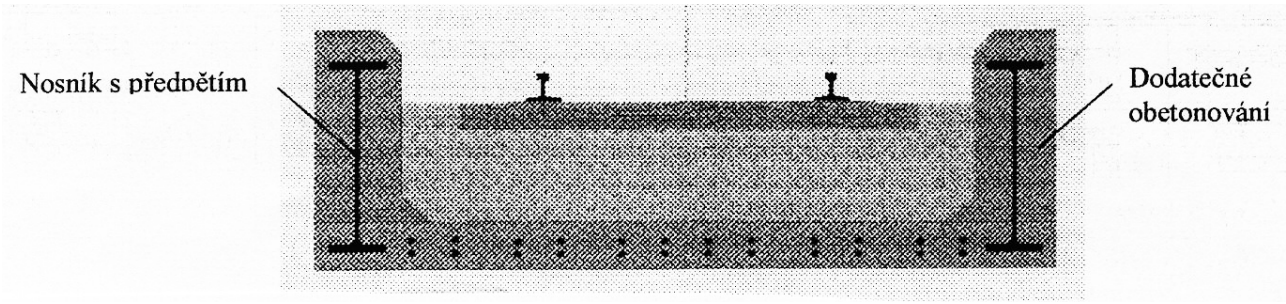
Obr. 8.4.3 Příčný řez komorovými trámovými mosty

Tak jako u deskových nosných konstrukcí tak i u trámových konstrukcí je třeba stanovit výšku trámu v závislosti na rozpětí konstrukce mostu, ale zároveň i na statickém uspořádání, které může být u trámových mostů velmi rozmanité.V tabulce 8.4.1 jsou zobrazeny statické systémy nosné konstrukce, průřezy trámu, délka rozpětí mostu, druh přemostění a k tomu je možno stanovit hospodárnou výšku trámu jako výchozí hodnotu pro návrh nosné konstrukce přemostění.

SCHÉMA	PRŮŘEZ	SILNIČNÍ MOSTY							ŽELEZNIČ. M.	
		ŽB (B 250, 330)				PB (B 400, 500)			ŽB	PB
		l	d_0/l	d_s/l	$min d_s/l$	l	d_0/l	d_s/l		
		12 ÷ 35	1/14 ÷ 1/25	1/12 ÷ 1/14	1/25				nedoporuč. se	
		25 ÷ 70	1/30 ÷ 1/45 ++)	1/12 ÷ 1/20		25 ÷ 80	1/38 ÷ 1/55	1/18 ÷ 1/25		2)
		20 ÷ 40	1/17 ÷ 1/25		1/35	20 ÷ 90	1/20 ÷ 1/30			
		20 ÷ 40	1/14 ÷ 1/25		1/25	20 ÷ 60	1/20 ÷ 1/30			
		20 ÷ 40	1/13 ÷ 1/20		1/25	20 ÷ 60	1/18 ÷ 1/22		1/12 ÷ 1/15	1/15 ÷ 1/18
S NÁBĚHY		8 ÷ 30	1/35 ÷ 1/40	1/12 ÷ 1/20		15 ÷ 35	1/35 ÷ 1/50	1/20 ÷ 1/27		1/20 ÷ 1/35
		20 ÷ 70	1/25 ÷ 1/40	1/11 ÷ 1/15		20 ÷ 120	1/35 ÷ 1/50	1/18 ÷ 1/27		
		20 ÷ 50 +++)	1/25 ÷ 1/35	1/11 ÷ 1/14		20 ÷ 70	1/30 ÷ 1/40	1/15 ÷ 1/25		
		20 ÷ 50 a)	1/20 – 1/25	1/11 ÷ 1/14		20 ÷ 70	1/25 ÷ 1/35	1/15 ÷ 1/20		2)
a) b)		a) Pro l ≤ 16 h jako u spojitého nosníku o 3 polích								
		b) Pro l > 16 h výšky jako u vetknutých nosníků								

Tab. 8.4.1 Výška nosné konstrukce trámu v závislosti na statickém schématu

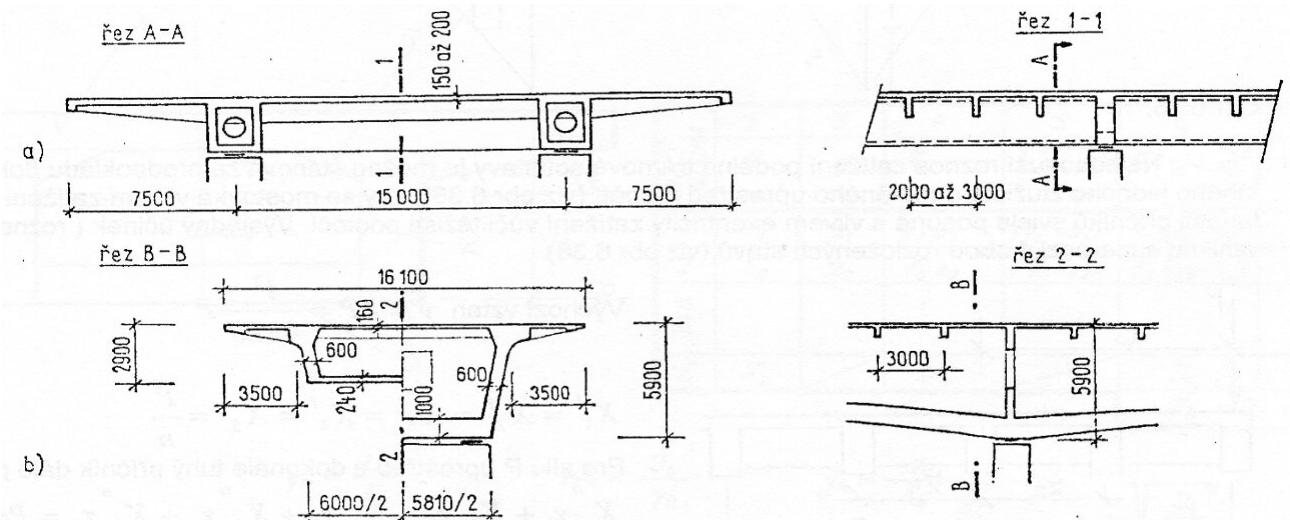
U železničních mostů se používají parapetní trámové konstrukce a to hlavě v cizině ale i u nás tam, kde nemáme dostatečný prostor pod mostem pro nosnou konstrukci mostu.Tyto konstrukce jsou výhodné na rozpětí mostů malé a střední. Na obr. 8.4.4 je zobrazen příčný řez takovým mostem.



Obr. 8.4.4 Příčný řez parapetní trámovou konstrukcí

Deska trámových mostů

Ve většině případů je deska mostovky trámového mostu monoliticky spojena s podélnými trámy. Tvoří tedy širokou desku částečně vetknutou po dvou rovnoběžných okrajích. Monolitické spojení desky se ztužidly viz obr. 8.4.5 způsobuje, že v jejich okolí v desce vznikají záporné momenty v podélném směru mostu. Staticky jasnější i konstrukčně jednodušší je úprava, kdy deska je od ztužidla oddělena mezerou. Pouze krajní příčník (ztužidlo) nad opěrami mostu je třeba s deskou spojit monoliticky pro ztužení jejího volného okraje při najíždění vozidla na mostní konstrukci. Tloušťka desky nesmí být menší než 120mm lépe 150mm. Jestliže jsou vzdálenosti žeber 3-3,5 m je možno v délce ¼ rozpětí desky použít náběhy s výškou rovnou 1,2-1,5 násobku výšky desky uprostřed. Zesílení tloušťky desky při napojení na hlavní trámy zvětšuje plochu tlačeného betonu při přenášení kladných ohybových momentů u průřezu **T** a v místech záporných ohybových momentů vzniká větší prostor pro vedení výztuže a předpínacích kabelů. U moderních trámových mostů (dva trámy na rozpětí 16m), je třeba zajistit spolupůsobení desky s trámy v podélném směru a zvážit možnost příčného předpětí a to vzhledem k vysokému %vyztužení desky u železového betonu i vzhledem k omezení vzniku a rozevření trhlin. Jsou-li hlavní nosníky trámového mostu duté je možno při velké vzdálenosti těchto nosníků navrhnout mostovku deskovou s žebry viz obr. 8.4.5.



Obr. 8.4.5 Deska trámu zesílená žebry

Nevýhodou trámových konstrukcí je složité bednění. Tvar trámového mostu s konzolově vyloženou deskou na délku rovnou 1/3-1/2 vzdálenosti trámu sice příznivě vyrovnává ohybové momenty od vlastní tíhy zleva i zprava avšak zvyšuje pracnost při zhotovování bednění takto navržené konstrukce.

U půdorysně zakřivených mostů se vyložení konzoly někdy využívá k účelu provedení určitého zakřivení a to tak, že hlavní část nosné konstrukce se zhotoví kolmo a zakřivení se provede v proměnném konzolovém vyložení desky. Konzoly trámů u komorových průřezu je možno provádět současně s betonáží trámů nebo se betonují dodatečně na pomocném montážním zařízení, které pojíždí po horním povrchu hotové komorové části nosníku.

Vyztužení trámových mostů výztuži betonářskou a předpínací

Pro malé a střední nosné konstrukce trámových mostů platí při vyztužování betonářskou výztuží stejně jako u deskových konstrukcí určité konstruktivní zásady při umisťování výztuže.

Kotevní délku je třeba i zde dodržovat takže platí pro její výpočet stejný vzorec jako u desek

Stykování výztuže rovněž je třeba respektovat údaje dříve uvedené.

Mezery mezi vložkami betonářské výztuže svislé i vodorovné musí být rovny alespoň jmenovitému průměru vložky nejméně 30mm a musí být alespoň o 5mm větší než největší předpokládaný průměr zrn kameniva. Výztuž se smí ukládat nejvíce do tří vrstev. Křižující se vložky mohou ležet přímo na sobě a smí se dotýkat.

Je možné vytvářet skupinové vložky.

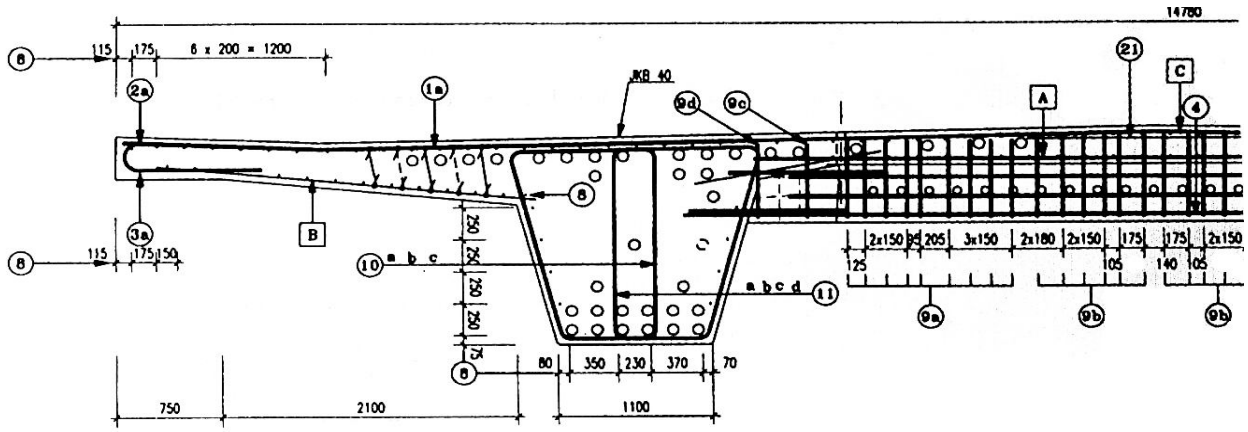
Krytí výztuže: Pro výpočet krytí je možno použít stejný vzorec jako u desek s tím, že přidáme 5mm.

Pokyny pro vyztužování

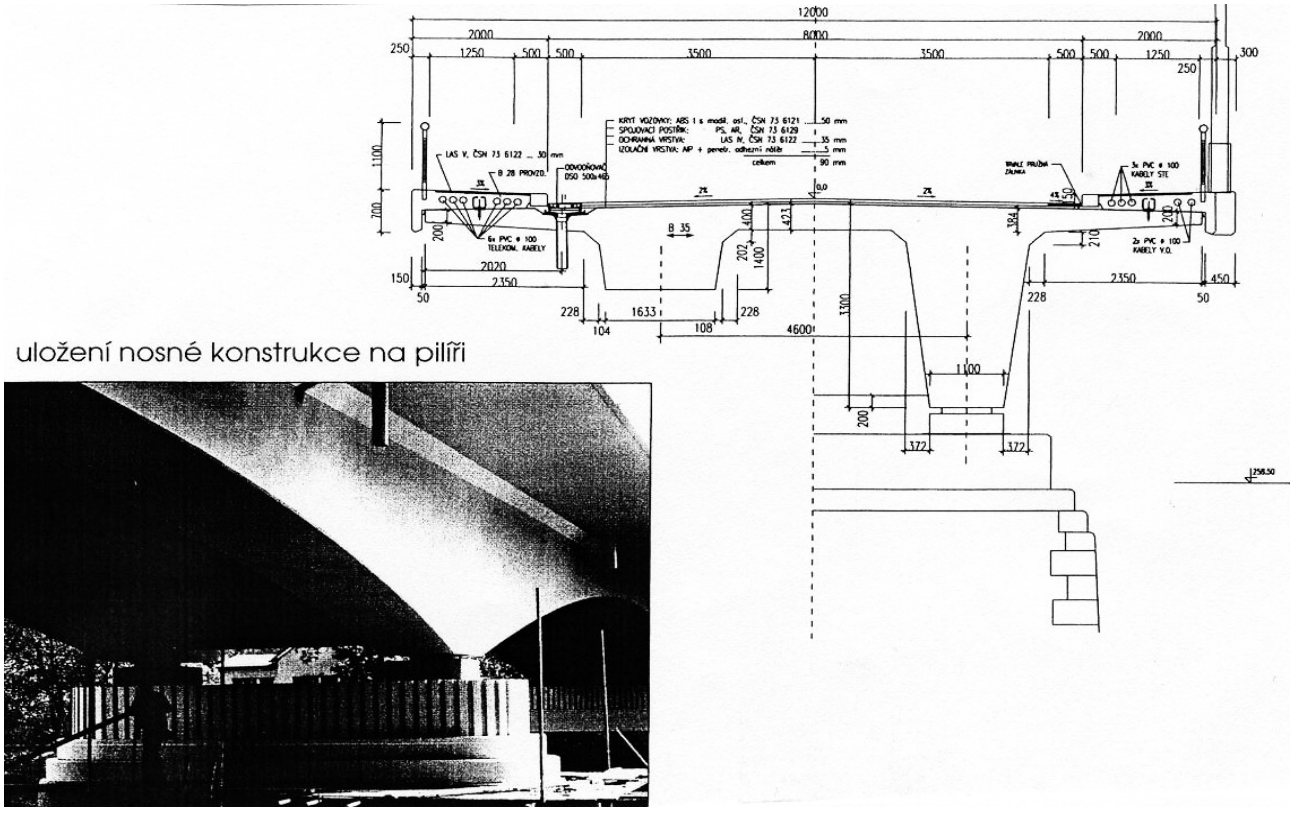
Trámy musí být vyztuženy nejméně třemi tahovými vložkami a dvěma tlakovými vložkami. Musí být opatřeny uzavřenými třmínky vzdálenými od sebe nejvýše 0.3-výšky trámu, ne však více než 200mm. Stojiny vysokých trámů je nutno vyztužit konstrukční podélnou výztuží po obvodě příčného řezu jejichž vzdálenost má být maximálně 250mm. U trámu širších než 400mm musí být použity vícestřižné třmínky.

Minimální % vyztužení musí být dodrženo dle kapitol tabulka.

Nosné konstrukce větších trámových mostů mají hlavní nosnou výztuž tvořenou dodatečně předpjatými lany nebo kabely vytvořenými z těchto lan .Umístění těchto lan, (kabelů) po délce nosníku je třeba věnovat mimořádnou pozornost. Předpětí u velkých mostů dosahuje značné velikosti a neodborné vedení kabelů může způsobit řadu problému. Vyztužení předpjatou výztuží u trámu nelze standardně doporučit, neboť hodně záleží na zvolené technologii provádění výstavby takovéto trámové mostní konstrukce. Pro mosty malé a střední se navrhne betonářská nebo předpínací výztuž dle zásad uvedených v kapitole Problematice vyztužování trámových konstrukcí u velkých mostů bude věnována další publikace. Na závěr této kapitoly několik obrázků doplňujících uvedený výklad.



Obr. 8.4.6 Příklad vyztužení trámové nosné konstrukce výztuží přepínací a betonářskou (polovina nosné konstrukce mostu)



Obr. 8.4.7 Trámový most s náběhy (návrh příčného řezu a realizace)