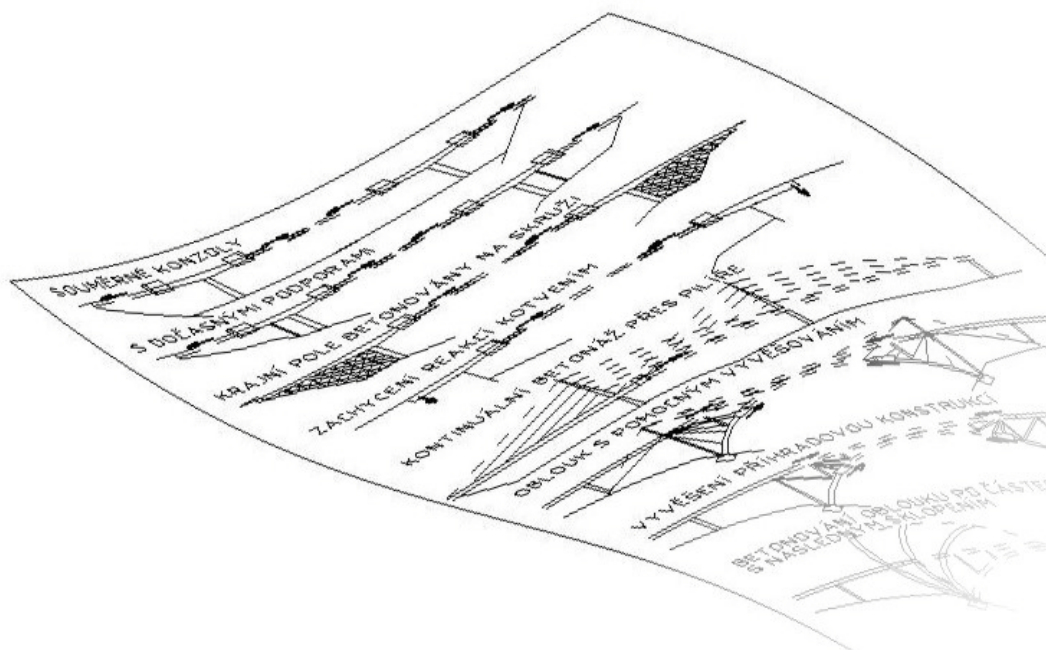


BETONOVÉ MOSTY II

DFJP – Katedra dopravního stavitelství



doc. Ing. Jiří Pokorný, CSc.
Ing. Vladimír Suchánek

Univerzita Pardubice
Dopravní fakulta Jana Pernera

BETONOVÉ MOSTY II

doc. Ing. Jiří Pokorný, CSc.
Ing. Vladimír Suchánek

Předmluva

Toto skriptum je určeno pro studenty konstrukčně-dopravního oboru na Dopravní fakultě Jana Pernera. Slouží jako základní pomůcka pro výuku Betonových mostů II a obsahově pokrývá náplň přednášek tohoto předmětu. Učební text se dotýká platných norem a předpisů pro navrhování betonových mostů.

Obsah pomocného textu má sloužit jako vhodný nástroj pro pochopení základních zákonitostí mostů deskových, trémových, rámových, obloukových a nosíkových roštů. Čtenář by měl získat komplexní přehled principů možných realizací betonových mostů s konstrukcí staticky určitou a staticky neurčitou. Seznámit se s předpínacími systémy a v neposlední řadě s návrhovou problematikou staticky neurčitých mostních konstrukcí. V závěrečné kapitole je uveden krátký anglicko-český slovník.

Pro hlubší studium existuje dostatek norem, odborné literatury a časopisů, firemních materiálů, ve kterých je možné nalézt příslušné rozšiřující informace k jednotlivým pasážím uvedeným v tomto textu.

Příjemnou četbu přeji

Autoři

Značky a symboly použité ve skriptech

Značky umístěné na okraji stránky upozorňují čtenáře na důležité definice, příklady, otázky a klíčová slova. Slouží k rychlé a snadné orientaci v textu.

Průvodce studiem

Vystihuje obsah dané kapitoly.



Pojmy k zapamatování

Symbol upozorňuje na poučku k dané problematice.



Příklad – bližší objasnění problematiky

Objasňuje dané informace.



Klíč k samostatnému příkladu

Poukazuje na uvedený postup řešení



Shrnutí předcházející látky či kapitoly

Klíčová slova připomínají čtenáři důležité odborné termíny použité v textu.



Kontrolní otázky a úlohy

Otázky se vztahují k probírané látce.

Mohou se objevit v závěrečném zkouškovém testu.



Testy a otázky

Jejich řešení je obsaženo v této opoře.



Řešení testů a otázek

Pro kontrolu jsou uvedeny správné výsledky testu.



Literatura použitá ve studijním materiálu

Citování použitých informačních zdrojů.

Odkazy na další studijní prameny

Odkazuje na případné další zdroje.

Obsah

PŘEDMLUVA	4
ZNAČKY A SYMBOLY POUŽITÉ VE SKRIPTECH	5
<i>Průvodce studiem</i>	<i>5</i>
<i>Pojmy k zapamatování</i>	<i>5</i>
<i>Příklad – bližší objasnění problematiky</i>	<i>5</i>
<i>Klíč k samostatnému příkladu.....</i>	<i>5</i>
<i>Shrnutí předcházející látky či kapitoly.....</i>	<i>5</i>
<i>Kontrolní otázky a úlohy.....</i>	<i>5</i>
<i>Testy a otázky.....</i>	<i>5</i>
<i>Řešení testů a otázek.....</i>	<i>5</i>
<i>Literatura použita ve studijním materiálu</i>	<i>6</i>
<i>Odkazy na další studijní prameny.....</i>	<i>6</i>
OBSAH	7
1. ROZDĚLENÍ MOSTŮ	12
2. DESKOVÉ MOSTY	16
A. PŘÍČNÝ ŘEZ DESKOVÝCH MOSTŮ	18
B. VÝHODY, NEVÝHODY DESKOVÝCH MOSTŮ	18
3. TRÁMOVÉ MOSTY	19
<i>Mosty se zábradelními nosníky.....</i>	<i>20</i>
<i>Trámové komorové mosty.....</i>	<i>22</i>
A. VÝHODY, NEVÝHODY TRÁMOVÝCH MOSTŮ	23
4. RÁMOVÉ MOSTY	25
<i>Rámové konstrukce jako mnohonásobně staticky neurčité konstrukce</i>	<i>26</i>
A. ROZDĚLENÍ RÁMŮ	27
B. JEDNODUCHÉ RÁMOVÉ MOSTY	28
<i>Trojkloubový rám.....</i>	<i>28</i>
<i>Dvoukloubový rám.....</i>	<i>28</i>
<i>Vetknutá rámová konstrukce</i>	<i>30</i>
<i>Uzavřená rámová konstrukce.....</i>	<i>30</i>
C. SDRUŽENÉ RÁMY	31
<i>Sdružené rámy = rámy o několika polích</i>	<i>31</i>
D. VÝHODY, NEVÝHODY RÁMOVÝCH MOSTŮ.....	32
5. NOSNÍKOVÝ ROŠT	38
<i>Řešení roštu s dokonale tuhým příčником</i>	<i>38</i>
6. OBLOUKOVÉ MOSTY	41
<i>Provádění oblouků na skruži.....</i>	<i>41</i>
A. STATICKÉ SOUSTAVY	42
B. CHARAKTERISTICKÉ ZNAKY OBLOUKŮ.....	43
I. TVAR OBLOUKU	43
II. POMĚRNÉ VZEPĚTÍ	44
III. SMĚLOST OBLOUKU	44

IV.	ŠTÍHLOST OBLOUKU	45
C.	PŘÍČNÝ ŘEZ OBLOUKOVÝCH MOSTŮ	45
D.	VÝZTUŽ OBLOUKŮ	46
E.	OPĚRY OBLOUKŮ	47
	<i>Vnitřní pilíř sdružených obloukových mostů.....</i>	<i>48</i>
F.	MOSTOVKA OBLOUKOVÉHO MOSTU	49
G.	STATICÝ VÝPOČET OBLOUKOVÉHO MOSTU	52
	<i>Výpočet vetknutého dvouloubového nebo trojloubového oblouku</i>	<i>52</i>
	<i>Trojloubový oblouk.....</i>	<i>54</i>
	<i>Dvouloubový oblouk.....</i>	<i>56</i>
	<i>Dimenzační síly na oblouku.....</i>	<i>57</i>
7.	PŘEDPÍNACÍ SYSTÉMY	61
A.	PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	61
	<i>Rozdělení předpínací výztuže dle její soudržnosti s betonem.....</i>	<i>61</i>
I.	PROJEKTOVÁNÍ – POTŘEBNÉ ÚDAJE	62
B.	PŘEDEM PŘEDPJATÉ PREFABRIKOVANÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE	62
I.	VÝHODY, NEVÝHODY PŘEDEM PŘEDPJATÝCH KONSTRUKCÍ	63
C.	DODATEČNĚ PŘEDPJATÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE	63
I.	VÝHODY, NEVÝHODY DODATEČNĚ PŘEDPJATÝCH KONSTRUKCÍ	64
D.	PŘEDPÍNACÍ SYSTÉMY S VNĚJŠÍ VOLNOU VÝZTUŽÍ – VOLNÉ KABELY – VNĚJŠÍ PŘEDPĚTÍ	65
	<i>Uspořádání vnějších kabelů v mostní konstrukci</i>	<i>65</i>
8.	KONSTRUKČNÍ ZÁSADY	67
9.	ZÁKLADNÍ PRVKY PŘEDPÍNACÍCH SYSTÉMŮ.....	71
	<i>Předpínací systémy</i>	<i>71</i>
A.	KOTVY PRO KOTVENÍ PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE	71
	<i>Rozdělení kotevních systémů podle principu.....</i>	<i>71</i>
I.	KOTEVNÍ SYSTÉMY KLÍNOVÉ	71
II.	KOTEVNÍ SYSTÉMY ŠROUBOVÉ	73
III.	KOTEVNÍ SYSTÉMY ZALOŽENÉ NA JINÉM PRINCIPU	73
IV.	PASIVNÍ KOTVY	74
B.	SPOJKY.....	74
C.	MRTVÁ KOTVA	75
D.	INJEKTOVÁNÍ	76
E.	SKLÍPEK.....	76
10.	LANOVÝ PŘEDPÍNACÍ SYSTÉM DYWIDAG	78
	<i>Průběh síly v kabelu</i>	<i>79</i>
	<i>Kotva</i>	<i>80</i>
A.	VÍCELANOVÝ SYSTÉM DIWIDAG S PLOCHÝMI KABELOVÝMI KANÁLKY	81
11.	KOTEVNÍ OBLAST	82
	<i>Požadavky pro určení plochy A_1.....</i>	<i>82</i>

	<i>Roznášecí plocha</i>	<i>83</i>
	<i>Roznášecí plochy 4 kotev</i>	<i>84</i>
A.	KOTEVNÍ OBLAST – VYZTUŽENÍ	84
	<i>Příčná napětí.....</i>	<i>85</i>
	<i>Velikost štěpné tahové síly – síla působící na čelo dostředně.....</i>	<i>86</i>
	<i>Velikost štěpné tahové síly – síla působící na čelo mimostředně.....</i>	<i>86</i>
	<i>Větší počet osazených kotev.....</i>	<i>87</i>
12.	ZMĚNY PŘEDPĚTÍ	91
	<i>Určitá zjednodušení.....</i>	<i>92</i>
13.	MODERNÍ TECHNOLOGIE VÝSTAVBY MOSTŮ	93
	<i>Monolitické konstrukce.....</i>	<i>93</i>
	<i>Prefabrikované konstrukce</i>	<i>93</i>
	<i>Hybridní konstrukce.....</i>	<i>93</i>
14.	VÝSTAVBA MOSTŮ NA SKRUŽÍCH.....	95
A.	VÝSTAVBA MOSTŮ NA PEVNÝCH SKRUŽÍCH	95
I.	VÝHODY, NEVÝHODY BETONOVÁNÍ NA PEVNÝCH SKRUŽÍCH	96
B.	VÝSTAVBA MOSTŮ NA POSUVNÝCH SKRUŽÍCH	96
	<i>Konstrukce skruží lze rozdělit:.....</i>	<i>96</i>
	<i>Rozdělení podle polohy hlavního nosníku:.....</i>	<i>97</i>
	<i>Statická analýza při postupně stavěných polích:.....</i>	<i>98</i>
I.	VÝHODY, NEVÝHODY BETONOVÁNÍ NA POSUVNÝCH SKRUŽÍCH	99
C.	VÝSUVNÁ SKRUŽ SE ZATÍMNÍMI PODPĚRAMI	99
I.	VÝHODY, NEVÝHODY BETONOVÁNÍ NA VÝSUVNÉ SKRUŽI SE ZATÍMNÍMI PODPĚRAMI	100
15.	VYSOUVANÉ KONSTRUKCE	101
	<i>Rozdělení vysouvaných konstrukcí.....</i>	<i>103</i>
I.	VÝHODY, NEVÝHODY VYSOUVANÝCH KONSTRUKCÍ.....	104
16.	OTÁČENÉ KONSTRUKCE	105
17.	LETMÁ BETONÁŽ.....	106
	<i>Rozdělení podle polohy vozíku.....</i>	<i>109</i>
	<i>Rozdělení kabelů letmé betonáže</i>	<i>110</i>
I.	VÝHODY, NEVÝHODY TECHNOLOGIE LETMÉ BETONÁŽE	111
18.	PREFABRIKOVANÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE.....	113
A.	PODÉLNÉ PREFABRIKOVANÉ PRVKY	113
B.	PŘÍČNĚ DĚLENÉ KONSTRUKCE – PREFABRIKOVANÉ SEGMENTOVÉ KONSTRUKCE	113
I.	VÝROBA SEGMENTŮ	113
	<i>Metody výroby segmentů</i>	<i>114</i>
II.	OŠETŘOVÁNÍ, SKLADOVÁNÍ, MANIPULACE A PŘEPRAVA SEGMENTŮ	115
III.	MONTÁŽ SEGMENTŮ	115
	<i>Montáž letmo na obě strany pilíře</i>	<i>116</i>
	<i>Montáž jinými způsoby.....</i>	<i>117</i>
19.	STATICKY NEURČITÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE Z PŘEDPJATÉHO BETONU.....	119
A.	POUŽITÍ STATICKY NEURČITÝCH KONSTRUKCÍ.....	119

B.	PRŮŘEZY STATICKY NEURČITÝCH PŘEDPJATÝCH KONSTRUKCÍ.....	119
C.	VEDENÍ KABELŮ	120
	<i>Předpjaté rámové konstrukce</i>	<i>121</i>
	<i>Visuté, zavěšené konstrukce</i>	<i>121</i>
	<i>Spojité deskové konstrukce</i>	<i>121</i>
	<i>Trámové konstrukce.....</i>	<i>121</i>
20.	NÁVRH STATICKY NEURČITÝCH KONSTRUKCÍ Z PŘEDPJATÉHO BETONU	123
A.	ROZDÍL MEZI STATICKÝMI ÚČINKY OD PŘEDPĚTÍ VE STATICKY URČITÝCH A STATICKY NEURČITÝCH KONSTRUKCÍCH	123
I.	SOUHLASNÉ KONKORDANTNÍ VEDENÍ KABELU.....	124
II.	2 SKUPINY SPOJITÝCH KONSTRUKCÍ.....	125
B.	ŘEŠENÍ VLIVU PŘEDPĚTÍ U SPOJITÝCH KONSTRUKCÍ	125
	<i>Staticky určitý nosník</i>	<i>126</i>
	<i>Staticky neurčitý nosník</i>	<i>126</i>
	<i>Staticky neurčitý nosník předepnutý jedním zalomeným kabelem s excentricitou e_1.....</i>	<i>127</i>
	<i>Trám zatížen předpětím v ideálních kabelech.....</i>	<i>128</i>
I.	KONKORDANTNÍ KABELY	129
II.	POSTUP VÝPOČTU STATICKY NEURČITÝCH KONSTRUKCÍ	131
21.	TŘÍMOMENTOVÁ ROVNICE.....	134
A.	DEFINICE TŘÍMOMENTOVÉ ROVNICE.....	134
B.	ODVOZENÍ TŘÍMOMENTOVÉ ROVNICE	134
C.	STANOVENÍ MOMENTŮ MOMENT. PLOCH K PODPOROVÝM OSÁM	136
22.	ANGLICKO-ČESKÝ SLOVNÍK	141
	SEZNAM TABULEK.....	144
	SEZNAM OBRÁZKŮ	145
	POUŽITÉ INFORMAČNÍ ZDROJE	148
A.	UČEBNICE, ODBORNÉ PUBLIKACE	148
B.	NORMY, PŘEDPISY	149
C.	DOSTUPNÉ Z WWW	149
D.	DALŠÍ STUDIJNÍ PRAMENY	150

1. Rozdělení mostů



První kapitola je věnována základnímu rozdělení mostů včetně objasnění zásadních činitelů ovlivňujících volbu hlavní nosné konstrukce.



Podle normy ČSN 73 6200 je mostem označován mostní objekt, případně jeho část s kolmou světlostí přinejmenším jednoho mostního otvoru větší než 2,00 m. Mosty slouží obecně k převádění dopravních cest, vodních koryt, potrubních komunikací nebo pouze stavebně-montážním účelům.

Propustek je mostní objekt, případně jeho část s kolmou světlostí menší, nebo rovnou 2,00 m. Zpravidla slouží k provedení vod, trubních nebo jiných vedení tělesem komunikace.

Z konstrukčního hlediska lze každý most rozdělit:

- vrchní stavba
- spodní stavba

Vrchní stavba se skládá z nosné konstrukce, svršku, výplně, popř. nadnásypu.

Hlavní segmenty nosné konstrukce:

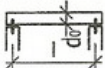
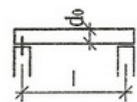
- Hlavní nosná konstrukce
- Mostovka
- Ztužidla
- Ložiska a klouby
- Dilatační závěry
- Výplň (vyplňuje prostor mezi nosnou konstrukcí a svrškem mostu)

Spodní stavba se skládá z mostních podpěr, základů (hlubinných nebo plošných), mostních křídel a závěrných zdí.

Statickou soustavu, rozpětí a volbu hlavní nosné konstrukce ovlivňují následující faktory:

- Daný konstrukční prostor
- Základové poměry
- Technologie výstavby. Během výstavby může působit jiný statický systém, než v konečném stavu
- Použitý materiál – ovlivňuje hmotnost a únosnost konstrukce
- Trvanlivost, údržba mostu, případné opravy, možnost výměny nosné konstrukce nebo jejích částí
- Ekonomie
- Estetika, charakter překračované překážky, začlenění do krajiny

Tabulka 1¹ – Přehled volby nosné konstrukce pro mosty silniční a železniční

Schéma	Průřez	č.	SILNIČNÍ MOSTY						ŽELEZNIČNÍ MOSTY		
			ŽB				PB		l [m]	ŽB l/d	PB l/d
			l [m]	l/d ₀	l/d _s	min l/d _s	l [m]	l/d ₀			
Rozpěrákové 	 	1	1~2	13~20		25 (min 0,12m)	8~12	20~25	1~7	10~15	
		2							6~15	10~15	15~22
Prostý nosník Typizované konstrukce ŽMP, IZM KA, VST, DS~PP, SSŽ-T, MK-T, PETRA I KDZ KDP KT PKT, PSKT 	                               										

Tabulka 2² – Poznámky k předchozí tabulce

Podmínky základové půdy	č.	Poznámky
I na půdách stlačitelných a při různém zatlačení podpěr	1	Při $l > 8$ m nespojovat opěry s křídly a navrhovat úzké základy. Duté desky se nejčastěji sestavují z truhlíkových prefabrikátů (viz typ KA – 67)
	2	Jednoduché provedení, malá konstrukční výška, příznivé přenášení pohyblivého zatížení
	3	Výška stlačená – typizovaná, příčné kruhové otvory
	4	Pro $d_o > 400$ mm
	5	Pro $d_o > 400$ mm. Lze též skládat z prefabrikátů
	6	Pro široké mosty s omezenou konstrukční výškou
	7	Při neomezené konstrukční výšce. Úspora oceli
	8	Prefabrikované nosníky silničních a železničních mostů podle typových projektů (katalogů) 1) Se spráženou monolitickou deskou. PKT – dodatečně předpjatý komorový trám 2) KA – nesmí se používat pro nové mosty PSKT – předem předpjatý sprážený komorový trám 3) Jen I 90 se spráženou monolitickou deskou 4) též jako spojitá konstrukce 5) též pro železniční mosty
	9	Podporový moment se reguluje vyložením konzol a jejich tíhou. Pro větší rozpětí (asi do 50 m) průřez komorový a s mohutnou zátěží na konzolách. Nutno užít přechodových desek
Jen na nepoddajných půdách	10	Až 1/55 při konzolovém stavebním stadiu. Při větším rozpětí a stlač. výšce je vhodný komorový průřez v celé délce. Pro soustavy 1, 2 se řídí d_o , d_s vyložením konzoly a délkou vloženého pole. Letmo betonované nebo montované konstrukce, vetknuté nejčastěji do krátkých krajních polí. Hospodárné při $l - 35$ m a zvláště při velkém rozpětí (kolem 100 m).
Na nepoddajných půdách nebo při malých rozdílech zatlačení podpěr. Vliv lze vyložit vložením kloubů.	11	Stálý průřez volíme zvláště, prochází-li konstrukce stavebním stadiem, v němž působí jako prosté nosníky. (Zárok ke zmenšení vlivu nestejného zatlačení podpěr, nebo při montování z předpjatých prefabrikátů, apod.). Hlavní nosnou konstrukci mohou též tvořit parapetní nosníky.
	12	Pro předpjaté mosty je od 35 m velmi hospodárné letmé betonování nebo montování, při $l < 100$ m nejhospodárnější soustava. Jsou-li klouby uprostřed polí, lze střední průřez snížit až k I/100, podporový je v rozmezí I/15 až I/25. +++) Při větším rozpětí při podporách spodní deska 7) Při větším rozpětí spodní deska v celém rozsahu Pro soustavy o 3 polích 4 platí podobné poměry jako u spoj. nosníků nebo sdružených rámu s náběhy.
	13	Tuhost stojek ovlivňuje účinky vedlejšího zatížení
Na únosných a nepoddajných půdách (skála)	14	Dobrá základová půda (skála) k zachycení šikmého tlaku a hospodárné vyřešení skruže je základní podmínkou Oblouky se spolupůsobící nebo nespolečně působící mostovkou 6) obdobně i pro železniční mosty
	15	Soustavy vhodné pro plošší oblouky b oblouk s táhlem Pro větší rozpětí je vhodný dutý průřez oblouku Oblouk s táhlem má podmínky uložení stejné jako prostý nosník b

² viz Betonové mosty 10 – Kukaň, Šafář, Hrdoušek. ČVUT

most

propustek

vrchní stavba

spodní stavba



Vyjmenujte primární činitele ovlivňující volbu hlavní nosné konstrukce.





2. Deskové mosty

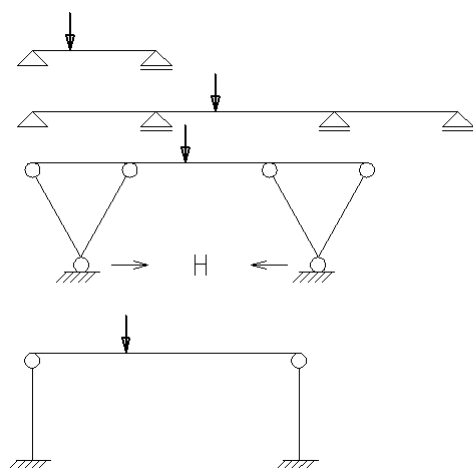
Tato kapitola objasňuje základní zákonitosti deskových mostů.

Deskové mosty se používají pro mosty menších rozpětí.

Statically působí jako konstrukce prostě uložené, spojitě, rozepřené a rámové.

V minulosti byly využívány desky s vloženými klouby – tzv. Gerberův nosník.

Příčnický jsou budovány na koncích, v polovině nebo ve třetině pole. „Nadpodporové příčnický se zesilují a předepínají, koncové příčnický se zřetelem k zabudování dilatačního závěru, vnitřní příčnický pro přenesení příčné síly.“³



Obrázek 1 – Statická schémata

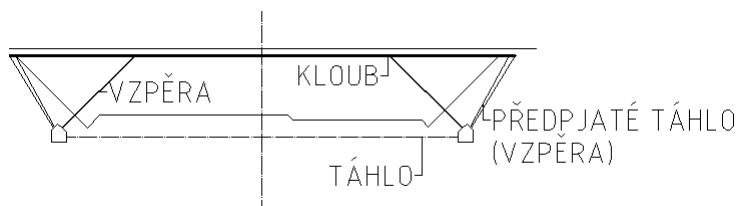
Tabulka 3 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí

Druh konstrukce	Prostě podepřené desky
Silniční mosty železobetonové	1/12 – 1/20 L
Silniční mosty předpjaté	1/18 – 1/30 L
Železniční mosty železobetonové	1/10 – 1/15 L
Železniční mosty předpjaté	1/15 – 1/22 L

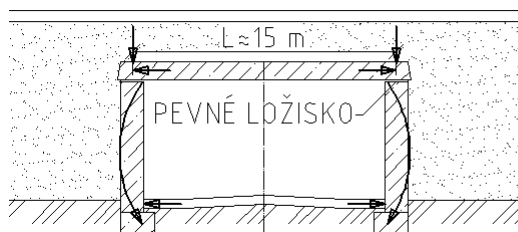
Tabulka 4 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí – spojitě silniční mosty předpjaté

	Spojitě silniční mosty předpjaté
S konstantní tloušťkou	1/18 – 1/26 L
S proměnou tloušťkou v poli	1/25 – 1/35 L
S proměnou tloušťkou nad podporou	1/18 – 1/20 L

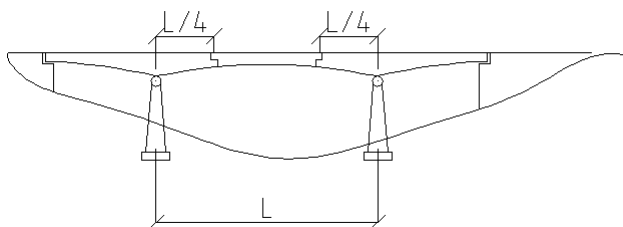
³ viz Betonové mosty – Janda, Kleisner, Zvara



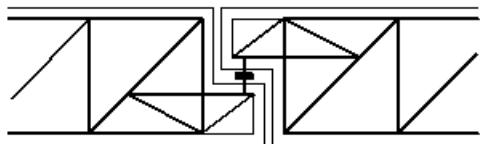
Obrázek 2 – Rámový vzpěradlový most



Obrázek 3 – Rozepřená konstrukce



Obrázek 4 – Gerberův nosník



Obrázek 5 – Výpočtový model v místě kloubu Gerberova nosníku

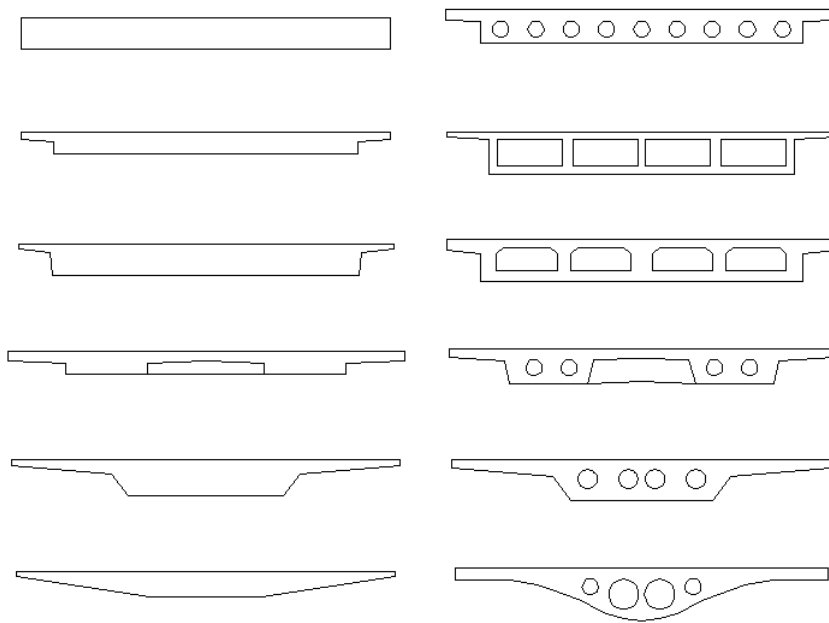
Monolitická prostá deska má nejjednodušší příčný řez s nejmenší spotřebou dřeva na bednění. Má jednoduchou výztuž a betonáž.

Vylehčená prostá deska slouží ke snížení vlastní hmotnosti. Únosnost vylehčených desek se mění nepatrně, proto je řešena ve statickém výpočtu, jako deska monolitická.

Vylehčení dutinami se dnes již tolik nepoužívá, bylo nahrazeno tvarem lichoběžníku nebo rozdělením na jednotlivé silnější nosné deskové pásy – ploché trámy.

Mezi otvory jsou ve stěnách umístěny podélné pruty nebo kabely a třmínky. V příčném směru je prvek vyztužen betonářkou výztuží při horním i dolním okraji.

a. Příčný řez deskových mostů



Obrázek 6 – Příklady příčných řezů deskových mostů

b. Výhody, nevýhody deskových mostů

- 👍 Jednoduché provádění
- 👍 Malá konstrukční výška
- 👍 Veliká spolupůsobící šířka desky
- 👍 Menší pracnost
- 👍 Větší bezpečnost proti vzniku trhlin oproti trémovým mostům
- 👍 Vznikají pouze malá smyková napětí od posouvajících sil V a od kroucení
- 👎 Používají se pouze pro menší rozpětí
- 👎 Větší spotřeba betonu a výztuže $\Rightarrow$ velká hmotnost (pro snížení hmotnosti se navrhují desky vylehčené)



Gerberův nosník
příčníky



Popište deskové mosty.
Jak velké se navrhují tloušťky deskových mostů?
Nakreslete schematicky příčné řezy těchto mostů.
Jsou dnes projektovány deskové mosty vylehčené dutinami?
Jaké jsou výhody a nevýhody deskových mostů?

3. Trámové mosty

Kapitola trámových mostů se zabývá popisem vlastností těchto hojně využívaných mostů.



Trámové mosty mohou být navrženy jako konstrukce prosté, spojitě nosníky, nosníky s vloženými klouby, vetknuté nosníky nebo rámy (vzpěradlové rámy se šikmými nosníky nebo sdružené rámy – konstrukce o více polích).

Velmi vhodnou používanou konstrukcí se jeví dvoutrámový most.

V půdorysném oblouku se navrhují trámy přímé, půdorysně lomené nad pilíři. Oblouku je dosaženo vložením konzol, desky mostovky nebo návrhem zakřivených trámů.

Nosnou konstrukci těchto konstrukcí tvoří plné trámy (žebra) nebo komorové trámy. Dříve byly navrhovány i Vierendelovy nosníky, které mají horní a dolní pás spojen svislicemi.



Obrázek 7 – Schéma Vierendelova nosníku

Tabulka 5 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí

	Jedno pole	Spojitý nosník bez náběhů
Silniční mosty železobetonové	$1/10 - 1/15 L$	$1/13 - 1/18 L$
Silniční mosty předpjaté	$1/16 - 1/20 L$	$1/18 - 1/25 L$
Železniční mosty železobetonové	$1/8 - 1/12 L$	$1/10 - 1/15 L$
Železniční mosty předpjaté	$1/13 - 1/15 L$	$1/15 - 1/18 L$

Používaná rozpětí trámových mostů

- železobetonové mosty: $L = 10-25$ m
- předpjaté prefabrikované trámy: L až 30 m
- předpjaté komorové trámy: L až 250 m
- předpjaté komorové trámy v kombinaci se zavěšením: L až 500 m

Železobetonové trámové mosty se z hospodárního důvodu většinou nenavrhují. V porovnání s předpjatými nosníky totiž působí neekonomicky. Jejich konstrukční výška, spotřeba materiálu a hmotnost je téměř trojnásobná v porovnání s předpjatými trámovými mosty.

Průřez trámových mostů

Příčný řez žebrových trámů má nejčastěji tvar T nebo I s poměrem šířky k výšce:

$$b : h = 1 : 3 \text{ až } 1 : 7$$

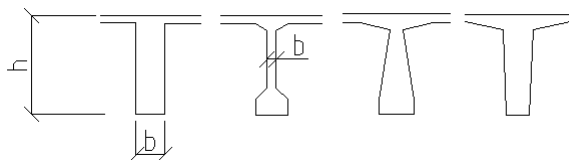
Pro větší rozpětí se navrhují výškové náběhy.



Snahou je volit šířku b co nejmenší.

Minimální tloušťka se pohybuje v rozmezí 200-250 mm – u monolitických trámů, 100-150 mm – u prefabrikovaných trámů.

Často se dolní část trámu rozšiřuje, protože je zde vedena hlavní podélná výztuž eventuálně předpínací kabely. Touto úpravou dochází i ke snížení velkých tlakových napětí, které by vznikly v této oblasti nad podporami působením zatížení nebo mezi podporami působením předpětí (při nezatíženém mostě).

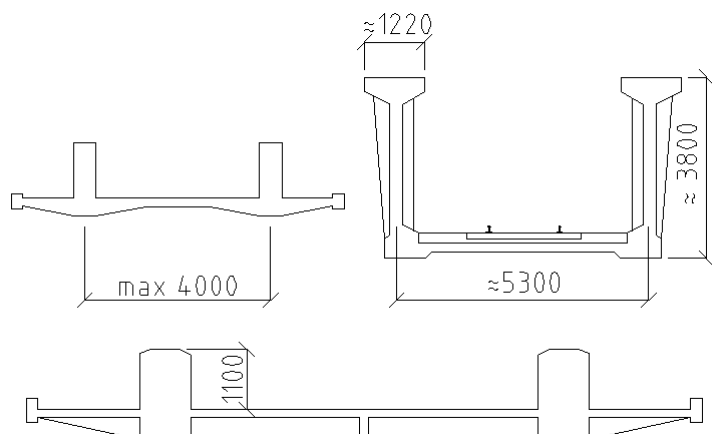


Obrázek 8 – Tvary příčných řezů

Mosty se zábradelními nosníky

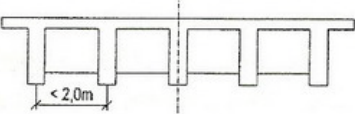
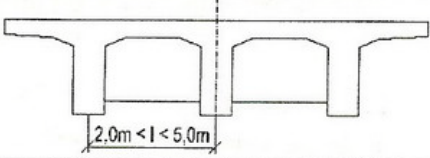
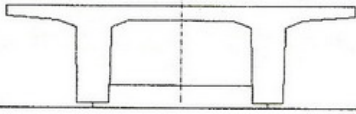
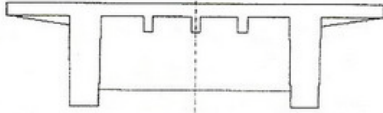
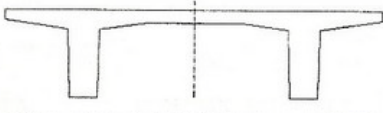
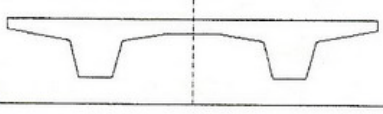
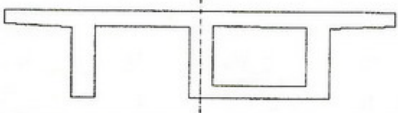
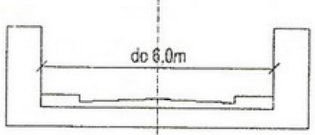
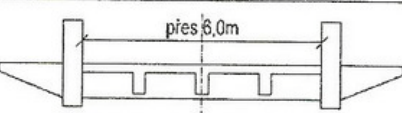
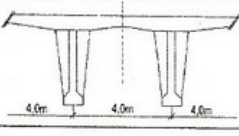
Návrh mostovky – dolní nebo zapuštěná.

Korýtkový průřez vzniká připojením mostovky při dolním okraji na dva trámy.



Obrázek 9 – Příčné řezy trámových mostů se zábradelními nosníky

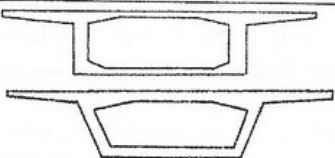
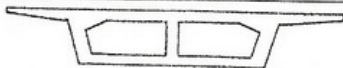
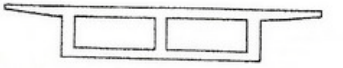
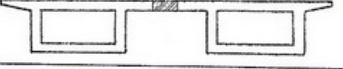
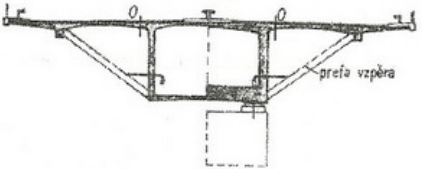
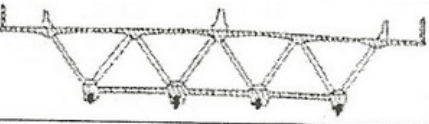
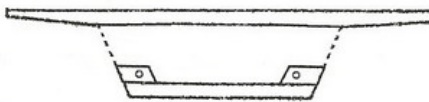
Tabulka 6⁴ – Příčné řezy trámových žebrových mostů

Tvar	Poznámky
	Roštová konstrukce železobetonová, husté trámy, hustá ztužidla, rozpětí 10-25m
	Roštová konstrukce, deska mostovky s náběhy
	Vysoké trámy, hustá ztužidla, tenká deska a mostovka pnutá v podélném směru
	Vysoké trámy, systém podélníků a příčníků, deska mostovky obvykle pnutá mezi podélníky
	Předpjaté trámy, mostovka železobetonová nebo příčně předpjatá. Starší koncepce obvykle ztužidla nad všemi podporami nebo jen nad opěrami
	Dtto 5. Novější koncepce, konstantní šířka trámů, nižší ale širší trámy
	Trámový most pro větší rozpětí. Provedení v železobetonu i předpjatém betonu. Přidána dolní deska, popř. náběhy nad pilíři
	Pro užší mosty může být mostovka jen desková. Užití pro malou stavební výšku
	Pro širší mosty. Užití pro malou stavební výšku.
	Pro malou stavební výšku, použito např. pro železniční mosty a lávky pro chodce, uplatňuje se předpjatý beton
	Pro mosty s dostatečnou stavební výškou, použito např. pro předpolí mostů nebo pro dlouhé estakády.

⁴ viz Betonové mosty 2 – Hrdoušek a kol. ČVUT

Trámové komorové mosty

Tabulka 7⁵ – Příčné řezy trámových komorových mostů

Poř. číslo	Tvar	Poznámky
1		Nejčastěji používaný příčný řez mostů PK, výška cca 1/20 rozpětí. Časté je zesílení stěn a dolní desky nad pilíři. Od 60m se navrhují výškové náběhy
2	a)  b)  c) 	Pro široké mosty a), b) „kompaktní průřez“ c) dvě komorové konstrukce (např. spojené dobetonovanou částí desky)
3		Centrální část průřezu stavěný např. letmou betonáží nebo montováním, vzpěra je prefabrikovaná, zbývající mostovka vybetonována na ztraceném bednění nebo jako prefabrikát připojený v bodě O
4		Horní a dolní deska je spojena příhradovou konstrukcí. Návrh umožnilo použití volných kabelů. Vylehčení konstrukce
5		Stěny jsou nahrazeny tlustým vlnivým plechem nebo příhradovou konstrukcí ve tvaru X nebo V. Návrh umožnilo použití volných kabelů. Podstatné vylehčení konstrukce
6		Příčný řez budovaný po částech. Mostovka monolitická. Dolní „kapotování“ může spolupůsobit. Existuje řada variant.

Komorové nosníky se navrhují na rozpětí 40-300 m. Náběhy kolem pilířů se navrhují při rozpětích nad 70 m.

Statické důvody nutí zesilování stěn a dolní desky u podpor. Značné momenty způsobují v dolních částech průřezu velká namáhání v tlaku za ohybu. Posouvající síly způsobují velká namáhání ve smyku.

⁵ viz Betonové mosty 2 – Hrdoušek a kol. ČVUT

Tabulka 8 – Optimální poměry tloušťek k velikosti rozpětí – komorové nosníky z předpjatého betonu

Komorové nosníky z předpjatého betonu	
Stěny a desky u svislých nebo šikmých stěn	$1/3 - 1/10 L$
Deska mostovky	$1/12 - 1/30 L$
Dolní deska	$1/14 - 1/35 L$

a. Výhody, nevýhody trémových mostů

- ☞ Relativně malá průřezová plocha, velký moment setrvačnosti a velký průřezový modul
- ☞ Velká tuhost v kroucení $\Rightarrow$ vhodné pro mosty velkých rozpětí, pro půdorysně zakřivené mosty
- ☞ Pracnější než deskové mosty
- ☞ Větší konstrukční výška (zvětšuje se zmenšováním počtu trámů v příčném směru)
- ☞ Největší náklady na bednění (opakováním použitím však náklady klesají)

Vierendelův nosník

mosty se zábradelními nosníky



Popište trémové mosty.

Jak velké se navrhují tloušťky trémových mostů?

Vysvětlete stručně volbu příčného řezu těchto mostů.

Jsou dnes hospodárné železobetonové trémové mosty?

Jaké jsou výhody a nevýhody trémových mostů?



1. Mosty se zábradelními nosníky jsou navrhovány s mostovkou:

- a) dolní a zapuštěnou
- b) horní a zapuštěnou
- c) mezilehlou



2. Poměr šířky k výšce žebrových trámů bývá volen:

- a) 3 : 1 až 7 : 1
- b) 1 : 3 až 1 : 7
- c) 1 : 1

3. Vierendelův nosník vznikl spojením: ...



1. a), 2. b), 3. horního a dolního pásu svislicemi.

4. Rámové mosty

Čtvrtá kapitola podává zevrubnější výklad rámových mostů. Objasňuje výpočet základních statických veličin s uvedeným postupem řešení.



Rámová nosná soustava vzniká zmonolitněním vodorovné nosné konstrukce (*příčel*) se spodní stavbou – s koncovými opěrami (*stojkami*) nebo s vnitřními pilíři.



Rámové konstrukce bývají stavěny s příčlemi deskovými nebo trémovými pro rozpětí až 60 m.

Optimální tloušťka konstrukce se volí $1/20$ až $1/45$ L.

Rámové mosty jsou navrhovány nejvýše o pěti polích.

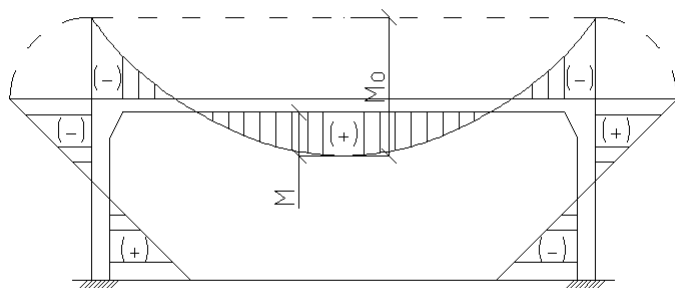
Příčel působí jako prvek pružně vetknutý do stojek. Spolupůsobením se zmenšují momenty na příčlích. Míra spolupůsobení lze ovlivnit volbou tuhosti příčle a stojek, změnou rozměrů příčného řezu, mírou vyztužení, úpravou délky, úpravou základů a jejich spojení se stojkami.

Patky stojek je možné vetknout do základů za předpokladu málo stlačitelné půdy. Při stlačitelných základových půdách se vloží do patek stojek klouby, jimiž se vyloučí vliv otáčení základů na rám. Je vhodné navrhovat základy stojek tak, aby základová plocha byla zatížena dostředně.

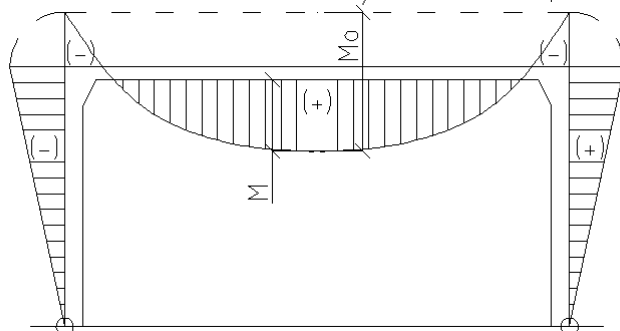
Je-li snaha snížit kladné ohybové momenty uprostřed rozpětí příčle, jsou možná následující opatření:

- Zvětšení tuhosti rámových rohů a plynulé zvětšení tuhosti příčle vytvořením náběhů směrem ke stojkám. Tímto opatřením bude umožněno i snížení výšky rozpětí uprostřed příčle. Příčle budou namáhány tlakem, ohybem a smykem.
- Vetknutí rámového příčle do spodní stavby

MALÝ MOMENT V POLI
(TUHÁ RÁMOVÁ STOJKA)

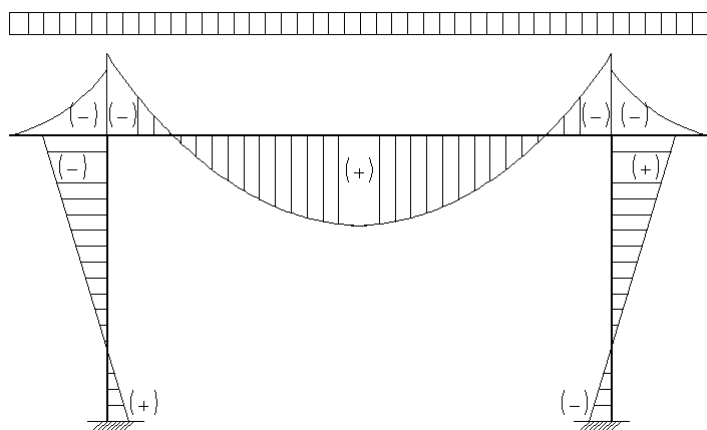


VELKÝ MOMENT V POLI
(MÁLO TUHÁ RÁMOVÁ STOJKA, TUHÝ PŘÍČEL)



Obrázek 10 – Úprava ohybového momentu v příčli v závislosti na tuhosti prvků rámu

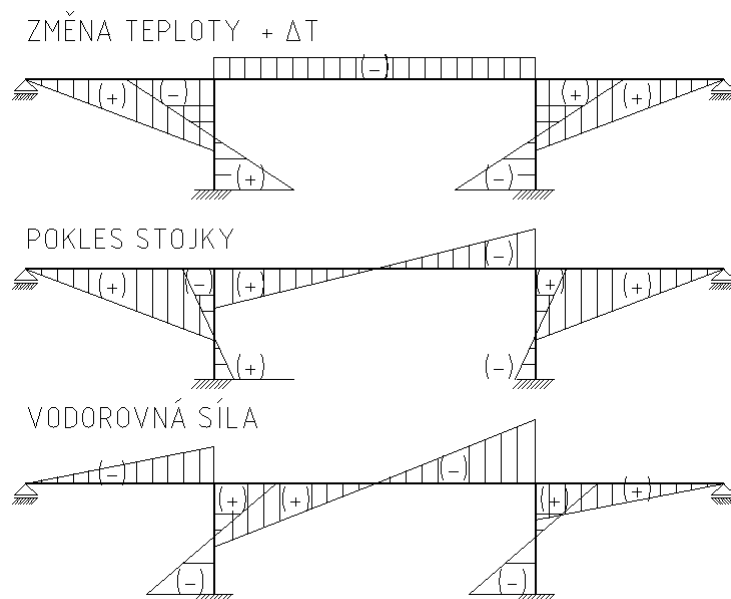
Pokud by vycházely tlaky na základy hodně šikmé, lze navrhnout převislé konce – různě umístěné nebo uměle zatížené.



Obrázek 11 – Řešení rámové konstrukce s převislými konci

Rámové konstrukce jako mnohonásobně staticky neurčité konstrukce

Mnohonásobně staticky neurčité konstrukce jsou namáhány na působení teploty, od smršťování a dotlačování betonu, od poklesu podpor. Účinky bývají při štíhlých stojkách. Vodorovné síly vyvozují ve stojkách značné ohybové momenty.



Obrázek 12 – Působení účinků na rámovou konstrukci

a. Rozdělení rámu

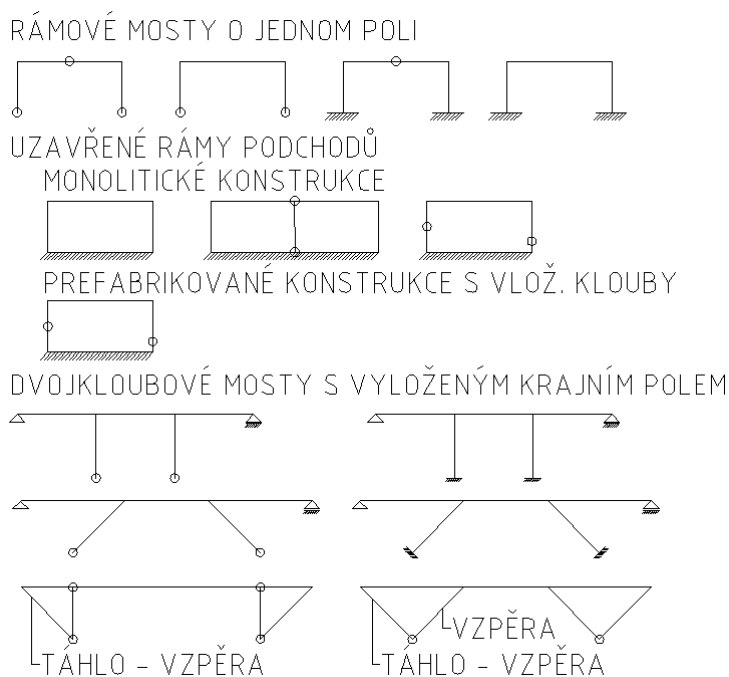
Podle počtu polí

- Jednoduché

Podle statického působení

- o Trojkloubové (staticky určité)
 - o Dvoukloubové (1x staticky neurčité)
 - o Uzavřené (3x staticky neurčité)
 - o Vetknuté v patkách (3x staticky neurčité)
 - o S trojúhelníkovými stojkami (5x staticky neurčité)
- Sdružené rámy (= rámové mosty s větším počtem polí)
 - o Sdružené rámy se šikmými stojkami = vzpěradlové rámy

b. Jednoduché rámové mosty



Obrázek 13 – Statická schémata jednoduchých rámových mostů

Technologie výstavby jednoduchých rámových mostů

Jednoduché rámové mosty mohou být betonovány přímo na lešení nebo technologií letmé betonáže. Je možné použít montované segmentové prvky nebo nosníkové prefabrikované prvky.

Trojkloubový rám

Trojkloubový rám je staticky určitá soustava.

Používá se při velmi stlačitelném podloží a na poddolovaných územích.

Rám bývá navrhován při snaze dosažení malé konstruktivní tloušťky a statické určitosti. Jsou tedy vyloučeny změny teploty a smršťování betonu. Vložením kloubu do příčle však bude dosaženo ke zhoršení ohybového momentu na příčli.

Vrcholový kloub se může provést jako vrubový (Freyssinerův), pérový (Mesnagerův) nebo z ocelolitin.

Dvoukloubový rám

Pro dvoukloubový rám je charakteristické umístění kloubů nad základy ve stejné výšce. Nejčastěji však v patkách. Příčle bývají zesilovány směrem ke stojkám.

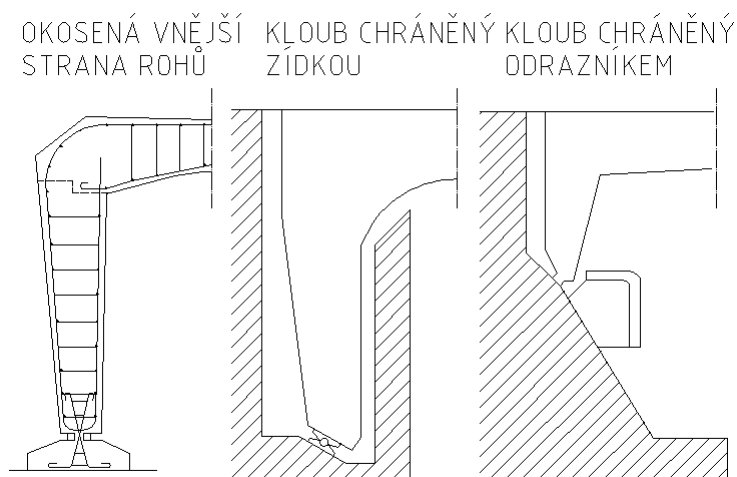
Je vhodnější soustavou než trojkloubový rám. Používá se hojně při nadjezdech.

Nepříznivé účinky vodorovné síly se zmírňují vytvořením krátkého krajního pole se svislými nebo šikmými stojkami kloubově připojenými na základovou konstrukci.

Dobře fungují i navržené trámy a sloupy duté, komůrkové. Vnější strany rohů lze okosit. Klouby jsou velice citlivým místem, bývají častokrát (včetně pilíře) chráněny předloženou zídou. Na splavné vodě bývají chráněny odrazníkem.

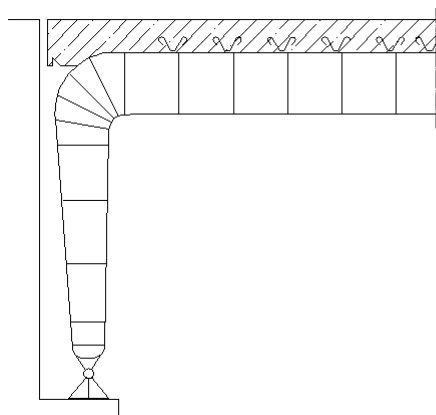
Deskový dvoukloubový rám má jednoduché tvary stojek a příčlí.

Při navržené trámové příčli je nutné vyřešit v koutu rámu přechod do stojky.



Obrázek 14 – Stavební úpravy rámových mostů

Rámový trám může být navržen jako nosník spřažený.

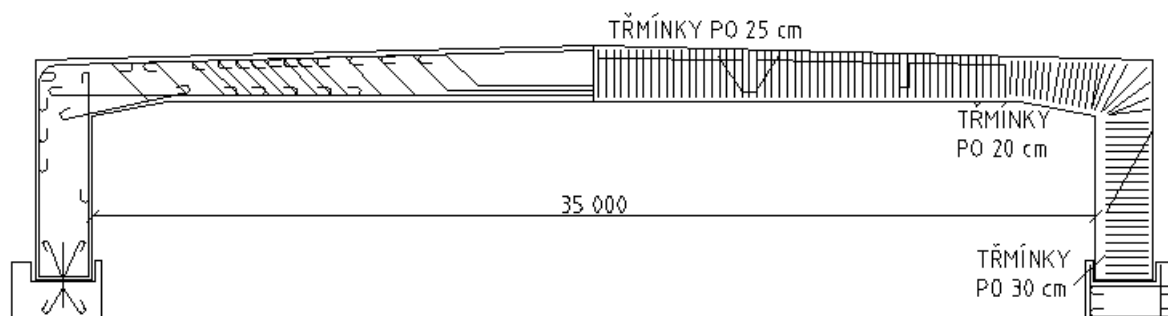


Obrázek 15 – Spřažený rámový trám

Stojka by měla zadržovat přilehlé zemní těleso.

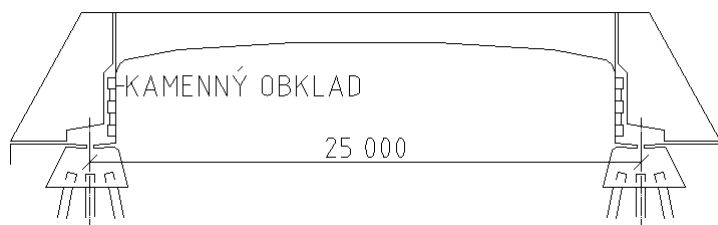
Možné způsoby zadržení zemního tělesa:

- Navržení stojky jako stěny a rozšíření příčle do koutu rámu
- Vetknutí náběhů příčle do stojek
- Navržení stojek z pilířů a zadržení zeminy deskou, která bude pokračovat z mostovky podél líce pilířů
- Oddělení čelních křídel mostu dilatačními spárami od konstrukce rámu a jeho základů



Obrázek 16 – Podélná a příčná výztuž rámového mostu včetně výztuže kloubu

Vyložením pilířů stojky za klouby je možno napřímit šikmý tlak, dojde tak ke zmenšení kladných momentů v poli. Vodorovná deska bude vetknuta dole u širšího konce. Deska mostovky bude převedena svisle dolů. Vzniklé prostory se následně vyplní násypem.



Obrázek 17 – Vyplnění vzniklých prostorů násypem

Vetknutá rámová konstrukce

Tento druh rámové konstrukce je 3x staticky neurčitý. Jedná se o nejčastější statickou soustavu rámových mostů.

Vyšší statická neurčitost zmenšuje ohyb příčle, nicméně se zvětšují účinky od smršťování betonu a od teploty.

Konstrukce bývá navrhována na únosných podložích – na skalních podložích. Případně vyžaduje použití velkopřůměrových pilot.

Uzavřená rámová konstrukce

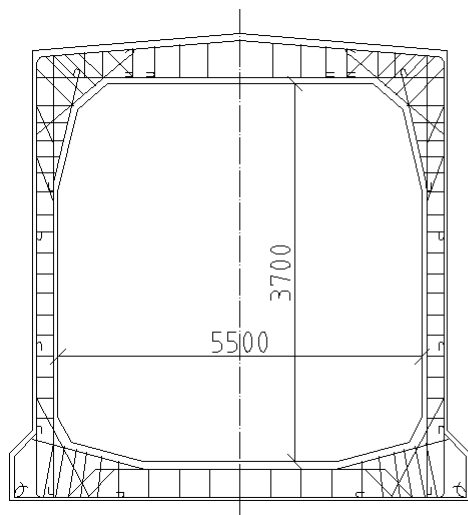
Případem vetknuté rámové konstrukce je uzavřený rám.

Uzavřený rám vznikne spojením stojek s horní příčlí a s dolní základovou deskou. Běžně navrhované náběhy ve všech koutech pomáhají ke vzájemnému spolupůsobení.

Jsou používány jako podchody pro pěší, propustky pod vysokými násypy, přesypané mosty, dále jako ochranná galerie pro železnice a dálnice na vysokohorských svazích.

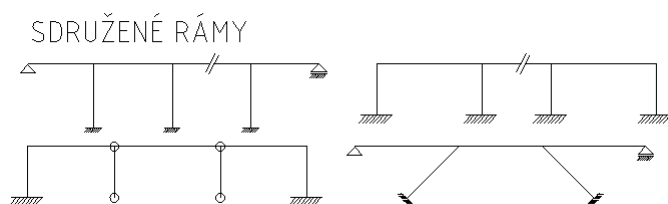
Je kladen důraz na výztuž, která vychází jako oboustranná.

- ☝ Možnost stavět na velmi stlačitelných a málo únosných půdách
- ☝ Vhodné pro poddolavaná území (odpadají posuvy patek základů, vodorovné posuvy, popouštění opěr)
- ☝ Je zajištěna celistvost stavby i při naklonění vetknuté rámové konstrukce
- ☝ Možnost navrhovat jako konstrukce z vodotěsného betonu – např. v prostorech ve vodě



Obrázek 18 – Výztuž uzavřeného rámu

c. Sdružené rámy



Obrázek 19 – Statická schémata sdružených ráků

Technologie výstavby sdružených ráků

Statická schémata jsou závislá na zvoleném způsobu výstavby. Rámové mosty s větším počtem polí bývají betonovány na posuvné nebo pevné skruži nebo technologií letmé betonáže.

Sdružené rámy = rámy o několika polích

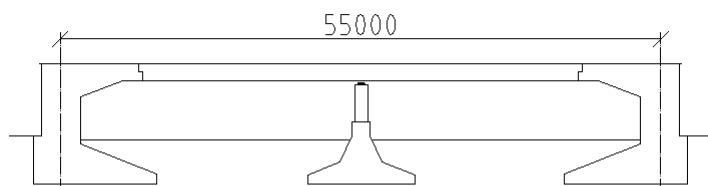
Sdružené rámy jsou konstrukce mnohonásobně staticky neurčité. Vznikají tuhým spojením spojitých trámů se sloupy.

Konstrukce se používají jako dlouhé nosné soustavy – např. pro viadukty. Jsou navrhovány délky 150 až 400 m. Výjimečně i 1 000 m. Další vhodné použití je při vyřešení křížení železniční tratě s pozemní komunikací.

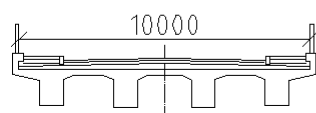
Existuje velmi mnoho možných kombinací tuhého a kloubového spojování mezi trámy a sloupy, dále mnoho možností vkládat klouby do trámů mimo podpory.

Zvláštní případ sdruženého rámu může být např. rozdělen na dvě konzoly a střední spojitý nosník o dvou polích se střední podporou. Most byl navržen o značné šikmosti. Je 1x statiky neurčitý.

PODÉLNÝ ŘEZ



PŘÍČNÝ ŘEZ



Obrázek 20 – Sdružený rám – 2 konzoly a střední spojitý nosník o dvou polích se střední podporou

Rozdělení sdružených rámu

Podle počtu polí

- 2
- 3
- 4
- 5

Podle způsobu spojení patek stojek na základy

- Vetknutí
- Klouby

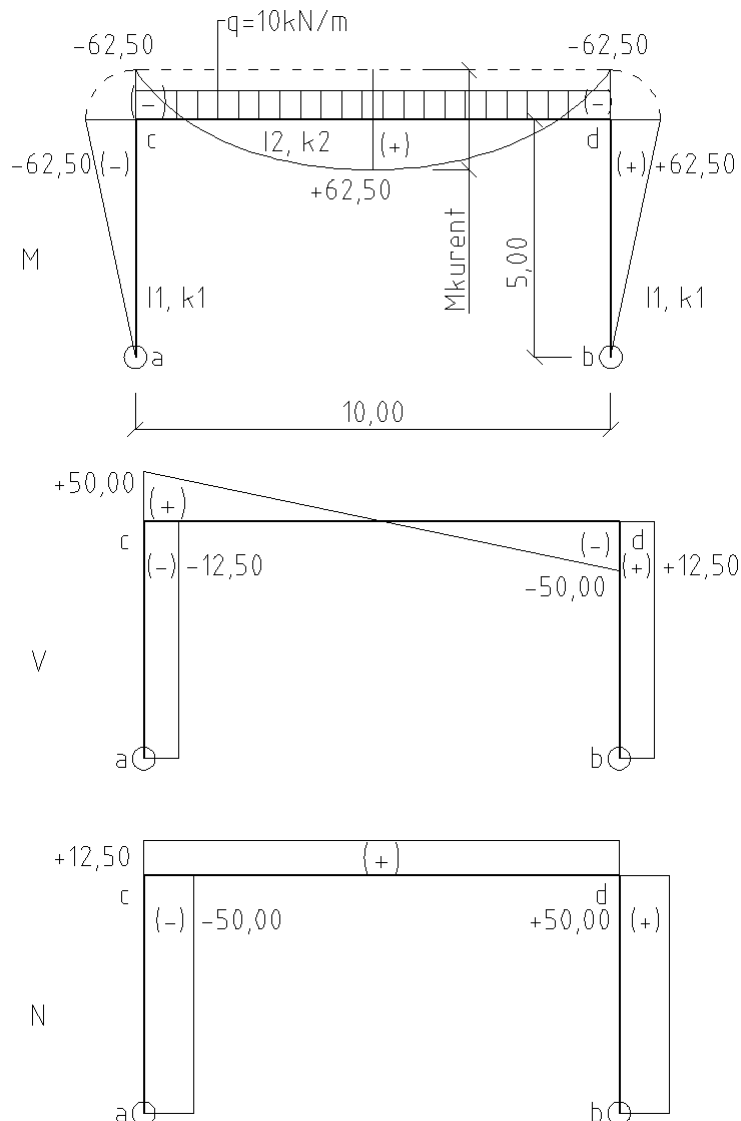
d. Výhody, nevýhody rámových mostů

- 👍 Úspora konstruktivní tloušťky, ložisek, hmot
- 👍 Vyloučení nebo omezení počtu dilatačních spár
- 👍 Větší odolnost dynamickým účinkům – vhodné pro seizmické oblasti

- 👎 Jednoduché rámy použitelné pro menší rozpětí
- 👎 Choulostivým konstrukčním detailem jsou klouby

Př.: Rám s kloubovým spojením patek se základy

- Vodorovné spojitě zatížení na příčli $q = 10 \text{ kN/m}$
- $l_{\text{příčel}} = 10 \text{ m}$
- $l_{\text{stojky}} = 5 \text{ m}$
- Tuhost stojky = tuhost příčle



Obrázek 21 – Př.: Rám s kloubovým spojením patek se základy

Řešení:

$$I_1 = I_2$$

$$k_1 = \frac{I_1}{l_{\text{stojky}}} = \frac{1}{5}$$

$$k_2 = \frac{I_2}{l_{\text{příčel}}} = \frac{1}{10}$$

$$\varphi_C = \frac{q \cdot l^2}{6 \cdot (3 \cdot k_1 + 2 \cdot k_2)} = \frac{10 \cdot 10^2}{6 \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{2}{10}\right)} = 208,33$$

Ohybový moment:

$$M_{kurent} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 10^2 = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CA} = -\frac{3}{2} \cdot \varphi_C \cdot k_1 = -\frac{3}{2} \cdot 208,33 \cdot \frac{1}{5} = -62,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_A = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} = -\frac{q \cdot l^2}{12} + \varphi_C \cdot k_2 = -\frac{10 \cdot 10^2}{12} + 208,33 \cdot \frac{1}{10} = -62,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MAX} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 - |M_{CD}| = \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 10^2 - |-62,50| = 62,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\boxed{M_{MAX} = 62,50 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Posouvající síla:

$$V_{CA} = -\frac{M_{CA}}{l_{stojky}} = \frac{-62,50}{5,00} = -12,50 \text{ kN}$$

$$V_{DB} = \frac{M_{CA}}{l_{stojky}} = \frac{62,50}{5,00} = 12,50 \text{ kN}$$

$$V_{CD} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 = 50 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = -\frac{1}{2} \cdot q \cdot l = -\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 = -50 \text{ kN}$$

Normálová síla:

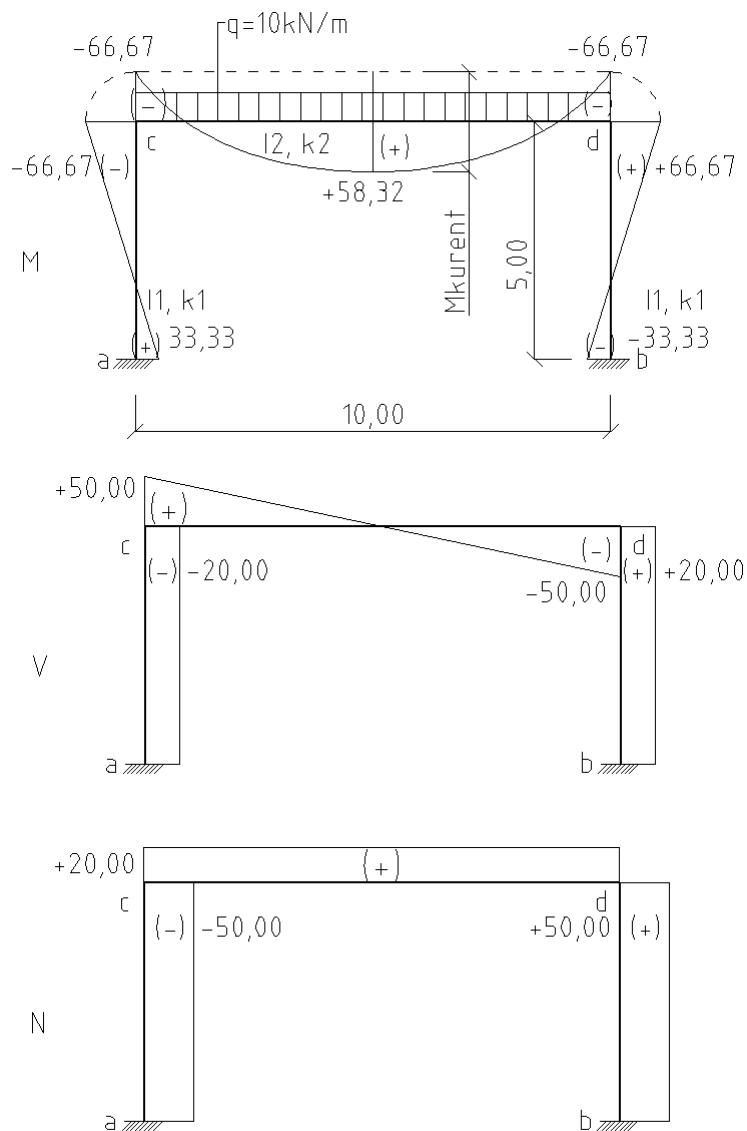
$$N_{CA} = -50 \text{ kN}$$

$$N_{DB} = 50 \text{ kN}$$

$$N_{CD} = 12,50 \text{ kN}$$

Př.: Rám s vetknutým spojením patek se základy

- Vodorovné spojitě zatížení na příčli $q = 10 \text{ kN/m}$
- $l_{\text{příčel}} = 10 \text{ m}$
- $l_{\text{stojky}} = 5 \text{ m}$
- Tuhost stojky = tuhost příčle



Obrázek 22 – Př.: Rám s vetknutým spojením patek se základy

Řešení:

$$I_1 = I_2$$

$$k_1 = \frac{I_1}{l_{\text{stojky}}} = \frac{1}{5}$$

$$k_2 = \frac{I_2}{l_{\text{příčel}}} = \frac{1}{10}$$

$$\varphi_C = \frac{q \cdot l^2}{12} \cdot \frac{1}{2 \cdot k_1 + k_2} = \frac{10 \cdot 10^2}{12} \cdot \frac{1}{\frac{2}{5} + \frac{1}{10}} = 166,67$$

Ohybový moment:

$$M_{kurent} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 10^2 = 125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CA} = -2 \cdot \varphi_C \cdot k_1 = -2 \cdot 166,67 \cdot \frac{1}{5} = -66,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{AC} = \varphi_C \cdot k_1 = 166,67 \cdot \frac{1}{5} = 33,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CD} = -2 \cdot \varphi_C \cdot k_1 = -2 \cdot 166,67 \cdot \frac{1}{5} = -66,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MAX} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 - |M_{CD}| = \frac{1}{8} \cdot 10 \cdot 10^2 - |-66,67| = 58,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MAX} = 58,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Posouvající síla:

$$V_{CA} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{M_{CA}}{l_{stojky}} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{66,67}{5,00} = -20 \text{ kN}$$

$$V_{DB} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{CA}}{l_{stojky}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{66,67}{5,00} = 20 \text{ kN}$$

$$V_{CD} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 = 50 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = -\frac{1}{2} \cdot q \cdot l = -\frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 10 = -50 \text{ kN}$$

Normálová síla:

$$N_{CA} = -50 \text{ kN}$$

$$N_{DB} = 50 \text{ kN}$$

$$N_{CD} = 20 \text{ kN}$$



příčel

stojky

trojkloubový rám

dvoukloubový rám

vetknutá rámová konstrukce

uzavřená rámová konstrukce

sdružené rámy



Jak vznikají rámové mosty?

Jak velké se navrhují tloušťky rámových mostů?

Vysvětlete pojmy příčel, stojky.

Proč se vytváří náběhy na příčlích směrem ke stojkám?

Jaké významné účinky působí na rámové konstrukce?

Popište dělení rámových mostů.

Schematicky naznačte statické systémy rámových mostů.

Jak jsou realizovány jednoduché a sdružené rámové mosty?

Jaké jsou výhody a nevýhody těchto mostů?



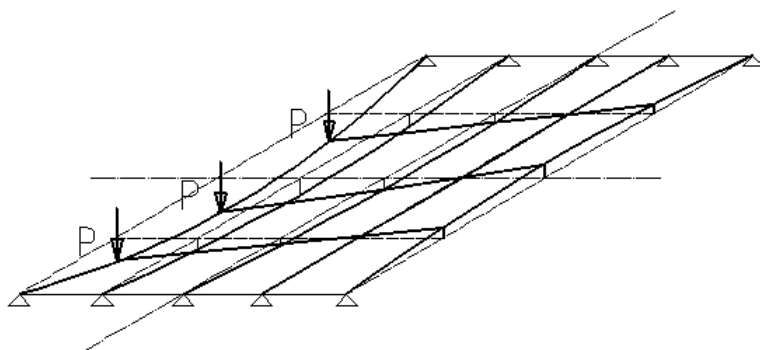
5. Nosníkový rošt

Krátká kapitola nosníkový rošt vysvětluje jeho působení a popisuje způsob zjišťování roznosu na jednotlivé trámy, který slouží jako orientační informace.

Nosníkový rošt vzniká spojením trámů ztužidly (příčnicky) a deskou mostovky.

Konstrukce je mnohonásobně staticky neurčitá. Přesné řešení je velice pracné. Vychází z podmínek stejného pootočení a průhybu trámů a ztužidel v místech křížení a přihlídnutí k vlivu desky mezi trámy.

Výpočty bývají zjednodušovány zanedbáním kroucení.



Obrázek 23 – Schéma přetvoření trémového roštu

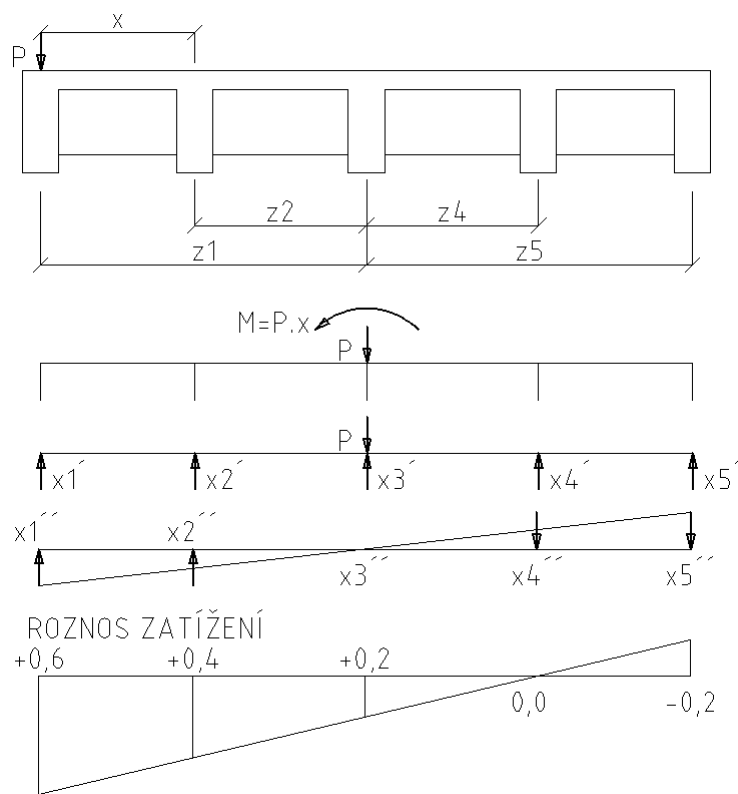
Řešení roštu s dokonale tuhým příčným

Výpočet vychází z předpokladu tuhého spojení trámů s jedním ideálním ztužidlem uprostřed rozpětí (u mostů velkých rozpětí mohou být navrženy až 3 ztužidla). Kroucení se zanedbává. Výsledný účinek vznikne superpozicí rozložených stavů.

Ideální příčník se neprohne, dojde pouze ke svislému posunu a pootočení v příčném směru. Průřez roštu může být obecný s trámy různých ohybových tuhostí i s nepravidelnými osovými vzdálenostmi.

Př.: Volně uložená konstrukce o jednom poli

- Konstrukce má n trámů, p příčníků
- Bude tedy staticky neurčitá $(n - 1) \cdot p$



Obrázek 24 – Soustava – nosníkový rošt s dokonale tuhým příčníkem uprostřed

$$x_1' = x_2' = x_3' = x_4' = x_5' = \frac{P}{x}$$

$$\frac{x_1''}{z_1} = \frac{x_2''}{z_2} = \frac{x_4''}{z_4} = \frac{x_5''}{z_5}$$

$$x_1'' \cdot z_1 + x_2'' \cdot z_2 + x_4'' \cdot z_4 + x_5'' \cdot z_5 = P \cdot x$$

$$x_1'' \cdot z_1 + \frac{x_1'' \cdot z_2^2}{z_1} + \frac{x_1'' \cdot z_4^2}{z_1} + \frac{x_1'' \cdot z_5^2}{z_1} = P \cdot x$$

$$x_1'' = \frac{P \cdot x \cdot z_1}{z_1^2 + z_2^2 + z_4^2 + z_5^2} = \frac{P \cdot x \cdot z_i}{\sum z_i^2}$$

Výsledné číslo roznosu:

$$x_i = x_i' + x_i''$$

Pro jednotlivé trámy platí:

$$x_i = \frac{P}{x} \pm \frac{P \cdot x \cdot z_i}{\sum z_i^2}$$



Co je to nosníkový rošt?

Popište postup řešení nosníkového roštu.

6. Obloukové mosty

Šestá kapitola je věnována důkladnému popisu obloukových mostů. Popisuje průběh napětí v průřezu oblouku, charakteristické vlastnosti oblouků. V textu je uveden nástin návrhu výztuže obloukových mostů, možné způsoby založení opěr a podepření mostovky.



Obloukové mosty jsou charakteristické plynulým zakřivením *střednice* (osou oblouku) ve svislé rovině do podoby blízké tvaru *výslednicové čáry* (tlakové čáry) od stálého zatížení.



Mostní oblouky bývají navrhovány:

- dvoukloubové (vetknuté nebo v patách s klouby), 1 x staticky neurčité
- trojkloubové (třetí kloub ve vrcholu), staticky určité
- vetknuté v patách (staticky nejvýhodnější), 3x staticky neurčité

Vložení kloubů se navrhuje, když vznikají ve vetknutých obloucích tzv. *vedlejší účinky* (velké účinky změn teplot, smršťování betonu, popouštění podpěr a pružné pootočení). Vedlejší účinky se zvětšují se stupněm statické neurčitosti. Celkové působení těchto účinků má být nižší než 15 % napětí při hlavním zatížení. Navržené klouby v konstrukci však mohou způsobit jisté nebezpečí snížení trvanlivosti konstrukce.

Podmínkou pro stavbu obloukových mostů je tuhé podepření. Opěry musí přenést podporové tlaky, nemohou se posunovat vodorovně, svisle a nesmí se pootáčet. Vodorovné složky H je možné zachytit táhlem. Takto vytvořený oblouk bývá uložen obdobně jako prostý nosník – na jedné podpěře pevné ložisko a na druhé posuvné. Velikost svislé složky V lze přirovnat k velikosti posouvající síly na prostém nosníku stejného rozpětí.

Obloukové mosty jsou navrhovány pro rozpětí do 30 m pro přesýpané mosty a nad 200 m, které jsou s úspěchem budovány technologií letmou betonáží nebo letným montováním s vyvěšováním. Mosty s délkou rozpětí mezi 30-200 m nejsou hospodárné z důvodu nákladné skruže či pracnější výstavbou oproti např. trémovým mostům (způsobeno nutností umístění konstrukce mostovky na hlavní obloukovou nosnou konstrukci).

Provádění oblouků na skruži

Klasický způsob betonování je na skruži. Přednost se dává návrhu tlačených prvků oproti ohýbaným. Dříve byly používány dřevěné skruže, dnes se hojně využívají ocelové materiály.

Samozřejmě existují i jiné technologie realizace obloukových mostů, např.: letmá betonáž, letmá montáž, montáž ze segmentů.

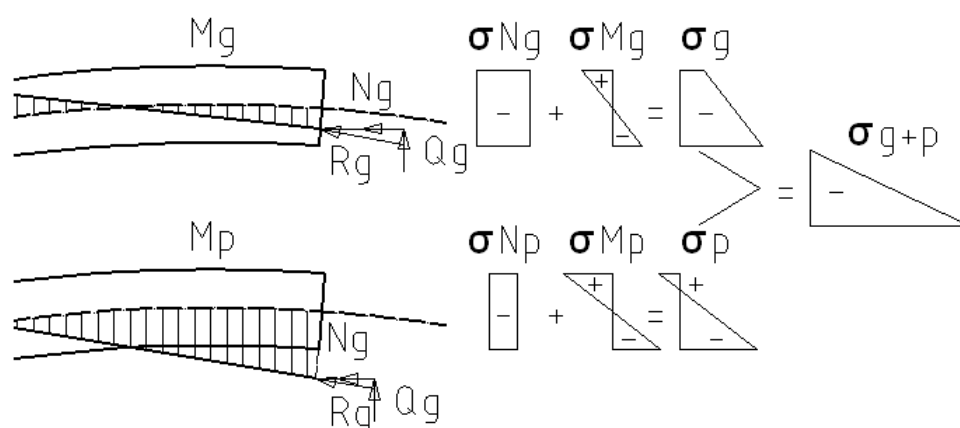
Základní tvary skruží:

- Skruže s vnitřním podepřením
- Skruže bez vnitřního podepření (samonosné)



Při řešení napětí v obecném bodě průřezu x se působení výslednice R ke střednici oblouku rozdělí na vodorovnou složku H , svislou složku V a ohybový moment $M = R \cdot r$. Vodorovná složka H je tím větší, čím větší je zatížení, rozpětí oblouku l , nebo čím menší je vzepětí f .

42



Obrázek 28 – Průběh sil a napětí v průřezu oblouku

σ_g = normálové napětí od stálého zatížení

σ_p = normálové napětí od pohyblivého zatížení

σ_{Ng} = normálové tlakového napětí vyvozené normálovou silou N_g při stálém zatížení

$$\sigma_{Ng} = N_g / A$$

Tato centrická složka je hlavní částí předpětí. Lze ji zvětšit u mostů malých rozpětí zvětšením stálého zatížení (např. masivní nadezdívkou). Další možnost je zvětšení momentu setrvačnosti nebo zmenšení plochy A jinou volbou průřezu.

σ_{Mp}^+ = tahové napětí vyvozené v krajním vlákne průřezu vlivem ohybového momentu ($M_p = N_p \cdot e_p$) při nahodilém zatížení

$$\sigma_{Mp}^+ = M_p / W$$

σ_{Mg}^+ = tahové napětí vyvozené v krajním vlákne průřezu vlivem ohybového momentu ($M_g = N_g \cdot e_g$) při stálém zatížení

$$\sigma_{Mg}^+ = M_g / W$$

R_g = Výslednice vnitřních sil v průřezu od stálého zatížení. Při vyrovnané střednici je málo skloněna od normály průřezu.

R_p = Výslednice vnitřních sil v průřezu od pohyblivého zatížení. Při vyrovnané střednici je více skloněna než výslednice R_g . Velikost výslednice R_p je menší.

Výsledná smyková napětí v průřezu jsou zanedbatelná.

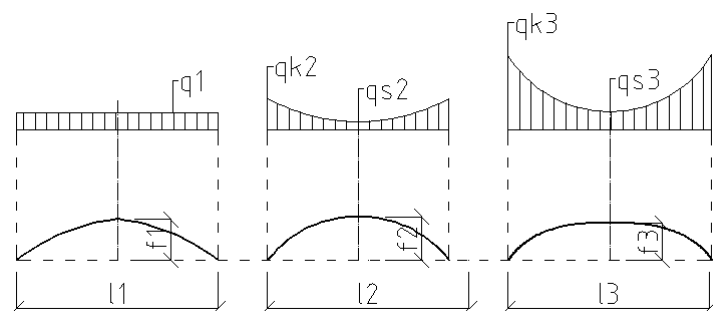
b. Charakteristické znaky oblouků

i. Tvar oblouku

Výslednicová čára se všeobecně neshoduje se střednicí oblouku. Nicméně tvar střednice se proporčně volí tvaru výslednicové čáře od stálého zatížení. Následně je možné získat napětí v tlaku, které působí jako předpětí. Předpětí umožňuje přenášet velká nahodilá zatížení.

Tvary výslednicové čáry:

- Parabola druhého stupně – při rovnoměrném zatížení
- Parabola vyššího stupně – obtížení rostoucí spojitě k patkám
- Blízký tvar elipse – zvlášť veliké zatížení v patkách oblouku



Obrázek 29 – Tvary výslednicové čáry

ii. Poměrné vzepětí

Osobitým znakem oblouku je jeho poměr vzepětí k délce $= \frac{f}{l}$. Pohybuje se v rozmezí 1 až 1:15.

U vysokých oblouků se zvětšuje spotřeba betonu v oblouku, náklady na skruž. U nízkých oblouků je průřez notně namáhaný, jsou vyžadovány mohutné opěry.

U vetknutých oblouků je optimální poměrné vzepětí 3,5. U běžných oblouků se pohybuje vzepětí v mezích 1:4 až 1:6.

iii. Smělost oblouku

Smělost oblouku je vyjádřena velikostí vodorovné síly H_g od stálého zatížení. Určení velikosti vodorovné síly vychází z následujícího vzorce:

$$H_g = k \cdot g \cdot \frac{l^2}{f}$$

kde

k = konstanta závislá na statické soustavě pro určitý druh oblouku

g = zatížení oblouku na délkovou jednotku

l = rozpětí oblouku

f = vzepětí oblouku

iv. Štíhlost oblouku

Štíhlost oblouku je vyjádřena poměrem výšky průřezu ve vrcholu oblouku d_s k rozpětí l .

U vetknutých oblouků s průřezem obloukového pásu se štíhlost oblouku pohybuje kolem 1:65 až 1:150. U žebrových průřezů to bývá 1:55 až 1:80.

Rozhraní mezi tzv. *tlustými a štíhlými oblouky* tvoří štíhlost $d_s/l = 100$.

Přesněji lze hranici s určit poměrem:

$$s = H_{cr}/H,$$

kde

H_{cr} = kritická oblouková síla

Tato síla vzniká při zatížení, při kterém je rovnováha mezi vnitřními a vnějšími silami labilní.

H = největší oblouková síla

Je požadováno, aby pro vetknuté a dvoukloubové oblouky bylo splněno $s \geq 3,5$. Pro trojkloubové musí být $s \geq 6$.

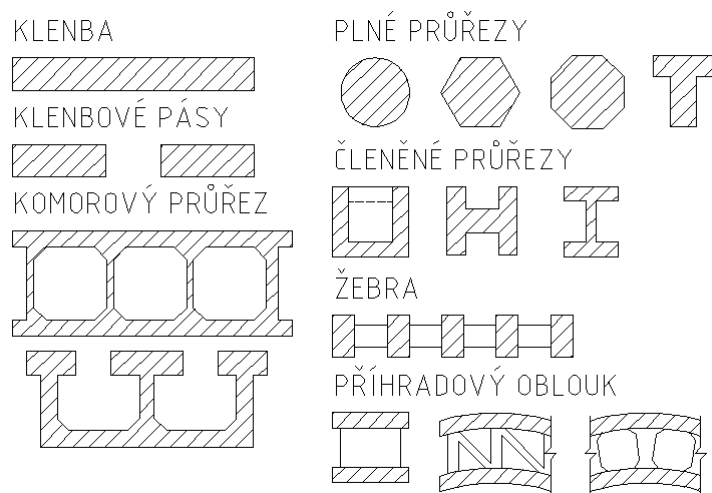
Tlusté oblouky mají velkou ohybovou tuhost ($E \cdot I$), zanedbatelné průhyby. Naproti tomu tenké oblouky mají velké průhyby a mění tím i velikost staticky neurčitých složek.

c. Příčný řez obloukových mostů

Příčný řez se mění plynule podle rozdělení namáhání. Obvykle od vrcholu k patám stojky se zvětšuje tloušťka u vetknutých oblouků. U dvoukloubového je tomu od patek do vrcholu. U trojkloubového obloukového mostu se zvětšuje tloušťka od vrcholu a patek do čtvrtin rozpětí.

Rozdělení podle tvaru příčného řezu

- obloukové pásy
 - široký, plochý, plný obdélníkový průřez
 - komorový průřez (jednoduchý, více komorový, otevřené komůrky)
 - klenbové pásy
- oblouková žebra spojená ztužidly
(vzniká tedy tzv. *rámová Vierendelova konstrukce* zakřivená do válcové plochy)
 - průřez vysokých obdélníků
 - tvary I , T , H , U
 - kruhový oblouk
 - šestiúhelníkový
 - osmiúhelníkový
 - složitě členěný průřez
 - příhradový oblouk



Obrázek 30 – Tvary příčných řezů obloukových mostů

d. Výztuž oblouků

Nosná výztuž obloukových mostů se umísťuje ve směru rozpětí k oběma povrchům, je souměrná. Optimální procento vyztužení: 0,8-1,2 %. Nesouměrná výztuž se nenavrhuje kvůli její schopnosti vnášet do konstrukce nežádoucí ohybové momenty od vlivů smršťování a dotvarování.

Příčná výztuž se navrhuje kolmo k podélné výztuži. Třmínky se navrhují kolmo k ose oblouku kvůli zabránění vytlačení podélných prutů.

Konstruktivní zásady

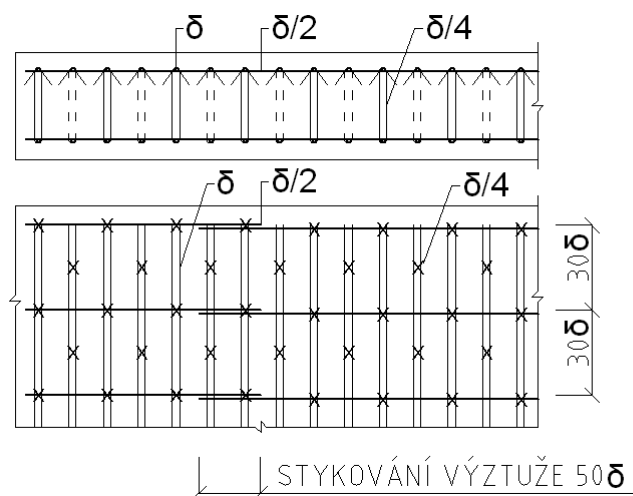
δ = profil podélných prutů

$\delta/2$ = profil příčných prutů

$\delta/4$ = profil třmínků

$30 \cdot \delta$ = maximální vzdálenost příčných prutů

$50 \cdot \delta$ = vzdálenost přesahu podélných prutů



Obrázek 31 – Vyztužování oblouků

e. Opěry oblouků

Opěry jsou navrhovány pro přenesení šikmého tlaku oblouku do základů. Rozměry opěr vycházejí nízké při únosné základové půdě blízko patek oblouku. Na pozvolném svahu je navrhována základová spára zběžně rovnoběžně se svahem s přidáním podélných žeber a příčnou ostruhou.

Základová plocha opěr má být přibližně kolmá ke směru tlaku. Tím je zamezeno pokluzu opěry.

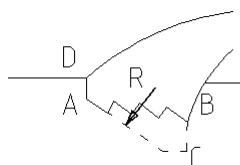
Založení na nesoudržných zeminách (písek, štěrk)

- součinitel tření = 0,40-0,45

Výsledný tlak na základy může být maximálně skloněn oproti svislici o úhel tření. Pokud tohoto nelze dosáhnout, zakládají se opěry oblouků velkých rozpětí a malých vzepětí na pilotech.

Založení na soudržných zeminách (kompaktní půdy – jíl, slín, málo vrstevnatý pískovec)

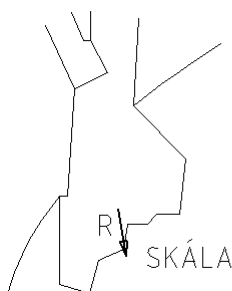
- součinitel tření = max. 0,25



Obrázek 32 – Schéma tvaru opěry založené na soudržných zeminách

Tvar výkopu A-C vyžaduje velké náklady. Vhodnější je řešení vodorovné základové spáry A-B zazubením základu kolmo ke směru tlaku.

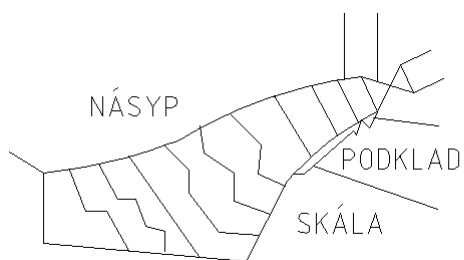
Založení opěry na strmých svazích



Obrázek 33 – Schéma tvaru opěry založené na strmém svahu

Pokluzu opěr je zamezeno podélným a příčným zazubením základů do skalních vrstev.

Založení na půdách, kde je únosná základová půda hluboko pod patkami oblouku

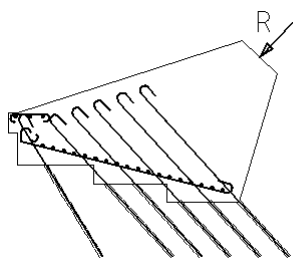


Obrázek 34 – Schéma tvaru opěry založené na půdě, kde je základová půda hluboko pod patkami oblouku

Oblouk v opěře je prodlužován a rozšiřován k základové spáře. Jakost betonu je možné odstupňovat – kvalita betonu bude stoupat k patě oblouku.

Další možnost založení je pomocí hlubinných základů (piloty, kesony, studně, atd.).

Pokud je povrch základových vrstev nepříznivě nakloněn, je potřeba napřímít šikmou výslednicí tlaku. Napřímení se s úspěchem dosahuje velkou vahou opěry. Nahrazení velké tíhy opěry lze vyřešit přikotvením do základové půdy (např. pruty (průměr cca 50 mm) z betonářské oceli do vyvrtaných děr nebo kabely z drátů s kotvami).

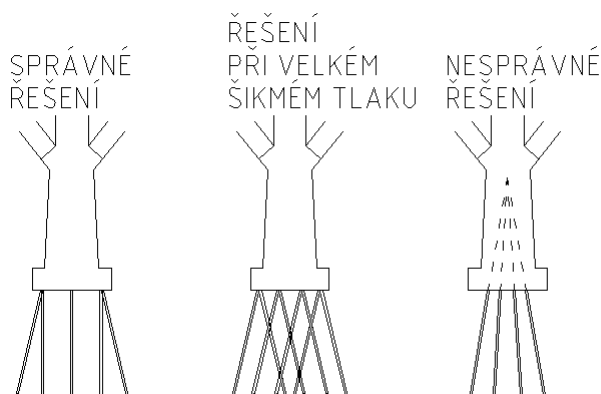


Obrázek 35 – Přikotvení opěry k základové půdě

Opěry mohou být eventuálně velmi lehké ze železobetonu. Spotřeba betonu je menší, avšak spotřeba oceli vzroste.

Vnitřní pilíř sdružených obloukových mostů

U obloukových mostů s větším počtem polí jsou podporové tlaky na vnitřní pilíř svislé. V případě založení vnitřní podpory na pilotách je nutné navrhnout šikmé piloty pro přenesení vodorovných složek. Osy pilot se nesmí protínat v jednom bodě.



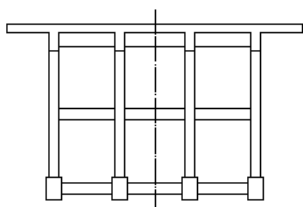
Obrázek 36 – Rozdělení pilot vnitřních podpěr sdružených oblouků

f. Mostovka obloukového mostu

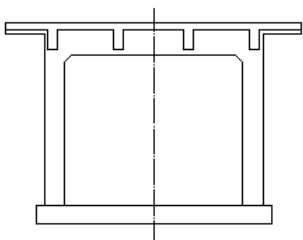
Nosná konstrukce mostovky je staticky řešena spojitým nosníkem nebo sdruženým rámem deskového nebo trémového průřezu.

Nejstarším způsobem podepření mostovky na obloukovém mostu je násyp. Toto řešení se používá pouze pro malá rozpětí ($L = 30\text{--}35\text{ m}$). Násyp byl později nahrazován hubeným výplňovým betonem, tímto řešením totiž odpadlo namáhání poprsních zdí tlakem násypu.

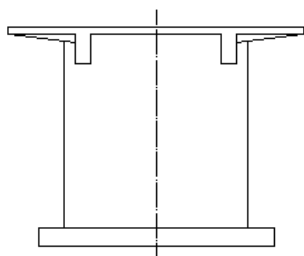
Mostovka dnes bývá podporována na obloukových pásech nebo na žebrech stěnami nebo sloupky. Bývá umístěna pod mostovkou nebo je zavěšena na oblouky vystupující nad ní po stranách.



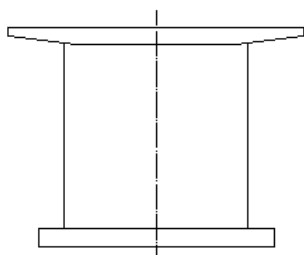
Obrázek 37 – Žebrový oblouk spojený ztužidly – složitá rámová mostovka vyztužená příčnými ztužidly uprostřed stojek



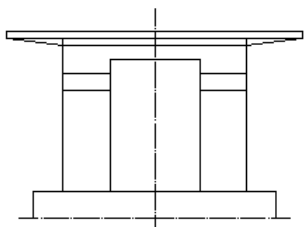
Obrázek 38 – Jednoduchý rám podpírající trémovou mostovku



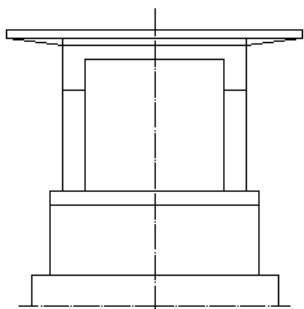
Obrázek 39 – Tenká stěna podpírající trámovou mostovku



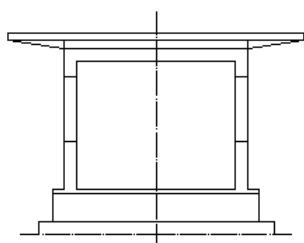
Obrázek 40 – Tenká stěna podpírající deskovou mostovku



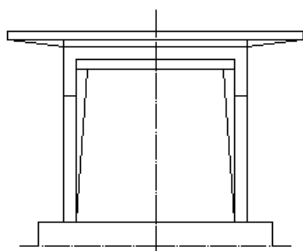
Obrázek 41 – Klenba rozdělená na dva pásy a nosná stěna spojená pod deskou mostovky



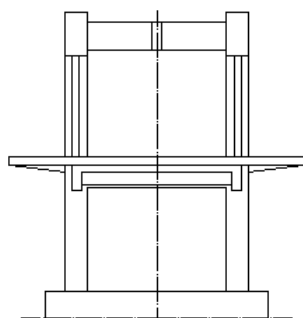
Obrázek 42 – Tenká stěna podpírající oblouk vyztužený trémem



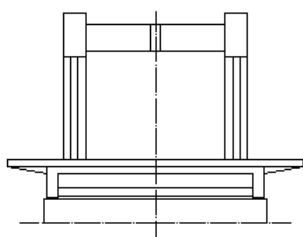
Obrázek 43 – Oblouk Maillartovy – vytvořen komůrkový průřez probíhající vrcholem oblouku



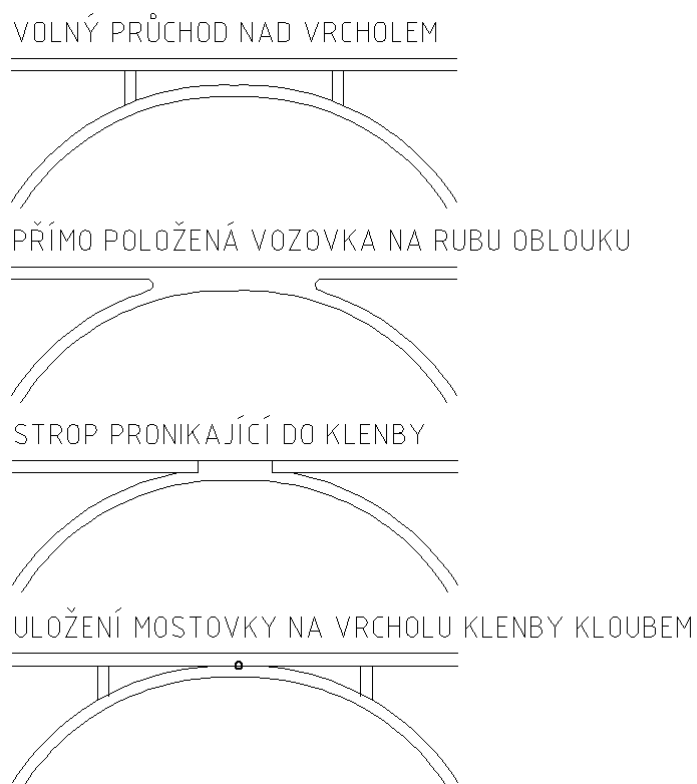
Obrázek 44 – Stěnový oblouk – dvě podélné stěny podpírající mostovku



Obrázek 45 – Oblouk se zavěšenou mostovkou – navrženy pro jednoduchost pouze dva podélné trámy, mostovka rozdělena dilatačními spárami



Obrázek 46 – Oblouk se zavěšenou mostovkou – s táhlem, mostovka rozdělena dilatačními spárami



Obrázek 47 – Úprava oblouku a mostovky ve vrcholu

g. Statický výpočet obloukového mostu



Působení výslednice v jednotlivých průřezech udává výslednicová čára. Výslednicová čára je charakterizovaná jako lomená čára určená pouze pro stálé zatížení. V návrhu určuje tvar střednice oblouku a napětí od vlastní tíhy.

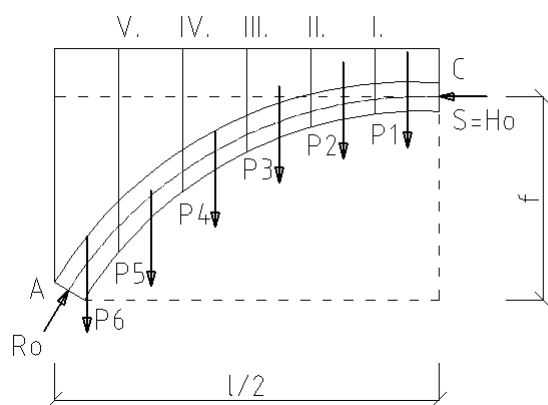
Váha působící na oblouk se do výpočtu uvádí jako váhy proužků. Váhy proužku se s velkou přesností nahrazují osamělými břemeny uprostřed proužků.

Výpočet vetknutého dvoukloubového nebo trojkloubového oblouku

Výpočet je možné provést početně nebo graficky.

Souměrný oblouk

Výsledný tlak ve vrcholu S je vodorovný, je roven vzdálenosti H_0 silového obrazce patřícího k výslednicové čáře.



Obrázek 48 – Souměrný oblouk

Z momentové podmínky rovnováhy levé poloviny oblouku se rovná:

$$\sum P_i \cdot x_i = H_o \cdot f$$

$$H_o = \frac{\sum P_i \cdot x_i}{f}$$

$$S = H_o$$

kde

$\sum P_i \cdot x_i$ = součet momentů jednotlivých vah proužků

f = svislá pořadnice výslednicové čáry k vrcholovému tlaku S

Nesouměrný oblouk

Nesouměrný oblouk může být např. u jednostranné stoupající vozovky při patkách.

Výsledný tlak ve vrcholu S není vodorovný. Vodorovná složka H_o se vyjadřuje pomocí rozložení ve svislých řezech (A, B) na vodorovné a svislé složky.

Z momentové podmínky rovnováhy levé poloviny oblouku se rovná:

K podpoře A:

K podpoře B:

$$\sum P_i \cdot x_i = M_A$$

$$\sum P_i \cdot x_i = M_B$$

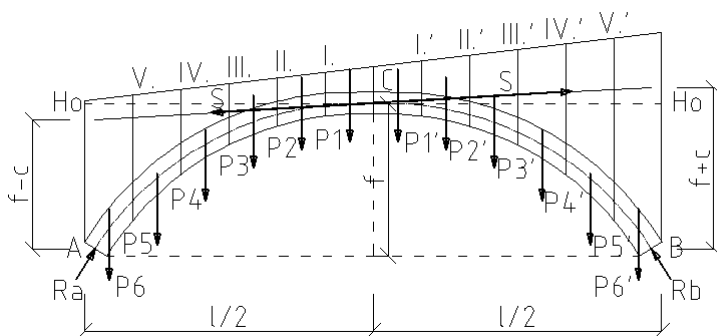
$$M_A = H_o \cdot (f - c)$$

$$M_B = H_o \cdot (f + c)$$

Vyjádřením předcházejících dvou rovnic vyjde:

$$H_o = \frac{M_A + M_B}{2 \cdot f}$$

$$c = \frac{M_B - M_A}{2 \cdot H_o}$$

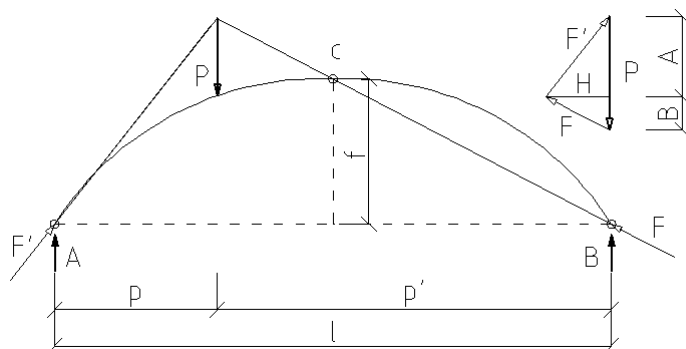


Obrázek 49 – Nesouměrný oblouk

Trojkloubový oblouk

Svislé reakce se počítají jako u prostého nosníku.

Př.: Trojkloubový oblouk



Obrázek 50 – Rovnováha sil na trojkloubovém oblouku

Z uvedeného obrázku vychází:

$$A \cdot l - P \cdot p' = 0 \quad B \cdot l - P \cdot p = 0$$

$$A = \frac{P \cdot p'}{l} \quad B = \frac{P \cdot p}{l}$$

Vodorovná síla H se stanovuje z momentové podmínky k bodu c:

Vyjádření zleva:

$$-B \cdot \frac{l}{2} - H \cdot f = 0$$

$$-\frac{P \cdot p}{l} \cdot \frac{l}{2} - H \cdot f = 0$$

$$H = \frac{P \cdot p}{2 \cdot f}$$

Vyjádření zprava:

$$A \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \left(\frac{l}{2} - p \right) - H \cdot f = 0$$

$$\frac{P \cdot p'}{l} \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{2} + P \cdot p - H \cdot f = 0$$

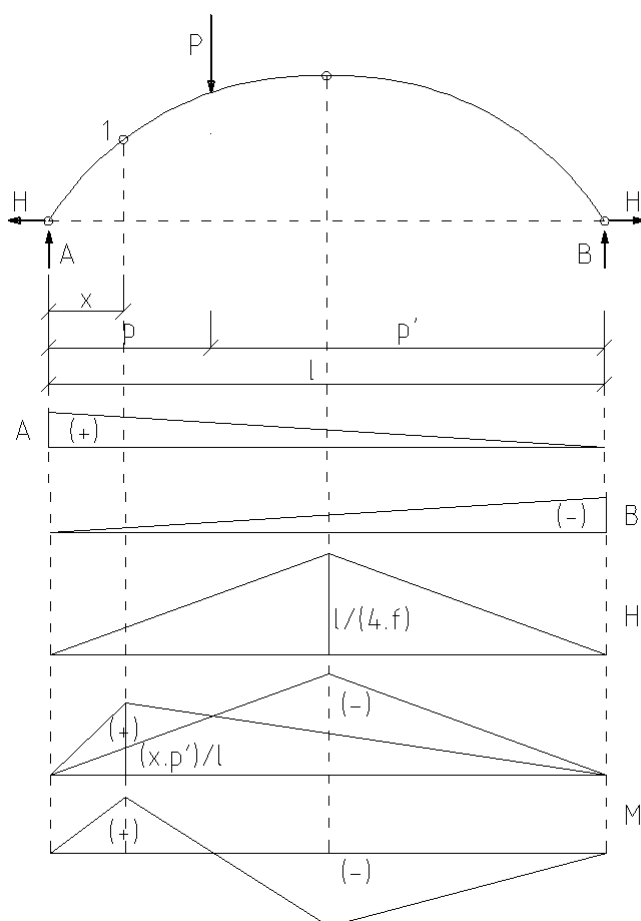
$$\frac{P \cdot (l - p)}{l} \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{2} + P \cdot p - H \cdot f = 0$$

$$H = -\frac{P \cdot p}{2 \cdot f}$$

Řešení pomocí příčinkové čáry

Příčinková čára statické veličiny (M , V , N) v libovolném průřezu x nosníku je čára, jejíž pořadnice v libovolném místě udává hodnotu požadované statické veličiny v daném průřezu x od jednotkové síly $F = 1 \text{ kN}$ působící v tomto místě.

Příčinková čára vyjadřuje přetvoření velikosti v průřezu x nosníku při různých polohách pohyblivé síly F . Váže se na jedinou statickou veličinu a na jediný průřez x .



Obrázek 51 – Příčinková čára – trojkloubový oblouk

$$H = \frac{l}{4 \cdot f}$$

$$M = M_{kurent} - H \cdot z$$

$$M = A \cdot x - P \cdot (x - p)$$

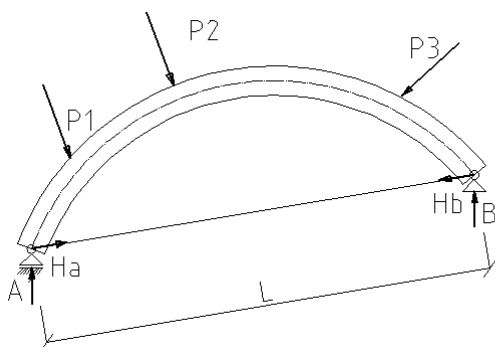
Index *kurent* označuje příslušnou statickou veličinu na základní soustavě.

Dvoukloubový oblouk

K určení čtyř neznámých složek sil v podporách používáme tři statické podmínky rovnováhy. Dvoukloubový oblouk je jedenkrát staticky neurčitý.

Podporové tlaky jsou rozloženy na svislé síly A, B a na vodorovné složky vedené ve směru spojnice kloubů H_A, H_B . Svislé složky se vyjadřují pomocí momentové podmínky rovnováhy k podpoře oblouku. Svislá síla A je stejně veliká jako levý podporový tlak.

Je-li dvoukloubový oblouk uložen na jedné podpoře pevné, na druhé – na posuvném ložisku, působí jako křivý trám.



Obrázek 52 – Složky sil v podporách – dvoukloubový oblouk

Staticky neurčitá síla H se vyjadřuje pomocí silové metody nebo Castiglianovy metody.

$$\Pi = \frac{1}{2 \cdot E \cdot I_o} \int_0^l R(x) \cdot M^2(x) dx$$

kde redukční člen:

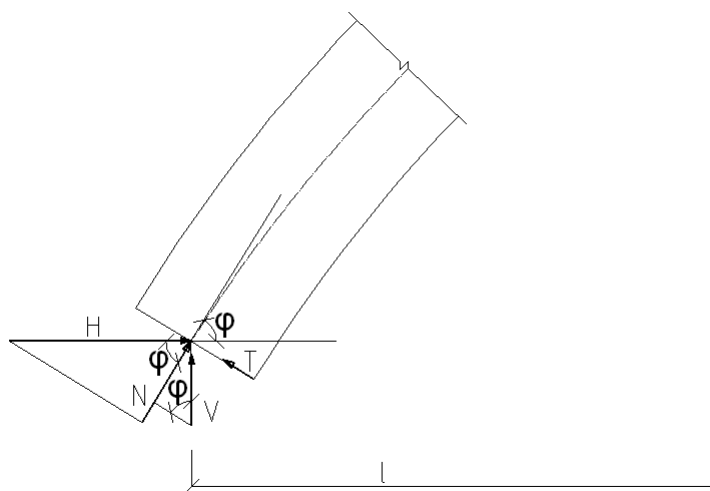
$$R(x) = \frac{I_o}{I_x \cdot \cos \varphi(x)}$$

Sílu H lze rovněž vyjádřit z geometrických podmínek.

Pokud jsou klouby a, b neposuvné, síla H nebude konat žádnou práci.

Vliv posouvající síly lze zanedbat, vliv teploty se však ve výpočtech uvažuje.

Dimenzační síly na oblouku



Obrázek 53 – Dimenzační síly na oblouku

$$\cos \varphi = \frac{N}{H}$$

$$N = H \cdot \cos \varphi$$

$$\sin \varphi = \frac{N}{V}$$

$$N = V \cdot \sin \varphi$$

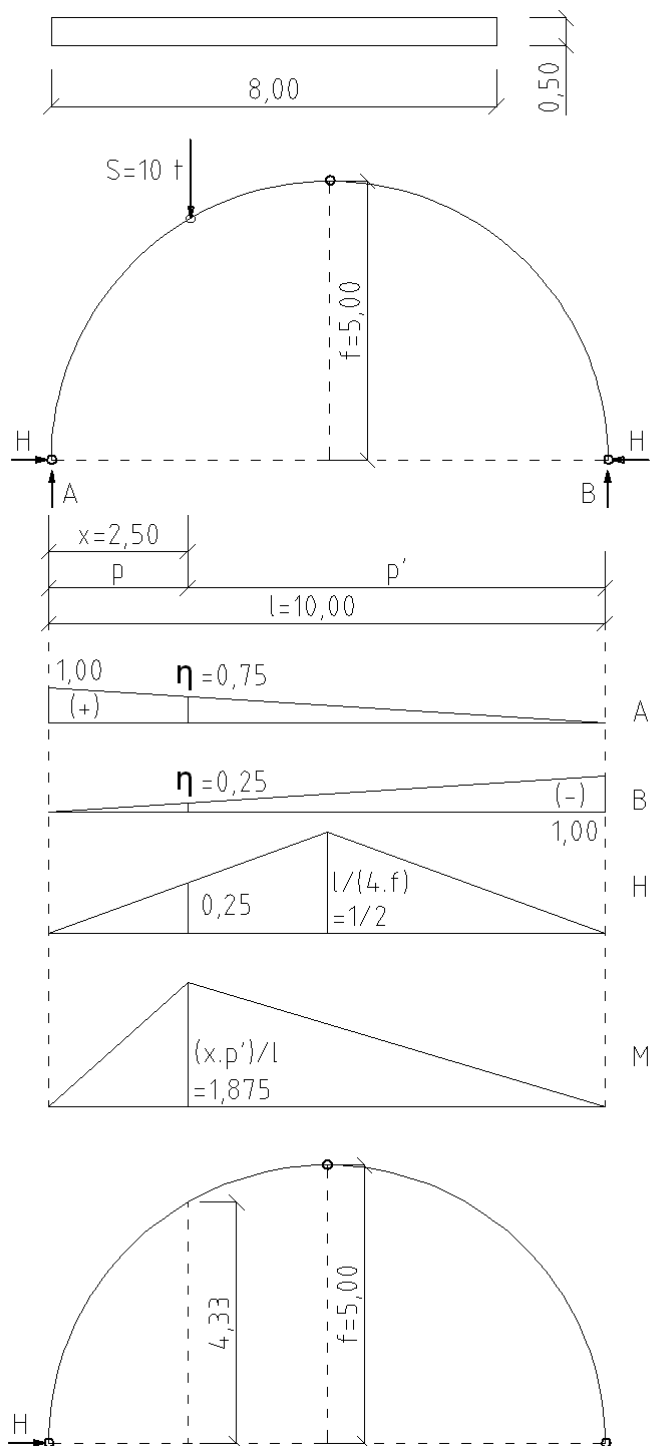
$$N = H \cdot \cos \varphi + V \cdot \sin \varphi$$

$$T = -H \cdot \sin \varphi + V \cdot \cos \varphi$$



Př.: Trojkloubový oblouk

- Síla $S = 10\text{ t}$, působí ve vzdálenosti $2,50\text{ m}$ od podpory a .
- $l = 10\text{ m}$
- $f = 5\text{ m}$



Obrázek 54 – Př.: Trojkloubový oblouk

Řešení:

$$S = 10 \text{ t} = 100 \text{ kN}$$

Zatížení stálé:

$$g_o = 0,50 \cdot 8,00 \cdot 25 = 100 \text{ kN/m'}$$

Svislá složka A:

$$A_g = \frac{1}{2} \cdot l \cdot g_o = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 100 = 500 \text{ kN}$$

$$A_p = 100 \cdot \eta = 100 \cdot 0,75 = 75 \text{ kN}$$

$$A = A_g + A_p = 575 \text{ kN}$$

Svislá složka B:

$$B_g = \frac{1}{2} \cdot l \cdot g_o = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 100 = 500 \text{ kN}$$

$$B_p = 100 \cdot \eta = 100 \cdot 0,25 = 25 \text{ kN}$$

$$B = B_g + B_p = 525 \text{ kN}$$

Zpětná kontrola – podmínka rovnováhy:

$$g_o \cdot l + S = A + B$$

$$100 \cdot 10 + 100 = 575 + 525$$

$$1100 = 1100$$

Zatížení pohyblivé:

$$H_g = \frac{1}{2} \cdot l \cdot H = \frac{1}{2} \cdot l \cdot \left(\frac{l}{4 \cdot f} \right) = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 0,50 = 250 \text{ kN}$$

$$H_p = 100 \cdot \eta = 100 \cdot 0,25 = 25 \text{ kN}$$

$$H = H_g + H_p = 275 \text{ kN}$$

Ohybový moment:

$$\eta_M = \frac{x \cdot p'}{l} = \frac{2,50 \cdot 7,50}{10} = 1,875$$

$$M_g = \frac{1}{2} \cdot l \cdot \eta_M \cdot g_o = \frac{1}{2} \cdot 10 \cdot 1,875 \cdot 100 = 937,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = 100 \cdot \eta = 100 \cdot 1,875 = 187,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = M_g + M_p = 1125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = M_{kurent} - H \cdot z = 1125 - 275 \cdot 4,33$$

$$\boxed{M = -68 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Excentricita:

$$e = \frac{M}{H} = \frac{-85}{275} = -0,25 \text{ m}$$



střednice
výslednicová čára
vedlejší účinky
tvar oblouku
poměrné vzepětí
smělost oblouku
štíhlost oblouku
trojkloubový oblouk
dvoukloubový oblouk



Proč se navrhují vložené klouby v obloukových konstrukcích?
Jaké znáte tvary skruží pro monolitické provádění oblouků?
Popište základní znaky obloukových mostů.
Jak se mění příčný řez obloukových mostů?
Vysvětlete způsoby založení.
Jaké znáte možnosti podepření mostovky?
Popište postup statického výpočtu těchto mostů.

7. Předpínací systémy

Tato kapitola objasňuje rozdíly základních předpínacích systémů včetně jejich pracovních postupů. Jsou zde připomenuti reprezentanti jednotlivých systémů.



Základní rozdělení předpínacích systémů:

- Předem předpjaté systémy
- Dodatečně předpjaté systémy
- Předpínací systémy s vnější volnou výztuží = volné kabely = vnější předpětí



a. Předpínací výztuž

Předpínací drát (patentovaný) se vyrábí z válcovaného drátu tažením za studena. Průměr drátu bývá 2-7 mm, pevnost 1400-1800 Mpa. Drát bývá navíjen na cívky velkých rozměrů.

Lana sestávají z drátů svinutých dohromady. Většinou se používají lana složená ze 7mi drátů (přímý centrální drát, kolem kterého je svinuto do šroubovice 6 drátů). Šroubovice zároveň zlepšuje soudržnost lana s injektáží nebo betonem.



Obrázek 55 – Předpínací lana ve svitcích (jeden svitek: délka lana 1635 m, hmotnost 1920 kg)

Předpínací tyče (žebírkové) jsou válcovány za tepla, průměr bývá 20-40 mm. Hojně jsou využívány pro dodatečné předpínání.

Rozdělení předpínací výztuže dle její soudržnosti s betonem

Se soudržností

Je zajištěn přenos síly z předpínací výztuže do betonu po celé délce kabelového kanálku.

Bez soudržnosti = volná předpínací výztuž

Kotvení prostřednictvím kotevního zařízení.

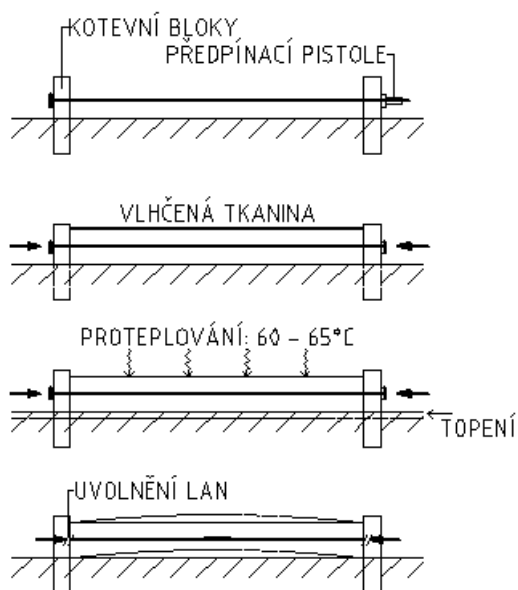
i. Projektování – potřebné údaje

Potřebnými údaji pro projektování jsou světlý průměr trubky kabelového kanálku, koeficient tření přímého kabelu μ , koeficient tření zakřiveného kabelu β .

b. Předem předpjaté prefabrikované mostní konstrukce

Výztuž je kotvena se soudržností.

Předpínací dráhy jsou dlouhé až 200 m. Vyrábí se na nich několik dílů za sebou, nebo se vybetonuje celý pruh a po zatvrdnutí se provede rozřezání panelů pilou s diamantovými břity.



Obrázek 56 – Předem předpjaté konstrukce – princip výroby

Pracovní postup:

1. Předpínací dráhu zbavit nečistot a namazat odformovacím olejem.
2. Vložit betonářskou a předpínací výztuž do formy.
3. Napínat předpínací výztuž pomocí předpínací hydraulické pistole. Kotvit předpínací výztuž v čelech dílce do kotevních bloků.
4. Betonovat, vibrovat, hladit beton.
5. Proteplit beton (slouží k urychlení tvrdnutí betonu).
6. Po dosažení 80% požadované pevnosti betonu uvolnit kotvení na čelech. Tím bude vneseno předpětí.

Příklady použití:

Prefabrikované nosníky VSTI-2000

I-DZ 97

TT-DZ 97

MK-T



Obrázek 57 – Předpínací hydraulická pistole

i. Výhody, nevýhody předem předpjatých konstrukcí

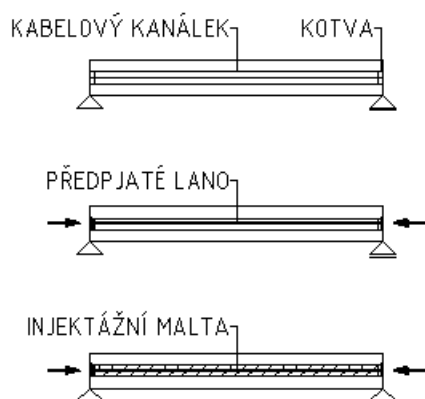
- 👍 Spolehlivá ochrana předpínací výztuže
- 👍 Menší pracnost

- 👎 Nákladné zařízení na předpínání
- 👎 Doprava celých dílů
- 👎 Omezené možnosti vedení předpínací výztuže

c. Dodatečně předpjaté mostní konstrukce

Výztuž je kotvena se soudržností i bez soudržnosti.

Mosty na rozpětí střední a velké z předpjatého betonu (kabelobetonu) jsou prováděny jako dodatečně předpjaté konstrukce.



Obrázek 58 – Dodatečně předpjaté konstrukce – princip výroby

Pracovní postup:

1. Osadit kabelové kanálky ve formě. Jejich vedení bude mít v podélném směru tvar dráhy navrženého kabelu. Do nejvyšších míst kabelových kanálků osadit odvědušovací trubky (ocelové tenkostěnné trubky nebo PE trubky).
2. Vybednit čela mostu a osadit kotvy.
3. Doplnit předpínací výztuž betonářskou výztuží.
4. Kabely s mrtvými kotvami vložit do ocelových trubek před betonáží.

5. Vybetonovat nosník (v plné délce nebo z dílů).
6. Patentovaný předpínací kabel protáhnout ocelovou chráničkou (někdy může být veden i před vlastním betonováním).
7. Předepnout kabel. V současné době se převážně předepínají kabely ve výrobě, na stavbě eventuálně další kabely.
8. Profouknout kabelové kanálky stlačeným vzduchem, případně tlakovou vodou.
9. Zainjektovat.

Příklady použití:

Prefabrikované nosníky MK-T

Prefabrikované nosníky MK-T-ČD

Prefabrikované nosníky T-93

Prefabrikované nosníky T 2000 (Petra)

Starší konstrukce (do r. 1990):

KA-67, KA-73

I-67, I-73

i. Výhody, nevýhody dodatečně předpjatých konstrukcí

- 👍 Staticky nejvhodnější tvar kabelu
- 👍 Jednoduchá forma
- 👍 Doprava realizovatelná po dílech

- 👎 Nespolehlivá ochrana předpínací výztuže při nedokonalém zainjektování
- 👎 Vyšší pracnost



Obrázek 59⁶ – Příklad realizace vedení kabelů mezi betonářskou výztuží

⁶ viz http://www.sm7-dsi.cz/predpinani-system-lanovy-soudrznosti/obr2_b_1.jpg

d. Předpínací systémy s vnější volnou výztuží – volné kabely – vnější předpětí

Výztuž je kotvena bez soudržnosti s betonem.

Většinou jsou využívány vícetanové kabely vedené mimo betonový průřez pomocí deviátorů, často jsou vedeny v dutině komorového průřezu. Kabely se opírají o kotevní bloky a sedla.

Deviátory jsou masivní bloky betonu nebo ocelové prvky, v nichž dochází k vychýlení dráhy předpínacího kabelu.

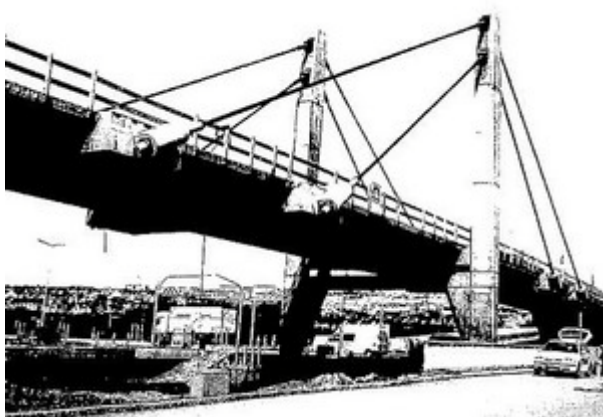


Uspořádání vnějších kabelů v mostní konstrukci

- Ohýbání vnějších kabelů v deviátorech
- Ohýbání vnějších kabelů v příčnicích



Obrázek 60⁷ – Deviátory v komorovém průřezu



Obrázek 61 – Nosný konstrukční systém – volná lana vedená přes pylon

⁷ viz <http://marusic.blog.sme.sk/c/90492/Niekolko-pohladov-na-dialnicne-mosty.html>



deviátory



Jaké druhy předpínací výztuže znáte?

Jaké jsou rozdíly mezi předem předpjatými a dodatečně předpjatými konstrukcemi?

Popište konstrukce realizované předem předpjatým systémem.

Popište konstrukce realizované dodatečně předpjatým systémem.

8. Konstrukční zásady

V této kapitole je uvedena stručná charakteristika základních konstrukčních zásad podle dříve používané a v současné době platné normy.



ČSN 73 6207 – Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu

(Dnes již neplatná norma)

Krytí kabelových kanálků:

min $\varnothing$ kabelového kanálku, nebo 30 mm

Krytí předpínací výztuže:

min 30 mm

Mezery mezi rovnoběžnými vložkami betonářské a předpínací výztuže:

min 20 mm, nebo $\varnothing$ vložek

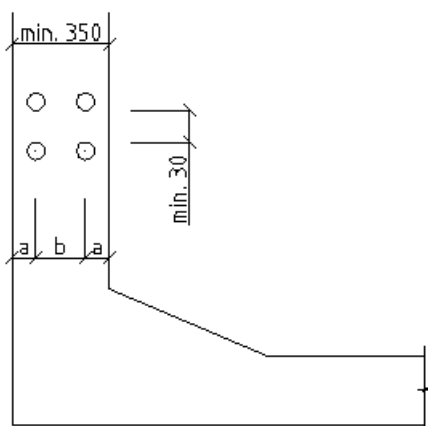
Tloušťka stěny mezi kabelovými kanálky musí být alespoň 30 mm, při křížování mohou vložky ležet přímo na sobě, pokud jsou opatřeny nepropustným pláštěm, např. ocelovou nebo PE trubicí.

Při velkém počtu kabelů volit větší mezery mezi vložkami (např. jedna svislá mezera alespoň 100 mm).

Trámy musí být opatřeny třmínky, jejichž vzdálenost nesmí být větší jak 3/4 výšky trámu nebo 400 mm – pokud statickým výpočtem nevychází hlavní tah menší.

Pokud je stěna (žebro) širší více jak 300 mm, budou navrženy min. čryštrížné třmínky. Dále budou doplněny podélnými vložkami betonářské výztuže vzdálenými od sebe max. 400 mm.

Desky musí být vyztuženy betonářskou výztuží v podélném i příčném směru.



Obrázek 62 – Konstrukční zásady

a = min $\varnothing$ kabelového kanálku, nebo 30 mm

b = alespoň jedna svislá mezera 100 mm, ostatní volit min. 30 mm

ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady

(V současné době platná norma)

⁸Nominální krycí vrstva – předepsána ve výkresech:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

⁹Minimální krycí vrstva je stanovena jako větší z hodnot:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

kde

$c_{min,b}$ je minimální krycí vrstva z hlediska soudržnosti

$c_{min,dur}$ je minimální krycí vrstva z hlediska podmínek prostředí

$\Delta c_{dur,\gamma}$ je minimální přídavná bezpečnostní složka

$\Delta c_{dur,st}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití nerezové oceli

$\Delta c_{dur,add}$ je redukce minimální krycí vrstvy při použití přídavné ochrany

„Pokud je povrch betonu vystaven abrazivnímu působení ledu nebo pevných částí přinášených tekoucí vodou, má být krycí vrstva zvětšena minimálně o 10 mm.“¹⁰

⁸ viz ČSN EN 1992-1-1

⁹ viz ČSN EN 1992-1-1

¹⁰ viz ČSN EN 1992-2

Tabulka 9¹¹ – Stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206-1

Označení stupně	Popis prostředí	Informativní příklady, kde se může agresivita vyskytnout
1 Není nebezpečí koroze nebo narušení		
X0	- Pro beton bez výztuže nebo zabudovaných kovových vložek: všechna prostředí s výjimkou, kde se vyskytuje zmrazování a rozmrazování, obrus nebo chemické agresivní prostředí. - Pro beton s výztuží nebo se zabudovanými kovovými vložkami: prostředí velmi suché	Beton uvnitř budov s velmi malou vlhkostí vzduchu
2 Koroze vlivem karbonatů (beton s výztuží)		
XC1	Suché nebo stále mokré	Beton uvnitř budov s malou vlhkostí vzduchu. Beton trvale ponořen ve vodě.
XC2	Mokré, občas suché	Povrch betonu vystaven dlouhodobému působení vody. Většina základů.
XC3	Mírně vlhké	Beton uvnitř budov s mírnou nebo velkou vlhkostí vzduchu.
XC4	Střídavě mokré a suché	Povrchy betonu vystavené styku s vodou, které nejsou zahrnuty ve stupni agresivity XC2.
3 Koroze vlivem chloridů, ne však z mořské vody (beton s výztuží)		
XD1	Mírně vlhké - středně vlhké, vlhké	Povrchy betonů vystavené chloridům rozptýleným ve vzduchu
XD2	Mokré, občas suché	Plavecké bazény. Beton vystaven působení průmyslových vod obsahujících chloridy.
XD3	Střídavě mokré a suché	Části mostů vystavené postřikům obsahujícím chloridy, vozovky, betonové povrchy parkovišť.
4 Koroze vlivem chloridů z mořské vody (beton s výztuží) - v ČR se nevyskytuje		
5 Střídavé působení mrazu a rozmrazování s nebo bez rozmrazovacích prostředků (beton s výztuží)		
XF1	Mírně nasáklý vodou bez rozmrazovacích prostředků	Svislé betonové povrchy vystavené dešti a mrazu
XF2	Mírně nasáklý vodou s rozmrazovacími prostředky	Svislé betonové povrchy silničních konstrukcí vystavené mrazu a rozmrazovacím prostředkům.
XF3	Značně nasáklý vodou bez rozmrazovacích prostředků	Vodorovné betonové povrchy vystavené dešti a mrazu.
XF4	Značně nasáklý vodou s rozmrazovacími prostředky	Silniční a mostní desky vystavené rozmrazovacím prostředkům; betonové povrchy vystavené přímému ostříku rozmrazovacími prostředky a mrazu. Omývaná část staveb v moři vystavená mrazu.
6 Chemické agresivní prostředí (beton s výztuží) - beton vystaven chemickému působení zeminy a podzemní vody - viz Tab. 9.2		
XA1	Slabě agresivní chemické prostředí podle tabulky 9.2	
XA2	Středně agresivní chemické prostředí podle tabulky 9.2	
XA3	Vysoce agresivní chemické prostředí podle tabulky 9.2	

¹¹ viz Betonové mosty 10 – Kukaň, Šafář, Hrdoušek. ČVUT



krytí výztuže

nominální krycí vrstva

minimální krycí vrstva



Popište konstrukční zásady podle ČSN 73 6207.

Popište konstrukční zásady podle ČSN EN 1992-2.

Objasněte známé stupně vlivu prostředí.

9. Základní prvky předpínacích systémů

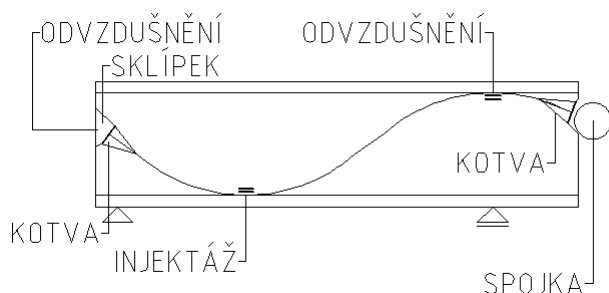
Devátá kapitola popisuje základní prvky předpínacích systémů. Kotevní systémy jsou zde rozděleny podle jejich principu působení.



Předpínací systémy

Existuje celá řada předpínacích systémů. Např. Dywidag, Solo, MONOs, Firesta, VSL, Freyssinet, Skanska DS, CCL, BBR, Tensacciaci.

Při návrhu je nutné vycházet z firemních podkladů jednotlivých systémů.



Obrázek 63 – Základní prvky

a. Kotvy pro kotvení předpínací výztuže

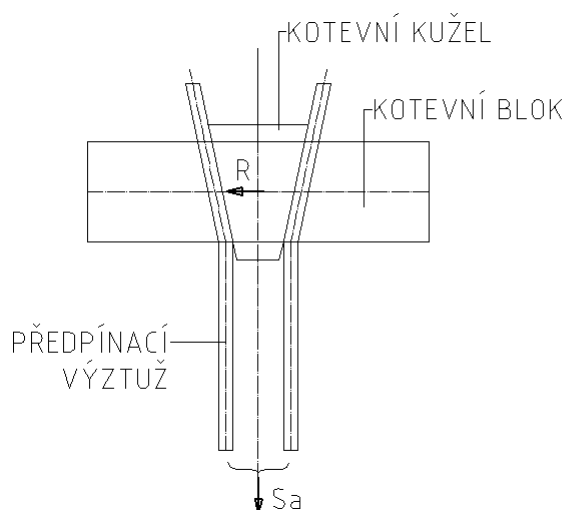
Rozdělení kotevních systémů podle principu

i. Kotevní systémy klínové

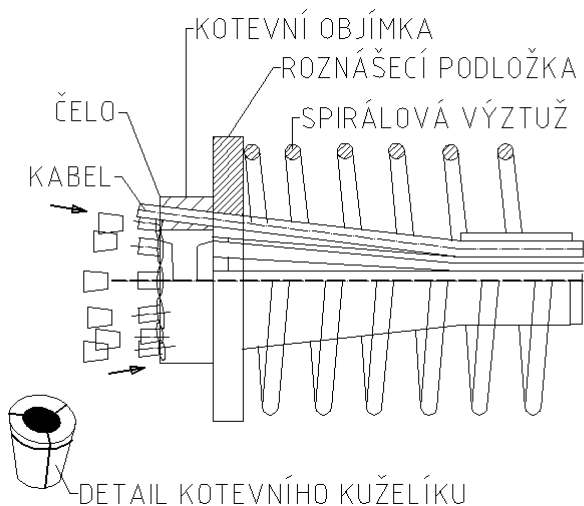
Soustava je po zatlačení kuželu držena v rovnováze a reakce R působí kolmo na osu kuželu. Povrch kužele se opatřuje rýhami kvůli zvětšení součinitele tření μ .

Příklady použití:

Lanový předpínací systém Dywidag, Freyssinet, VSL



Obrázek 64 – Princip působení



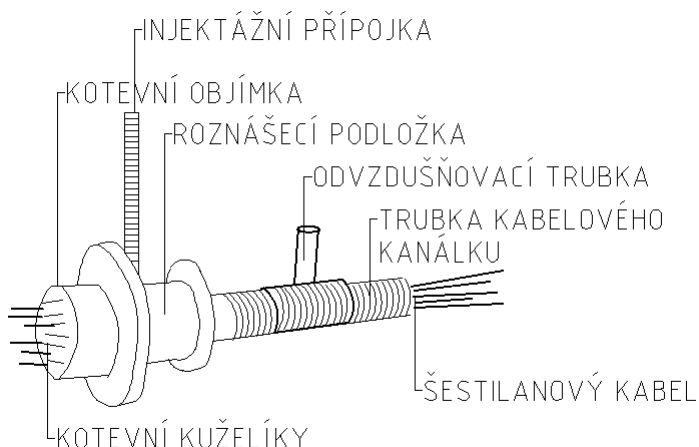
Obrázek 65 – Kotva vícetanového předpínacího systému



Kotevní kuželík bývá dělen na tři díly, jehož středem prochází lano. Kuželík se svým kónickým tvarem shoduje s kotevní objímkou, do které je po napnutí zatahován.

Zatlačení kuželíku do otvoru kotevní objímky se nazývá pokluz. Důsledkem pokluzu je ztráta předpětí pokluzem.

Naopak prokluz je negativním jevem, který může při kotvení nastat. Fyzicky jde o neúmyslné proklouznutí lana v kuželíku.



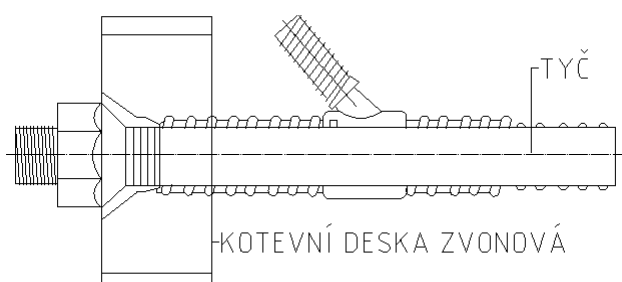
Obrázek 66 – Předpínací systém Skanska DS

ii. Kotevní systémy šroubové

Kotvení zajišťuje šroub, který je našroubován na konci tyče (hladké nebo celozávitové tyče) na závit a opírá se o kotevní blok. Předpínání je realizováno utahováním šroubu (mechanicky nebo hydraulicky).

Příklady použití:

Tyčový předpínací systém Dywidag (se soudržností, bez soudržnosti)



Obrázek 67 – Tyčový předpínací systém

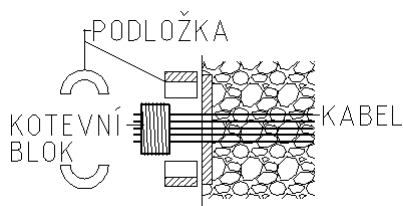
iii. Kotevní systémy založené na jiném principu

Jednotlivé pruty kabelu jsou ukotveny na ocelovém kotevním bloku tak, že se na jejich konci vytvoří rozšíření stlačením konce. Tato hlava zabrání proklouznutí prutu. Po napnutí kabelu se mezi kotevní blok a čelo nosníku vloží ocelové podložky, které drží kabel v napnuté poloze.

Příklady použití:

Systém BBR

Systém KA



Obrázek 68 – Princip systému BBR

Systém KA se používá na kotvení kabelů z plochých drátů s tvarově upraveným povrchem nebo kruhových drátů, které jsou upraveny do vodorovných řad. Po předepnutí se kotvení blok zašroubuje VP šrouby na potřebnou sílu.

iv. Pasivní kotvy

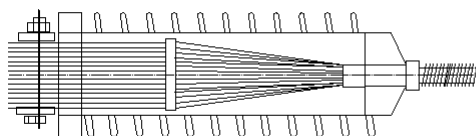
Pasivní kotvy se používají na straně, na které se kabel nenapíná.

Používají se různé druhy:

- Aktivní kotvy bez úpravy
- Výztuž na konci kabelu upravená do tvaru smyčky a zabetonovaná v nosníku
- Výztuž upravená do tvaru háku
- Výztuž na konci vějířovitě rozdělená
- Výztuž je na konci rozšířená oproti průměru v kabelovém kanálku

Podmínka zakřivení:

Zakřivené části prutů musí mít takový poloměr, aby nedošlo k překročení napětí v otláčení.

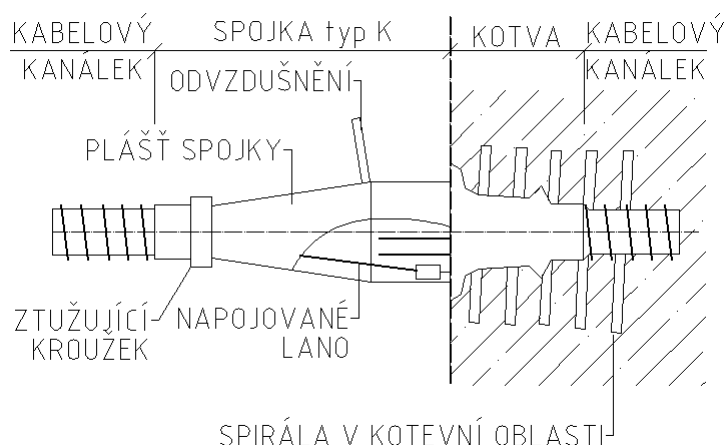


Obrázek 69 – Pasivní kotva

b. Spojky

Kabely je možné nastavovat pomocí spojek. Používají se v místech pracovní spáry, kde je nutné kabel přerušit. Základní částí je spojovací část a 2 objímky: kotvení a napojovaná objímka.

Ztužující kroužek slouží k zachycení štěpných sil.



Obrázek 70 – Spojka VSL



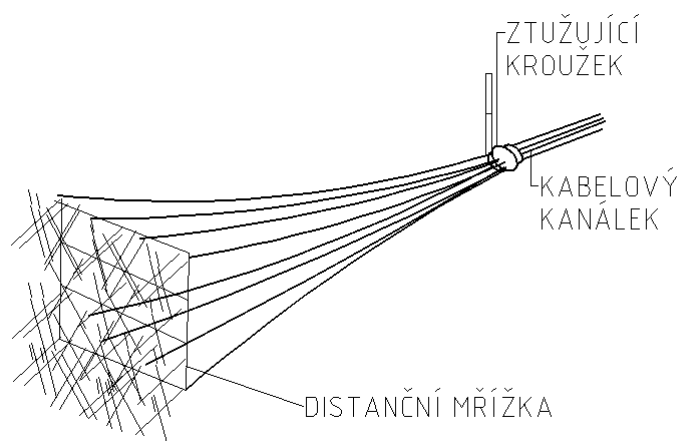
Obrázek 71¹² – Předpínací lana před spojením

c. Mrtvá kotva

Pokud je třeba pasivní konec kabelu v nedostupném místě, zvolí se opatření – nahrazení ocelové kotvy tzv. *mrtvou kotvou*. Předpínací síla je přenášena do betonu radiálním tlakem a soudržností, kotevními deskami nebo soudržností rozpletených drátů s betonem.

V oblasti vychýlení lan je nutno štěpící sílu opět zachytit ztužujícím kroužkem a přidáním spirály.

¹² viz <http://marusic.blog.sme.sk/c/90492/Niekolko-pohladov-na-dialnicne-mosty.html>



Obrázek 72 – Mrtvá kotva s rozpletem

d. Injektování



Vyplnění prostoru kabelového kanálku zajišťuje ochranu kanálku a výztuže proti korozi a zajišťuje soudržnost výztuže s betonem po celé délce kanálku. Injektáž je vháněna pod tlakem. Dnes jsou používány metody – tlaková injektáž, následná injektáž, vakuová injektáž.

Injektáž je směs cementu, vody a přísad pro zvýšení tekutosti a stability.

Před vlastním injektováním se kabelový kanálek profoukne vzduchem nebo propláchne tlakovou vodou z důvodu vyčištění. Injektážní malta je vháněna nízkými body kanálku a vzduch je vytlačován odvězdušňovacími trubkami umístěnými v nejvyšších bodech.

e. Sklípek

Sklípkem je označován vytvořený prostor v čele prvku. Jedná se o prostor mezi kotevní deskou a svislou rovinou nosníku.

kotevní kuželík

pokluz

prokluz

spojky

mrtvá kotva

injektáž

odvzdušňovací trubky

sklípek



Jaké znáte předpínací systémy?

Popište kotevní systémy.

Vysvětlete rozdíl mezi pokluzem a prokluzem.



10. Lanový předpínací systém DYWIDAG



Krátká kapitola o předpínacím systému Dywidag vystihuje nejdůležitější vlastnosti tohoto systému. V textu jsou pro informaci uvedeny vlastnosti výztuže a povolené velikosti předpínacích sil.



Jedná se o dodatečně předpínací lanový systém.

Je využíván průměr lan 15,3 a 15,7 mm.

Používají se 7mi drátová předpínací lana z oceli se jmenovitou pevností 0,2 rovnou min. 1570 Mpa. Jmenovitá pevnost je rovná min. 1770 Mpa.

Tabulka 10¹³ – Předpínací výztuž DYWIDAG

Mechanické vlastnosti předpínací výztuže				
				
Předpínací lano – typ:			15,3 mm (0,6")	15,7 mm (0,62")
			St 1570/1770	St 1570/1770
Jmenovitý průměr	ø	(mm)	15,3	15,7
Jmenovitý průřez	So	(mm ²)	140	150
Jmenovitá hmotnost	q	(kg/m)	1,099	1,178
Napětí na mezi pevnosti	Rm	(MPa)	1770	1770
Mez pevnosti (min.)	Fm	(kN)	247,8	265,5
Napětí na mezi kluzu	Rp 0,2	(MPa)	1570	1570
Mez kluzu (min.)	Fp 0,2	(kN)	219,8	235,5
Modul pružnosti	E	(Gpa)	cca 195	
Tažnost	At	(%)	min 4,0	

¹³ viz <http://www.sm7-dsi.cz/predpinani-system-lanovy-soudrznosti/predpinace-vyztuz-tab.jpg>

Porovnání s hodnotami z ČSN EN 1992-1-1:

Tabulka 11¹⁴ – Návrhové předpoklady dle ČSN EN 1992-1-1

Předpínací ocel	
Dráty a tyče	
Modul pružnosti – předpoklad E_p	205 GPa
Modul pružnosti – skutečná hodnota E_p	195-210 GPa
Lana	
Modul pružnosti – předpoklad E_p	195 GPa
Modul pružnosti – skutečná hodnota E_p	185-205 GPa
Charakteristické hodnoty oceli	
Objemová hmotnost	7850 kg/m ³
Charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu	f_{pk}
Smluvní mez kluzu 0,1 % předpínací oceli	$f_{p0,1k}$
Protažení při maximálním zatížení	ε_{uk}
Duktilita předpínací výztuže	$f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$

Průběh síly v kabelu

Je nutné uvážit sílu v kabelu v době napínání, těsně po napnutí a v době užívání předpjaté konstrukce. U spojek je důležité brát na zřetel, že nesmí docházet k nepřijatelnému posunu spojky.

Při napínání nesmí předpínací síla překročit 0,8 násobek jmenovité pevnosti předpínací vložky.

Síla v kabelu při zatížení předpjaté konstrukce nesmí překročit 0,7 násobek jmenovité pevnosti předpínací vložky.

Tabulka 12 – Poloměry zakřivení předpínacích kabelů o více lanech

Počet lan	R_{min}
> 22	8,6 m
Ostatní případy	4,8 m

¹⁴ viz ČSN EN 1992-1-1

Tabulka 13¹⁵ – Přípustné předpínací síly

Typ kabelu	Počet lan	Síla při zatížení 0,7 Np		Síla při napínání 0,8 Np	
		Lano 140 mm ²	Lano 150 mm ²	Lano 140 mm ²	Lano 150 mm ²
6801	1	173	180°) / 186	180°) / 198	180°) / 212
6802	2	347	372	396	423
6803	3	520	558	595	637
6804	4	694	743	793	850
6805	5	867	929	991	1062
6806	6	1041	1115	1189	1274
6807	7	1214	1301	1388	1487
6808-8	8	1388	1487	1586	1699
6809-8	8	1388	1487	1586	1699
6809-9	9	1561	1673	1784	1912
6810-10	10	1735	1859	1982	2124
6812-10	10	1735	1859	1982	2124
6812-11	11	1908	2044	2181	2336
6812-12	12	2082	2230	2379	2549
6815-13	13	2255	2416	2577	2761
6815-14	14	2428	2602	2775	2974
6815-15	15	2602	2788	2974	3186
6819-16	16	2775	2974	3172	3398
6819-17	17	2949	3159	3370	3611
6819-18	18	3122	3345	3568	3823
6819-19	19	3296	3531	3767	4036
6822-20	20	3469	3717	3965	4248
6822-21	21	3643	3903	4163	4460
6822-22	22	3816	4089	4361	4673
6827-23	23	3990	4275	4560	4885
6827-24	24	4163	4460	4758	5098
6827-25	25	4337	4646	4956	5310
6827-26	26	4510	4832	5154	5522
6827-27	27	4683	5018	5352	5735

Kotva



Ocelovou kotvou je zajišťován přenos předpínací síly z kabelu do betonu soustředným (koncentrickým) tlakem pod deskou kotvy.

¹⁵ viz Předpínací systémy Dywidag. Tyčové a lanové. Pokyny pro projektování

Stupňovitá kotva se používá pro podélné předpětí mostních a trémových konstrukcí.



Obrázek 73¹⁶ – Stupňovitá kotva

Jednodílná desková kotva se používá pro předpínání deskových konstrukcí a pro příčné předpětí mostních desek.

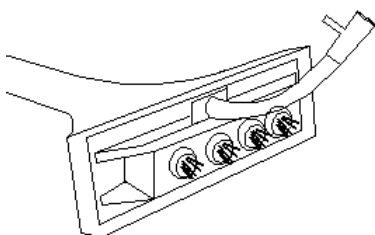


Obrázek 74¹⁷ – Desková kotva

a. Vícelanový systém Diwidag s plochými kabelovými kanálky

Ploché kabelové kanálky se používají pro předpínání desek a pro příčné předpínání horních desek komůrkových mostů.

Z důvodu malé účinné výšky se soustředí lana do jedné vrstvy. Kabel sestává ze čtyř lan, která jsou napínána a kotvena zvlášť.



Obrázek 75 – Vícelanový předpínací systém s plochým kanálkem

kotva



¹⁶ viz http://www.sm7-dsi.cz/predpinani-system-lanovy-soudrznosti/obr3_b.jpg

¹⁷ viz http://www.sm7-dsi.cz/predpinani-system-lanovy-soudrznosti/obr4_b.jpg

11. Kotevní oblast



Jedenáctá kapitola popisuje chování předpjatých prvků v kotevní oblasti. Popisuje určení roznášecí plochy a stručně vystihuje závislost příčných napětí.



Oblast mezi čelem prvku a průřezem ležícím ve vzdálenosti vyrovnávací délky l_k (viz níže) je nazývána *kotevní oblastí*.

Kotva musí být osazena kolmo na betonovanou plochu. Při návrhu kabelů šikmých se používá vhodná opatření – tzv. *sklípek*.

V kotevní oblasti je nutno navrhnout průchody vibrátorů, aby byl beton řádně zhutněn.

Napětí v betonu se prokazuje výpočtem pod deskovou kotvou. Příčné štěpící síly vznikající od tlaku pod kotvami je nutno zachytit vhodnou příčnou betonářskou výztuží – obvykle spirálou z betonářské oceli.

Minimální požadovaná pevnost betonu: $f_{ck,cube} = 30 \text{ MPa}$

Dovolené namáhání betonu na styku s kotvami (za předpokladu bezpečného zachycení příčných tahů a smykových sil v betonu v kotevní oblasti příčnou výztuží):

Kotvy přiložené

$$\sigma_{c,dov,k} = 1,6 \cdot \sqrt[3]{\frac{A_1}{A_2}} |\sigma_{bc,dov}|$$

Kotvy zabetonované

$$\sigma_{c,dov,k} = 2,0 \cdot \sqrt[3]{\frac{A_1}{A_2}} |\sigma_{bc,dov}|$$

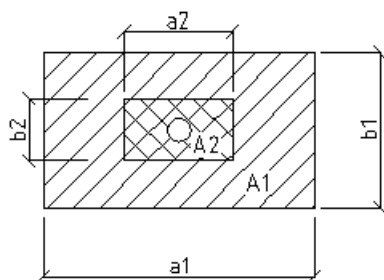
A_1 – Plocha řezu betonu v rovině styčné plochy.

A_2 – Styčná plocha dostatečně tuhé kotvy a betonu, na kterou působí předpínací výztuž dostředným tlakem.

Plochy průřezů kabelových kanálků se do ploch nezapočítávají.

Požadavky pro určení plochy A_1

- Těžiště plochy A_1 musí být totožné s těžištěm plochy A_2 .
- Délkové rozměry plochy A_1 se mohou uvažovat max. pětinasobku délkových rozměrů plochy A_2 .
- Pro dvě nebo více kotev se započítávají tak, aby se překrývající části uvažovaly pouze 1x.



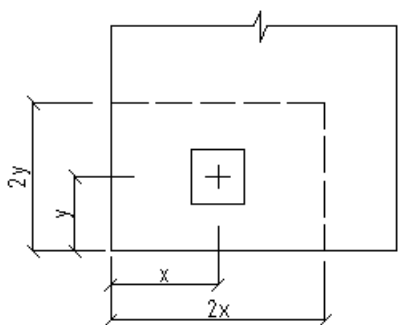
Obrázek 76 – Stanovení plochy A_1

Roznášecí plocha

V čele prvku bývá obvykle větší počet roznášecích ploch. Roznášecí plochy se navzájem překrývají. Ve výpočtu nikdy neuvažujeme celou roznášecí plochu, ale pouze její část.

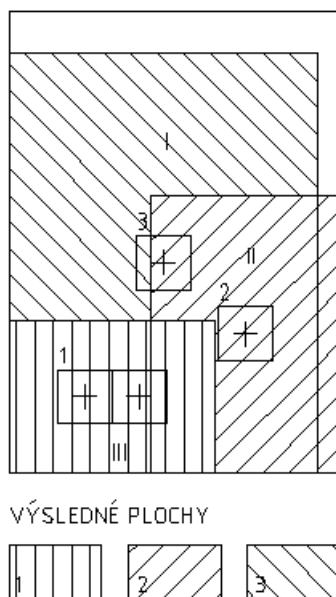
Postup určení roznášecí plochy:

- Překrývající část rozdělíme libovolným způsobem mezi kotvy, které se překrývají, tak, aby žádná část nebyla počítána vícekrát.
- Těžiště výsledné plochy, kterou bereme do výpočtu, se potom nebude shodovat s těžištěm plochy dosedací.



Obrázek 77 – Roznášecí plocha

Roznášecí plochy 4 kotev



Obrázek 78 – Roznášecí plochy

Dosedací plocha A_2

$$A_2 = \Sigma (\text{rozměrů kotev kabelů}) = k \cdot f_0$$

k je počet zakotvených kabelů

f_0 je průřezová plocha jednoho kabelu

Roznášecí plocha A_1

$$A_1 = I + II + III$$

Výpočet dovoleného namáhání betonu na styku s kotvami $\sigma_{c,dov,k}$

- pro kotvy přiložené
- pro kotvy zabetonované



Ani v jednom případě nesmí být $\sigma_{c,dov,k}$ větší než 2,5 násobek dovoleného namáhání betonu v tlačené oblasti za dostředného tlaku.

a. Kotevní oblast – vyztužení

Dosedacími plochami kotevních desek jsou do čel dodatečně předpjatých konstrukcí vnášeny velké soustředěné tlaky.

Ve vzdálenosti l_k od čela prvku je průběh napětí po výšce i šířce průřezu lineární.

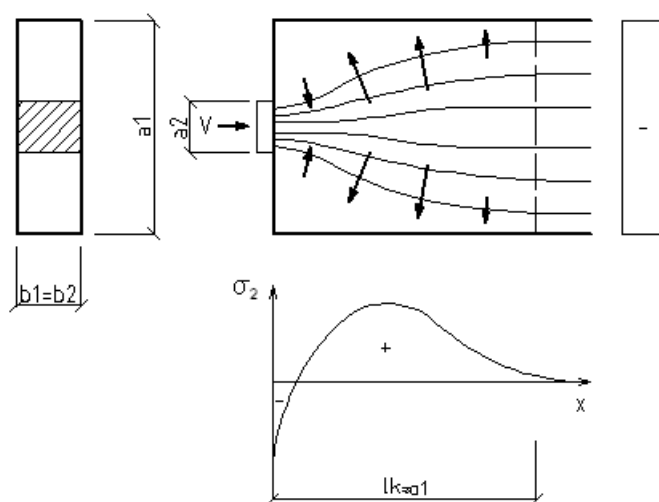
V důsledku rozptylu soustředěného tlaku vznikají v této oblasti příčná tahová a tlaková napětí. Tahová napětí nemůže beton sám přenést, a proto musí být zachycena dostatečným množstvím příčné výztuže, aby nedošlo k vytvoření trhlin, které by ohrožovaly vážným způsobem bezpečnost předpjaté konstrukce.

Příčná napětí

U předem předpjatých konstrukcí jsou příčná napětí mnohem menší než u dodatečně předpjatých. To je způsobeno v důsledku postupného přenosu předpínací síly soudržností s betonem.

Př.: Prvek s kotvou je centricky zatížen tlakovou silou V přenášející se do čela prvku kotevní deskou o výšce a_2 a šířce $b_2 = b_1$.

- Fotoelasticimetrickým měřením bylo zjištěno, že závislost vyrovnávací délky l_k se přibližně rovná a_1 .



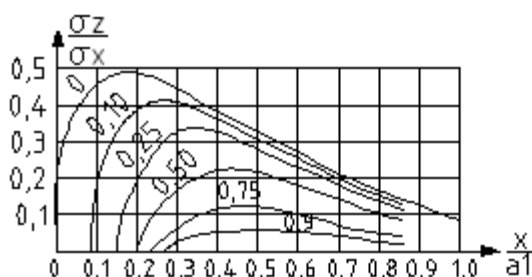
Obrázek 79 – Vyrovnávací délka

Ve vzdálenosti l_k je prvek namáhán dostředným tlakem $\sigma_x = \frac{V}{a_1 \cdot b_1}$.

Trajektorie (tlakové čáry) mění mezi čelem a průřezem ve vzdálenosti l_k smysl zakřivení. Jde o příčný tlak těsně za kotvou a příčný tah v další části úseku $l_k = a_1$.

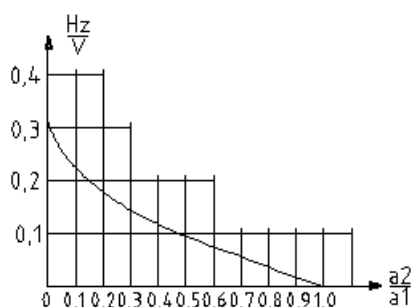
Velikost příčných tahových napětí závisí na poměru a_2/a_1 . To znamená na poměru výšky kotevní desky k výšce průřezu. Tahová napětí jsou tím větší, čím je tento poměr menší.

Vzdálenost x od čela prvku, ve které se extrémní příčné napětí vyskytuje, závisí na poměru a_2/a_1 . Přibližně se pohybuje ve vzdálenosti $1/6$ až $1/2$ vyrovnávací délky l_k .



Obrázek 80 – Velikost a průběh příčných tahových napětí

Velikost štěpné tahové síly – síla působící na čelo dostředně



Obrázek 81 – Diagram velikosti štěpné tahové síly

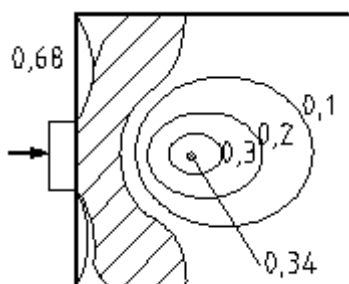


Podrobnější informaci o velikosti a průběhu příčných tahových sil udává průběh isobar. *Isobary* jsou čáry, které spojují místa, ve kterých působí příčné napětí σ_z stejné velikosti. Isobary tahových napětí jsou označeny velikostí, tj. poměrem σ_z/σ_x .



Př.: Průběh isobar při dostředném působení

V hlavní oblasti příčných tahů ležících za oblastí příčných tlaků dosahuje poměr σ_z/σ_x maximální velikosti 0,34. Důležité je místo před oblastí příčných tlaků, kde se vyskytují značná tahová napětí $\sigma_z/\sigma_x = 0,68$. Zde by mohlo docházet k odlupování povrchových vrstev betonu, kdyby toto napětí nebylo zachyceno dostatečným množstvím správně umístěné výztuže.



Obrázek 82 – Průběh isobar pro poměr $a_2/a_1 = 0,25$

Velikost štěpné tahové síly – síla působící na čelo mimostředně

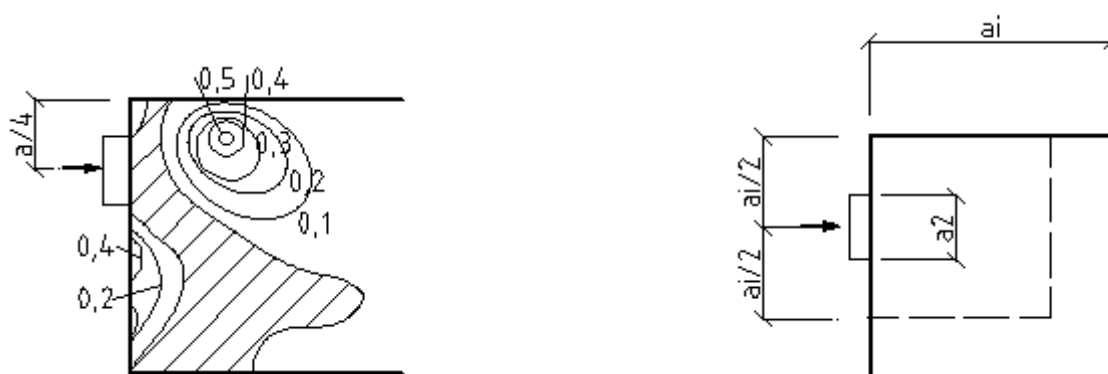
Poměry napjatosti budou v tomto případě poněkud odlišné. Příčná napětí budou větší než při zatížení dostředném.



Srovnávacími výpočty bylo dokázáno, že příčná napětí můžeme počítat v tzv. *náhradním hranolu* o výšce a_i , na který tlaková síla působí centricky.

Velikost příčných napětí pak závisí na poměru a_2/a_i a z diagramu je odečten poměr σ_z/σ_{xi} , kde $\sigma_{xi} = \frac{V}{a_i} \cdot b$

Podobně jako v rovině x, z , vznikají příčná napětí i v rovině x, y . Velikost těchto příčných napětí σ_y se určí stejným postupem, který byl použit pro σ_z . Napětí σ_y obvykle bývá mnohem menší než σ_z .



Obrázek 83 – Průběh isobar

Větší počet osazených kotev

Poměry napětí v kotevní oblasti běžně projektovaných dodatečně předpjatých prvků budou mnohem složitější, protože v čele prvku bude osazen větší počet kotev rozmístěných po výšce i šířce průřezu čela. Účinky jednotlivých soustředěných tlaků se navzájem budou sčítat i rušit.

Postup řešení:

- 1) Pro všechny kotevní desky se určí náhradní hranol.
- 2) Pomocí diagramu se vyšetří velikost štěpné síly H_{zi} v jednotlivých hranolech.
- 3) Jsou-li kotevní desky nad sebou, stačí počítat štěpnou sílu V_i v hranolu, ve kterém je poměr a^2/a_i nejmenší (v zadaném příkladě hranol 4).
- 4) Součet štěpných sil ve svislých pásích kotev je:

$$\sum H_{zi} = H_{z1} + H_{z2} + H_{z3} + H_{z4}$$

V každém svislém pásu je nutno brát největší sílu, která v něm vzniká (v příkladě $H_{z4} > H_{z3}$, bereme tedy sílu H_{z4}).

Štěpné síly musí zachytit příčná výztuž (např. spirála z betonářské oceli). Výška závitů bývá 3-6 cm v délce odpovídající přibližně délku hranolu.

- 5) Určení působíště výslednice předpínací síly všech kabelů v čele zakotvených $\sum V$.
- 6) Určení náhradního hranolu o výšce a rovné dvojnásobku vzdálenosti působíště síly $\sum V$ od bližšího okraje průřezu. Kabely zakotvené pod působíštěm síly S mají výslednici $\sum V_d$. Kabely zakotvené nad výslednicí $\sum V$ mají výslednici $\sum V_h$.
- 7) V náhradním hranolu a , b pro výslednici $\sum V$ vyšetříme tahová napětí za předpokladu, že výslednice předpínací síly $\sum V$ působí na fiktivní ploše o výšce a_i . Platí:

$$a_i = x_d + x_h \quad a_i = x_d + \frac{1}{2} \cdot a_z \quad a_i = x_h + \frac{1}{2} \cdot a_z$$

- 8) Bereme pak nejmenší hodnotu a_i .

$$y_d = \frac{2 \cdot 235,8 \cdot 6 + 235,8 \cdot 34}{3 \cdot 235,8}$$

$$y_d = 15,33 \text{ cm}$$

$$x_d = 39,6 - 15,33 = 24,27 \text{ cm}$$

$$y_h = \frac{235,8 \cdot 10 + 235,8 \cdot (100 - 62)}{2 \cdot 235,8}$$

$$y_h = 24,00 \text{ cm}$$

$$x_h = 100 - 24 - 39,6 = 36,40 \text{ cm}$$

$$a_i = x_d + x_h = 24,27 + 36,40 = 60,67 \text{ cm}$$

$$a_i = x_d + \frac{1}{2} \cdot a = 24,27 + \frac{1}{2} \cdot 79,20 = 63,87 \text{ cm}$$

$$a_i = x_h + \frac{1}{2} \cdot a = 36,40 + \frac{1}{2} \cdot 79,20 = 73,00 \text{ cm}$$

$$a_i = 60,67 \text{ cm}$$

Nejmenší poměr:

$$a_i/a = 60,67/79,20 = 0,76$$

Vzdálenost x od čela prvku, kde je extrémní příčné napětí maximální, bude dle grafu:

$$0,45 \cdot a = 0,45 \cdot 79,20 = 35,64$$

Příčný tah:

$$\sigma_z = \frac{\sum V}{a \cdot b} = \frac{1\,179\,000}{792 \cdot 500} = 2,97 \text{ MPa}$$

Potřebná výztuž:

$$\sigma_{dov} = 235 \text{ MPa}$$

$$A_a = \max \sigma_z \cdot \frac{a \cdot b}{\sigma_{dov}} = 2,97 \cdot \frac{792 \cdot 500}{235} = 5004 \text{ mm}^2$$

Návrh:

$$10 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm}$$



vyrovnávací délka
kotevní oblast
roznášení plocha
příčné napětí
isobary
štěpná tahová síla
náhradní hranol



Nastiňte vyjádření roznášecí plochy více kotev v čele prvku.
Jaké napětí působí mezi čelem prvku a ve vzdálenosti vyrovnávací délky?
Co jsou isobary?



1. Vyrovnávací délka l_k se přibližně rovná: ...
2. Velikost příčných tahových napětí je podmíněna poměrem:
 - a) výšky průřezu k výšce kotevní desky
 - b) výšky kotevní desky k výšce průřezu
 - c) σ_z / σ_x



1. výšce průřezu a_1 , 2. b)

12. Změny předpětí

Dvanáctá kapitola obsahuje výčet okamžitých a dlouhodobých ztrát vedoucích ke snížení napětí v kabelu.



Předpínací síla se mění po délce kabelu i s časem. V žádném případě není konstantní. Ve výpočtech pracujeme s průměrnou hodnotou předpínací síly. Je nutné zjistit její hodnotu v každém místě kabelu a v rozhodujících okamžicích výroby a provozu konstrukce.



Napětí v kabelu vyvozené předpínací pistolí je známo při předpínání v průřezu pod kotvou na napínaném konci. Toto napětí působí velice krátkou dobu.

¹⁸Vztah pro odvození vysoké maximální přípustné hodnoty:

$$\sigma_{p,0,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k}\}$$

kde

f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu

$f_{p0,1k}$ je charakteristická hodnota meze 0,1 předpínací výztuže

„Již v okamžiku předpínání a během zakotvení se po délce kabelu projevují změny předpětí vedoucí ke snížení napětí v kabelu, tzv. ztráty okamžité, někdy nazývané výrobní.“¹⁹

Patří sem:

- Tření mezi kabelem a stěnami kabelového kanálku
- Pokluz v kotvě
- Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu
- Postupným předpínáním
- Ztráta relaxací předpínací výztuže
- Další ztráty závislé od technologie

„Dlouhodobé ztráty (provozní) se projevují po zakotvení resp. po vnesení (v případě předem předpjatého betonu) předpětí do betonu. Ovlivňují velikost předpínací síly po celou dobu životnosti konstrukce.“²⁰

Patří sem:

- Smršťováním betonu
- Dotvarováním betonu
- Dotvarováním betonu od opakovaného cyklického zatížení
- Pružným přetvořením betonu způsobeným proměnným zatížením
- Relaxací oceli

¹⁸ viz Předpjaté betonové konstrukce, Jaroslav Navrátil

¹⁹ viz Předpjaté betonové konstrukce, Jaroslav Navrátil

²⁰ viz Předpjaté betonové konstrukce, Jaroslav Navrátil

Určitá zjednodušení

- Beton a předpínací výztuž se považují za dokonale pružné látky – pro výpočet krátkodobých účinků.
- Maximální napětí bývá v oceli v době napínání.
- Při nižším napětí se ocel chová pružně.
- Zatížení, která ovlivňují většinu ztrát předpětí, jsou zatížení dlouhodobá, jejichž účinky nepřesahují 40 % pevnosti betonu.
- Uvažována je dokonalá soudržnost mezi ocelí a betonem.
- Plocha předpínací i betonářské výztuže se převádí na ekvivalentní plochu betonu tak, aby výsledná tuhost ideálního a skutečného průřezu byla stejná, uvažujeme dokonalou soudržnost mezi betonem a výztuží, platnost Hookeova zákona.
- Při výpočtu je pracováno s tzv. *ideálním průřezem*. Ideální průřez je fiktivní náhradní průřez tvořený betonovou částí, násobkem průřezové plochy předpínací výztuže a násobkem průřezové plochy betonářské výztuže.

$$A_i = A_c + n_p \cdot A_p + n_s \cdot A_s$$

kde

A_c je plocha betonové části průřezu

n_p je násobek předpínací výztuže

A_c je průřezová plocha předpínací výztuže

n_s je násobek betonářské výztuže

A_s je průřezová plocha betonářské výztuže



okamžité ztráty

dlouhodobé ztráty

ideální průřez



Co jsou výrobní ztráty?

Co jsou provozní ztráty?

Uveďte vztah pro vyjádření ideálního průřezu.

13.Moderní technologie výstavby mostů

Tato krátká kapitola připomíná základní rozdělení betonových mostů na konstrukce monolitické, prefabrikované a hybridní. Je zde uveden seznam technologií výstavby mostů patřících do konstrukcí monolitických a prefabrikovaných.



Technologie výstavby ovlivňuje uspořádání konstrukce, výztuže a statický systém.



Monolitické konstrukce

Betonové mosty jsou betonovány přímo na místě svého budoucího působení.

Dočasné konstrukce používané pro monolitické konstrukce

Bednění je konstrukce, do které se ukládá čerstvý beton, vymezuje tvar konstrukce.

Skruž je podpůrná konstrukce, která přenáší tíhu betonové konstrukce a bednění do základů nebo mostních podpěr.



Mezi monolitické konstrukce patří:

- Mosty betonované na skruži
- Konstrukce vysouvané
- Konstrukce otáčené
- Konstrukce letmo betonované

Prefabrikované konstrukce

Prefabrikované prvky jsou vybetonovány ve výrobnách vysoké kvality. Prefabrikáty je nutno dopravit na stavbu, kde budou následně sestavovány. Mostní konstrukce jsou sestavovány z prvků podélných nebo příčných.

Příčně dělené konstrukce mohou tvořit podélné prvky, které bude nutno příčně spojit.

Mezi prefabrikované konstrukce patří:

- Podélné prefabrikované prvky
- Příčně dělené konstrukce – prefabrikované segmentové konstrukce
- Konstrukce montované na skruži
- Konstrukce montované letmo

Hybridní konstrukce

Tyto konstrukce kombinují ocel, prefabrikovaný nebo monolitický beton.

Základní nosný prvek se vytvoří předem (forma visutého nebo zavěšeného kabelu, oblouku nebo nosníku) a je využíván jako podpůrný systém pro ostatní konstrukce.

Prefabrikované prvky slouží jako skruž a bednění pro dodatečně betonovaný konstrukční prvek.

Příkladem použití může být např. konstrukce sestavená z prefabrikovaných prvků s dodatečně betonovanou mostovkou.

Postupná výstavba se využívá také u složitých konstrukcí.



bednění
skruž
monolitické konstrukce
prefabrikované konstrukce
hybridní konstrukce



Objasněte pojmy bednění, skruž.

14. Výstavba mostů na skružích

Tato kapitola popisuje technologii výstavby mostů na pevných a posuvných skružích.



a. Výstavba mostů na pevných skružích

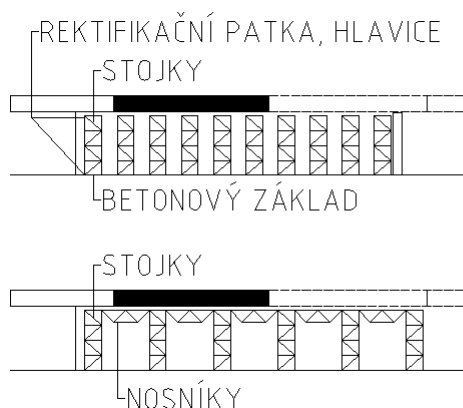
Podpůrné skruže jsou tvořeny lehkými stojkami, které podpírají bednění, anebo stojkami a nosníky. Jedná-li se o most o 3-4 polích, staví se podpůrná skruž celá. Skruže dlouhých mostů se přestavují.

Při návrhu skruže se řeší montáž i demontáž podloženým výpočtem.

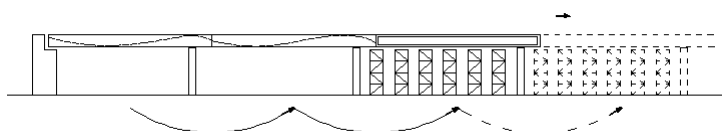
Mimo dřevěných a trubkových skruží byly vyvinuty ocelové inventární podpěry a ocelové nosníky (stojky IP a podpěry Pižmo).

Příklad pevných skruží:

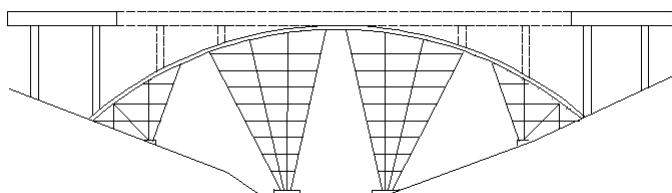
Podporová skruž Peiner, Peri, Hünnebeck, stojky IP a podpěry Pižmo, bednění Doka



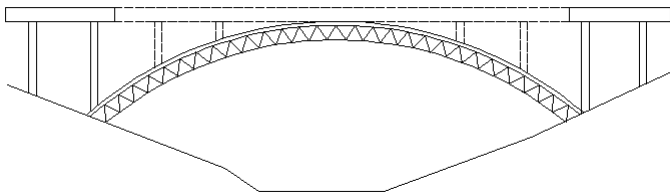
Obrázek 86 – Pevná skruž spojitě konstrukce



Obrázek 87 – Přestavování skruže



Obrázek 88 – Pevná skruž pro větší rozpětí – soustavy vzpěr a nosníků



Obrázek 89 – Pevná skruž tvořená příhradovými oblouky ztužená prostorovým systémem lan

i. Výhody, nevýhody betonování na pevných skružích

- 👍 Použití pro mosty složitého půdorysného tvaru, při velkém spádu
- 👍 Použití v případech, kdy nelze využít prefabrikaci
- 👍 Ocelové inventární skruže mají dostatečnou únosnost, opakovatelnost, variabilnost a ekonomickou výhodnost
- 👎 Jsou používány pouze pro mosty do maximální délky 100 m
- 👎 Použití pouze při výšce nosné konstrukce 10 - 15 m

b. Výstavba mostů na posuvných skružích

Tato metoda je hospodárná pro mosty velkých rozpětí (více jak 400 m), pro větší počet polí stálého rozpětí a konstantní šířky nosné konstrukce. Lze betonovat i konstrukce proměnného průřezu.

Pro menší rozpětí se příčný řez nosné konstrukce volí deskový nebo trámový. Pro větší rozpětí se navrhuje komorový průřez.

Ve výsuvných skružích se mohou betonovat nosníky jako statické systémy prosté, spojitě nebo rámové.



Posuvná skruž je kompletní výrobní zařízení. Umožňuje betonáž po částech nebo najednou. Délka desky skruže se volí 1,3 až 2,5 násobek rozpětí pole.

Příklad posuvných skruží:

Polensky-Zöllner, MSSU, Binder

Příklad použití posuvných skruží:

MSSU: Most na stavbě R 3509 Slavonín – Přáslavice, délka 446 m

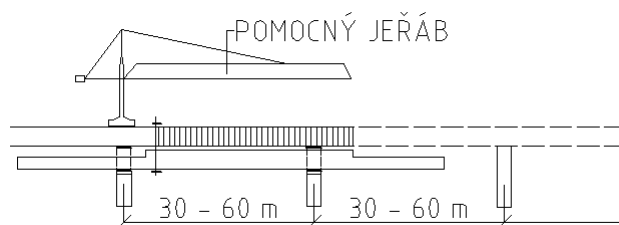
První konstrukce betonované na výsuvné skruži v ČR: Estakáda ve Hvězdonicích a v Berouně

Konstrukce skruží lze rozdělit:

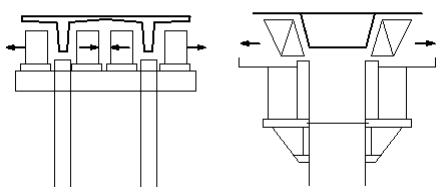
- Skruže sloužící pro betonáž celého pole (optimální pro rozpětí polí 30 - 60 m)
- Skruže sloužící pro symetrickou betonáž segmentů (optimální pro rozpětí polí 60 - 100 m)

Rozdělení podle polohy hlavního nosníku:

- Skruže s hlavním nosníkem umístěným pod podlahou nebo podél žeber s bedněním podpíraným
 - ☞ Prostor na skruži je volný pro veškeré práce



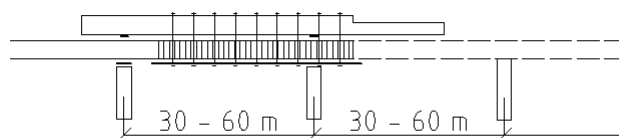
Obrázek 90 – Posuvná skruž s hlavním nosníkem umístěným pod konstrukcí mostu



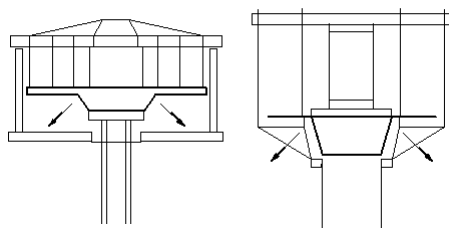
Obrázek 91 – Výsuvná skruž v příčném uspořádání

Postup výstavby:

- 1) Sestavení celého zařízení v předpolí mostu a zasunutí do prvního mostního pole
 - 2) Vyrovnání bednění
 - 3) Montáž výztuže a předpínacích kabelů
 - 4) Betonování nosné konstrukce
(pracovní spára je obvykle v místě nulového momentu od vlastního zatížení)
 - 5) Technologická přestávka
 - 6) Předepnutí konstrukce a injektáž
 - 7) Posun zařízení do dalšího pole
- Skruže s hlavním nosníkem umístěným nad betonovanou nosnou konstrukcí s bedněním zavěšeným
 - ☞ Hlavní nosník může být navržen dostatečné výšky bez omezení prostoru pod mostem

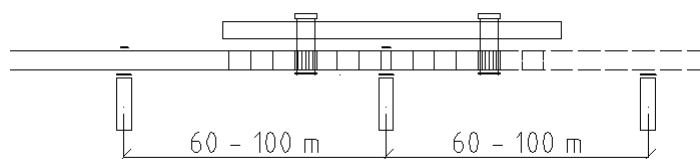


Obrázek 92 – Posuvná skruž s hlavním nosníkem umístěným nad konstrukcí mostu



Obrázek 93 – Výsuvná skruž v příčném uspořádání

- Skruže umožňující postupnou betonáž segmentů
 - ☞ Menší hmotnost skruže než u předešlých typů



Obrázek 94 – Posuvná skruž sloužící pro symetrickou betonáž segmentů

Postup výstavby:

- 1) Sestavení celého zařízení na pilíři
- 2) Zavěšení bednění na skruži podepírané u pilířů a na předcházející konzole
- 3) Betonování konstrukce směrem od pilířů v symetrických konzolách postupně po segmentech (délka segmentu max. 10 m)

Statická analýza při postupně stavěných polích:

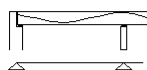
V první betonované části (1. etapa) působí vlastní tíha a předpětí na staticky určeném nosníku s převislým koncem. V dalších částech etapy výstavby působí vlastní tíha a předpětí na spojitém nosníku s převislým koncem.



Př.: Most o čtyřech polích

Výstavba je ukončena 4. etapou, kdy vlastní tíha a předpětí působí na spojitém nosníku o čtyřech polích.

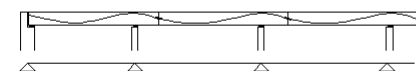
1. ETAPA



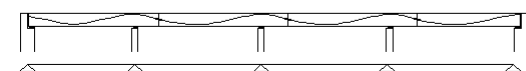
2. ETAPA



3. ETAPA



4. ETAPA



Obrázek 95 – Statická analýza

Výsuvná skruž MSSU

Nosnou konstrukci tvoří 2 svařované hlavní nosníky spojené příčníky. V přední části je skruž podepřena na podpěrných konzolách (pomocí hydraulických lisů) upevněných na pilíři mostu. Zadní konec skruže je zavěšen na nosník, který je uložen na hydraulických lisech osazených na konzole nosné konstrukce zhotovené v předcházející etapě. Závěsy mohou být tvořeny tyčemi Dywidag opatřené klouby pro zabezpečení svislosti závěsů při změně podélného sklonu mostu. Výsuvné vozíky jsou opatřeny kluznými ložisky, po kterých klouže pásnice skruže.

Posuvná skruž Binder

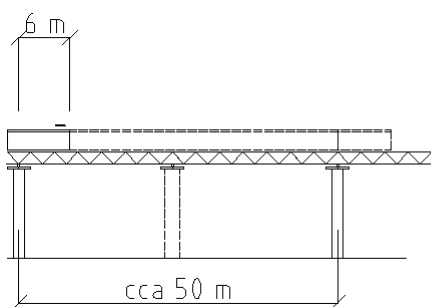
Posuvný nosník přemostňuje svojí délkou dvě pole. Podélné a příčné posuny jsou realizovány systémem hydraulických podpěr.

i. Výhody, nevýhody betonování na posuvných skružích

- 👉 Zrychlení výstavby
 - 👉 Výstavba není závislá na terénu pod mostem
 - 👉 Možnost vytvářet náročné trasovací a architektonické řešení
 - 👉 Opakováním technologie dochází ke zvýšení produktivity práce
 - 👉 Rychlost výstavby (1 pole za 14 dní)
-
- 👉 Velké pořizovací náklady na skruž
 - 👉 Montáž posuvné skruže, transport
 - 👉 Zkomplikování statického výpočtu

c. Výsuvná skruž se zatímními podpěrami

Výsuvná skruž je tvořena čtyřmi příhradovými nosníky. Ty se přesouvají po zatímních podpěrách umístěných obvykle uprostřed rozpětí, případně i u pilířů.



Obrázek 96 – Výsuvná skruž se zatímními opěrami

i. Výhody, nevýhody betonování na výsuvné skruži se zatímními podpěrami

- 👉 Úspornější varianta kvůli menšímu rozpětí skruže
- 👉 Vyžaduje, aby nebyla navržena nadpilířová a mezilehlá ztužidla
- 👉 Použití při menších výškách konstrukce nad terénem



pevná skruž

posuvná skruž



Kdy se používá pevná skruž s přestavováním?

Jaká umístění hlavního nosníku u posuvných skruží znáte?

Jaké jsou výhody a nevýhody betonování na skružích pevných a posuvných?

15. Vysouvané konstrukce

Tato kapitola vystihuje další možnou technologii výstavby mostů.



Vysouvané konstrukce se betonují po segmentech (lamelách) délky 15-40 m.

Průřez bývá většinou jednokomorový. Může být tvořen deskou, dvoutrámem nebo tříkomorovým nosníkem.

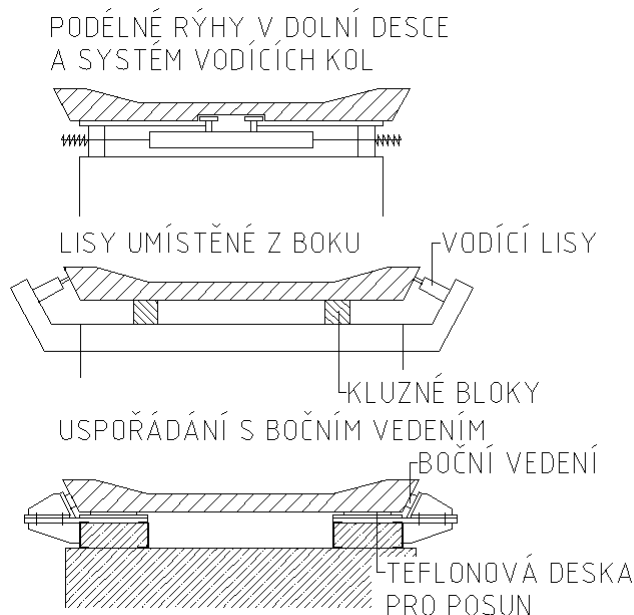
Při vysouvání vzniká v konstrukci velký konzolový moment, který je nutno redukovat – např. výsuvným nosem nebo montážním pylonem se závěsy.



Výsuvný nos je lehká ocelová (většinou příhradová) konstrukce. Jeho délka bývá 60-80 % délky pole.

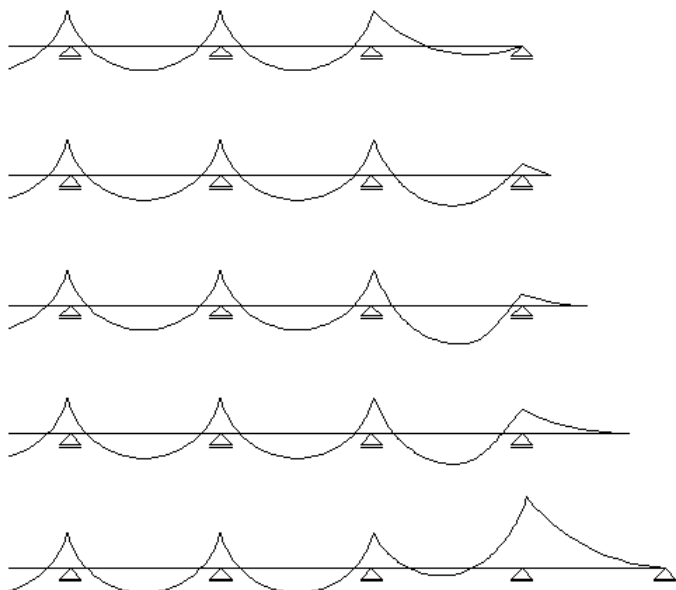
Pylon bývá od konce konzoly ve vzdálenosti rovné délce vysouvaného pole.

Konstrukce se vysouvá přes bloky, jejichž povrch je opatřen nerezavějící výztuží. Mezi bloky a nosnou konstrukci se vkládají teflonové desky pro posun. Pro udržení směru se na podpěry umisťují vodící prvky.



Obrázek 97 – Zabezpečení bočního vedení vysouvané konstrukce

Vysouváním je konstrukce namáhána ohybovým momentem kladným i záporným. Maximální ohybový moment vzniká vždy ve vysouvané konzole.

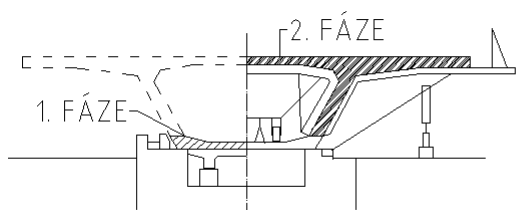


Obrázek 98 – Průběh ohybových momentů redukovaný ocelovým výsuvnýmnosem



Pro dosažení nejvyšší kvality by bylo vhodné betonovat celý průřez najednou, ale pro snížení hmotnosti vysouvané konstrukce lze vysouvat pouze spodní část komorového průřezu a zbývající část dobetonovat po výsunu.

Forma vysouvané konstrukce bývá tvořena dvěma částmi. V první části se betonuje spodní deska, v druhé se betonují stěny a horní deska. Bočnice desky jsou odklopné. Jádru formy je výsuvné.



Obrázek 99 – Forma vysouvaného mostu

Příklad použití vysouvaných konstrukcí:

První stavba realizovaná v ČR technologií vysouváním: Most v Tomicích (1972)

Most u Čekaníc (1994)

Most byl vybudován jako spojitý nosník o 13-ti polích. 10 polí bylo stavěno technologií vysouváním. 3 pole byla vybetonována monoliticky.

Most v Římově

Most Aichtal – na dálnici B27 Stuttgart-Tübingen

Postup výstavby:

- 1) Lamely jsou betonovány ve formě umístěné za opěrou
- 2) Předepnutí lamely po dosažení 80 % konečné pevnosti
- 3) Vysunutí lamely pomocí speciální konstrukce
- 4) Betonování další lamely

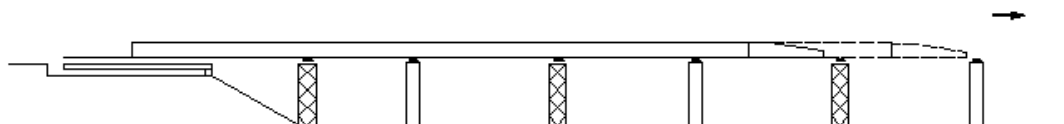
Tabulka 14 – Časové vyjádření postupu výstavby

HLAVNÍ ČINNOST	PO	ÚT	ST	ČT	PÁ	SO	NE
PŘEDPÍNÁNÍ PŘÍMÝCH PODÉL. A PŘÍČNÝCH KAB.							
INJEKTÁŽ KABELŮ							
PRÁCE S FORMOU							
VYSOUVÁNÍ							
VÝZTUŽ DOLNÍ DESKY A STĚN VČ. KABELŮ							
VNITŘNÍ BEDNĚNÍ STĚN							
BETONÁŽ DOLNÍ DESKY A STĚN							
ODBEDNĚNÍ STĚN							
BEDNĚNÍ STROPU							
VÝZTUŽ HORNÍ DESKY VČ. KABELŮ							
BETONÁŽ HORNÍ DESKY							
PŘÍPRAVA PRO PŘEDEP.							
TVRDNUTÍ BET.-DOLNÍ D.							
TVRDNUTÍ BET.-HORNÍ D.							

Z tabulky je patrné, že betonáž horní desky končí v pátek. Z toho vyplývá, že v sobotu a neděli tvrdne beton. Předpínání výztuže se realizuje v pondělí a cyklus se opakuje.

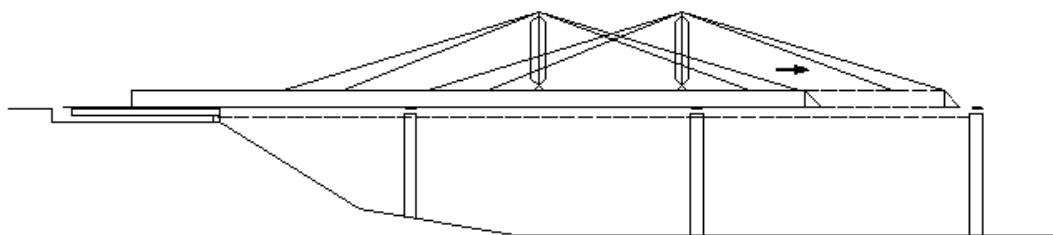
Rozdělení vysouvavých konstrukcí

- Pomocí výsuvného ocelového nosu



Obrázek 100 – Vysouvání mostu pomocí výsuvného nosu

- Vyvěšením ocelové části pylonem



Obrázek 101 – Vysouvání mostu vyvěšením konzolové části pylonem

Vlastní výsuvné zařízení:

- Tlačné

Je tvořeno svislým a vodorovným hydraulickým lisem. Konstrukce se nadzvedne a potom se vodorovně posune.

- Tažné

Používá se předpínací pistole opřená o opěru, která napíná kabel zakotvený na konci lamely

i. Výhody, nevýhody vysouvaných konstrukcí

- ☞ Konstrukce lze vysouvat podélně i příčně (existuje možnost vybetonování konstrukce rovnoběžně s projektovanou polohou a následně se příčně posune přes montážní podpory)
- ☞ Vysouvání lze provádět pouze na mostech s konstantní křivostí



výsuvný nos
pylon



Jak je možné redukovat značný konzolový moment vznikající při vysouvání?

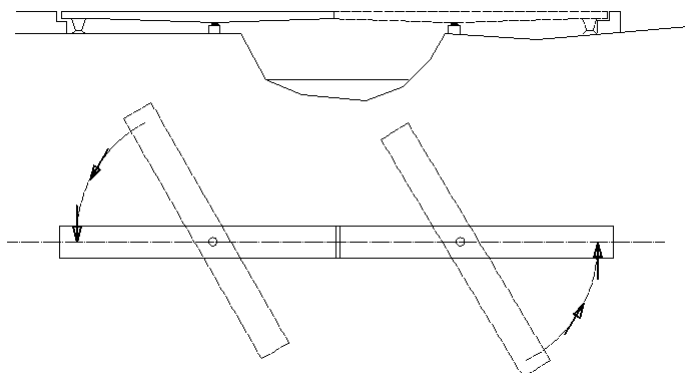
Vysouvá se celý průřez najednou?

16. Otáčené konstrukce

Šestnáctá kapitola představuje velice zajímavou možnost provádění monolitických betonových mostů.



Konstrukce nebo část konstrukce je možné postavit podél překonávané překážky. Po technologické přestávce se nosná konstrukce otočí do požadované polohy. Při otáčení je konstrukce podepřena elastomerovými deskami. Konstrukce se otáčí po ploše z nerezavějící oceli s teflonovým povrchem.



Obrázek 102 – Schéma otáčené konstrukce

Po jakém povrchu se otáčí nosná konstrukce mostu?

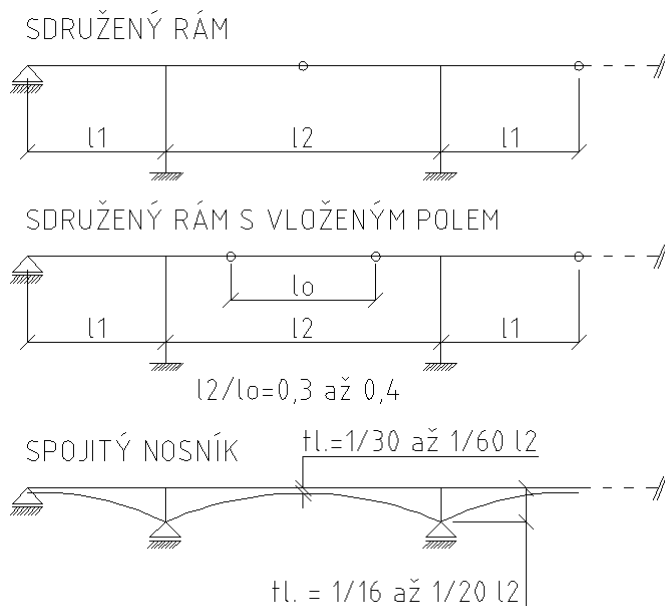


17. Letmá betonáž

Tato kapitola vystihuje další eventualitu realizace monolitických konstrukcí.

Letmá betonáž je spojena s vývojem předpjatého betonu. Metoda je používána pro výstavbu velkých mostů, při rozpětí nad 200 m. Tato technologie je vhodná pro výstavbu mostů přes hluboká údolí, široké řeky a průplavy.

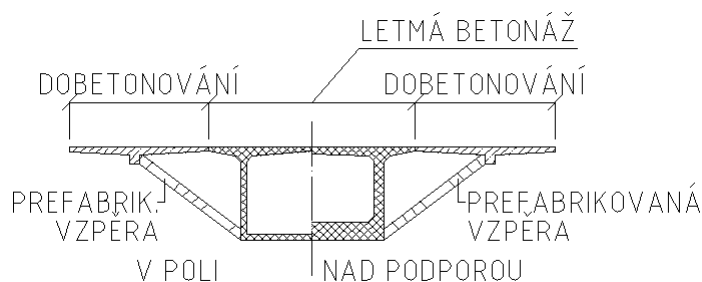
Statický systém může být tvořen jako vetknutý, spojitý nosník, oblouk, sružený rám s klouby uprostřed polí i bez kloubů, jednostranná konzola.



Obrázek 103 – Statické systémy

V příčném řezu je hojně využíván uzavřený komůrkový průřez proměnné výšky.

Z důvodu přenesení velkého konzolového momentu je potřeba velká ohybová únosnost v oblasti podpor. Kvůli tomu bývá navržena v podporové oblasti větší tloušťka spodní desky, případně zvětšení výšky průřezu. Výška průřezu se mění plynule, esteticky dobře působí parabolický náběh. Další možností je zachování výšky průřezu, pouze zvětšení tloušťky spodní desky v oblasti podpor. Eventuální možností je redukce konzolových momentů postupným budováním příčného řezu.

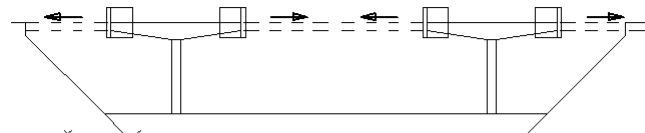


Obrázek 104 – Snížení montážního zatížení postupným budováním příčného řezu

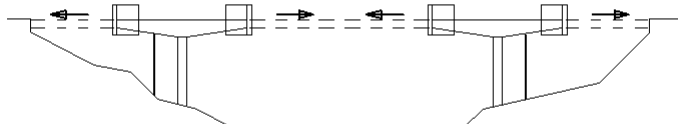
Konstrukce se betonuje po segmentech (délky 3-5 m) do bednění podepřeného betonářským vozíkem, který je zakotvený na konstrukci vybetonované a předeprnuté v předcházející etapě.

Pro redukci statických účinků v betonované konzole mohou být použity dočasné podpory nebo zavěšený pylon.

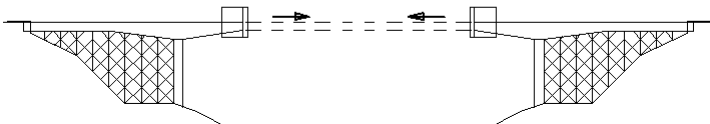
SOUMĚRNÉ KONZOLY



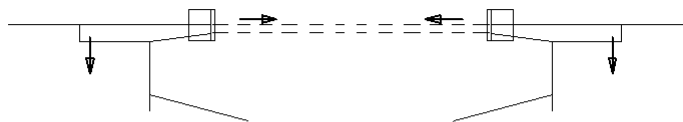
S DOČASNÝMI PODPORAMI



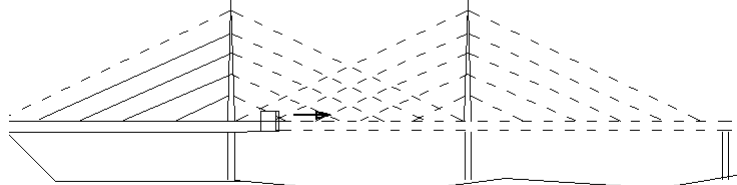
KRAJNÍ POLE BETONOVÁNY NA SKRUŽI



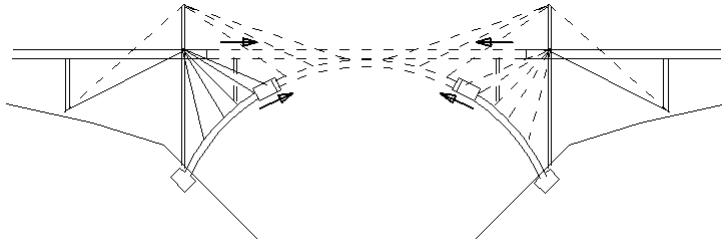
ZACHYCENÍ REAKCÍ KOTVENÍM



KONTINUÁLNÍ BETONÁŽ PŘES PILÍŘE



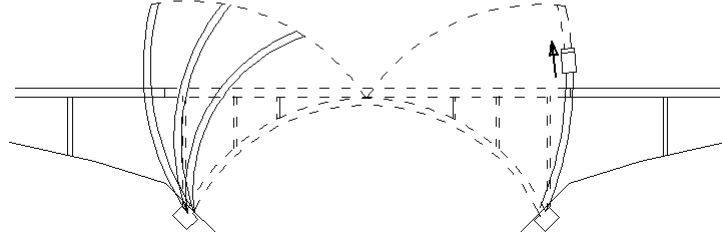
OBLOUK S POMOCNÝM VYVĚŠOVÁNÍM



VYVĚŠENÍ PŘÍHRADOVOU KONSTRUKCÍ



BETONOVÁNÍ OBLOUKU PO ČÁSTECH S NASLEDNÝM SKLOPENÍM



Obrázek 105 – Způsoby provádění letmé betonáže

Příklad použití letmé betonáže:

Most na dálnici D8 přes Vltavu (spojitý nosník o 3 polích)

Most přes Nuselské údolí v Praze (sdružený rám o 5 polích)

Zvíkovské mosty přes Otavu a Vltavu

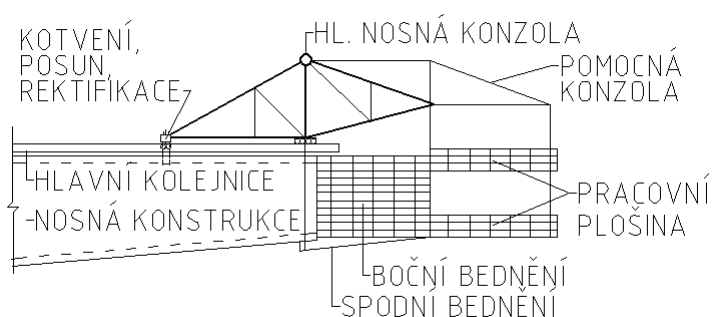
Most přes údolí řeky Kocher v Německu

Největší obloukový most na světě na ostrově Krk v Chorvatsku

Betonovací vozík

Betonovací vozík musí disponovat co nejnižší hmotností, jednoduchou montáží a přesouváním. Pro dopravu materiálu jsou používány kabelové nebo sloupové jeřáby.

Konstrukce vozíku je tvořena příhradovou konstrukcí.



Obrázek 106 – Schéma betonovacího vozíku



Obrázek 107²¹ – Postup výstavby pomocí betonovacího vozíku

Rozdělení podle polohy vozíku

- Vozík umístěný nad konstrukcí mostu
- Vozík umístěný pod konstrukcí mostu

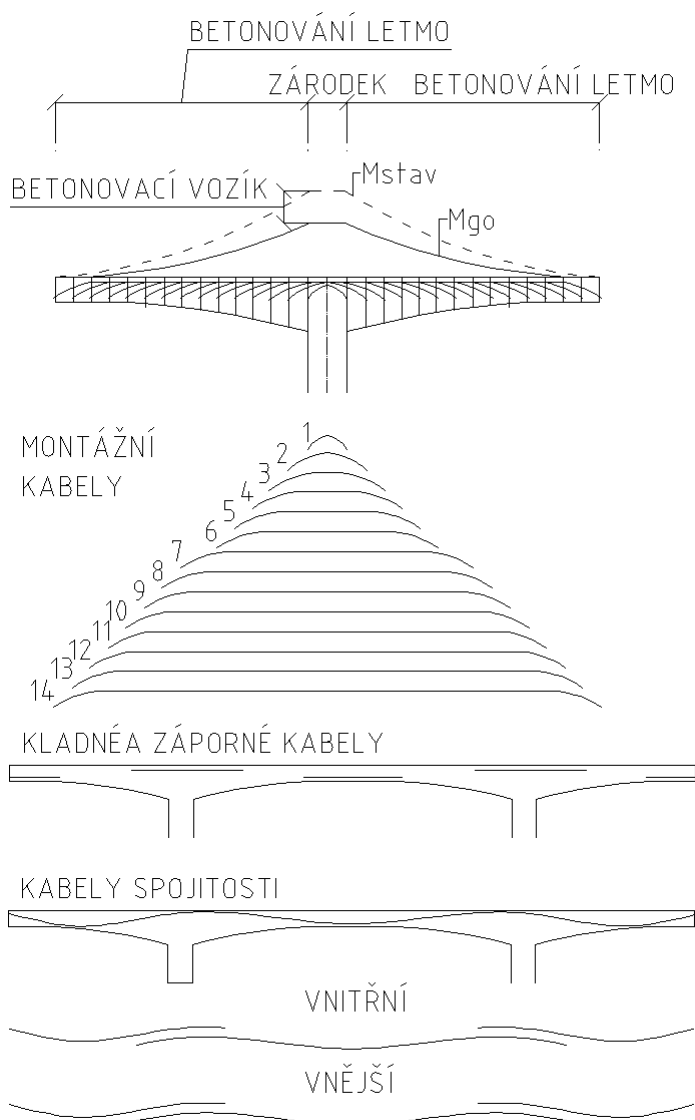
²¹ viz <http://peterpaulik.blog.sme.sk/c/195456/Zopar-fotiek-z-vystavby-Prazskeho-obchvatu.html>

Postup výstavby:

- 1) Vybetonování zárodku
Zárodek je tvořen pilířem a částí nosné konstrukce, která je vybetonována tradičním způsobem. Délka zárodku bývá 7-10 m.
- 2) Umístění jednoho vozíku (nebo 2 vozíků) na zárodek
- 3) Vyrovnání a uchycení bednění jedné lamely
- 4) Uložení trubek pro vedení kabelů a betonářské výztuže
- 5) Betonáž úseku a technologická přestávka
- 6) Připojení lamely předepnutím ke stávající konstrukci
Předepínání probíhá cca po 42 hod. od vybetonování, tj. po dosažení pevnosti 25 Mpa.
- 7) Odbednění a posun betonovacího vozíku (zpravidla na druhou stranu konzoly)
Rozpětí polí je vhodné vést tak, aby bylo možné lamely umísťovat symetricky na obě strany.
- 8) Koncové části bývají již v dostupné výšce, jsou tedy dobetonovány často na skruži

Rozdělení kabelů letmé betonáže

- Montážní kabely
Konzolové kabely slouží pro přenesení záporných momentů během výstavby. Bývají vedeny v horním okraji desky.
- Kladné a záporné kabely
Jsou napínány po vybetonování střední spáry. Slouží pro redukci tahových napětí ve středu rozpětí a nad podporami.
- Kabely spojitosti
Procházejí přes jedno pole. Slouží pro redukci tahových napětí, zajišťují spojitost vahadel.
 - o Kabely vnitřní (soudržné) – kotvené v zesílené části u podpěr
 - o Kabely vnější (volné) – kotvené v podporových příčnicíchVnější kabely vyžadují nutnost zřizování deviátorů.



Obrázek 108 – Uspořádání kabelů

i. Výhody, nevýhody technologie letmé betonáže

- ☞ Vhodné pro použití u konstrukcí s velmi vysokými podpěrami
 - ☞ Technologie nevyžaduje podpůrné konstrukce
 - ☞ Nedochází k omezení provozu pod mostem
 - ☞ Úspora bednění
 - ☞ Poměrně rychlá výstavba
 - ☞ Během výstavby se jedná o konstrukci staticky určitou
 - ☞ Letmou betonáž lze použít i pro výstavbu zavěšených a obloukových mostů
-
- ☞ Výstavba zárodku trvá několik týdnů
 - ☞ Vysoké nároky na statický výpočet
 - značná váha betonovacího vozíku (50-80 t) musí být zahrnuta při analýze montážních stavů
 - projev reologických vlastností betonu – segmenty různého stáří
 - ☞ Betonářské práce probíhají na malém prostoru



betonovací vozík



Kdy se používá metoda letmé betonáže?

Jaká se navrhuje opatření pro snížení konzolového momentu?

Jaké znáte kabely používané při letmé betonáži?

Jaké jsou výhody a nevýhody této technologie?

18. Prefabrikované mostní konstrukce

Kapitola prefabrikované mostní konstrukce obsahuje deskriptci možných realizací prefabrikovaných mostních konstrukcí. V kapitole je uvedena zmínka o podélných prefabrikovaných prvcích, ale hlavně popis příčně dělených konstrukcí, jejich výroba, ošetřování a v neposlední řadě montáž segmentů.



a. Podélné prefabrikované prvky

Nosné konstrukce mostů do délky 30-40 m jsou navrhovány jako deskové nebo trémové mosty z prefabrikovaných podélných prvků.

Konstrukce se často skládá z prefabrikovaného nosníku otevřeného průřezu tvaru *U* nebo *I* a spřažené desky.

Podélné prefabrikované prvky mohou být železobetonové, předem předpjaté a dodatečně předpjaté.

Prefabrikované nosníky bývají montovány autojeřáby.

Byly vyvinuty i výsuvné mosty nezávislé na terénu pod mostem. Výsuvný most umožňuje nosník vyzdvihnout a přesunout do místa svého budoucího působení.

b. Příčně dělené konstrukce – prefabrikované segmentové konstrukce

Tyto konstrukce jsou sestavovány z prefabrikovaných prvků – segmentů délky 2,5-4 m. Jsou hospodárné pro rozpětí střední a velké.

Průřez segmentů bývá zpravidla komorový nebo dvoutrám, případně parapetní trémový průřez.

Statické systémy jsou používány jako prosté nosníky o více polích, spojitě nosníky, rámové konstrukce, sdružené rámy, oblouky, zavěšené mosty a mosty visuté.

Příklad použití příčně dělených segmentů:

Zavěšený most přes Labe u Poděbrad

Most přes Radbuzu u Plzně

Vyplnění spár mezi prvky:

Vyplnění spár slouží k zajištění ochrany předpínací výztuže proti korozi.

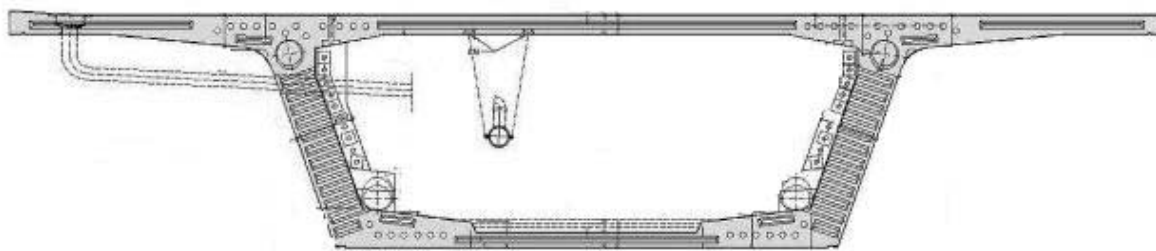
U prvních prvků byly spáry vyplněny betonem. Modernější je vyplnění *epoxidovým tmelem* (epoxidový tmel = vlastní tmel + tužidlo). Dnes se betonové spáry používají pouze jako uzavření spáry mezi jednotlivými montážními celky.



i. Výroba segmentů

Segmenty jsou vyráběny kontaktním způsobem. Čelo vybetonovaného segmentu tedy tvoří bednění pro čelo následujícího segmentu.

Příčný řez se bývá komůrkový nebo dvoutrám.



Obrázek 109²² – Příčný řez kontaktního segmentu

Metody výroby segmentů

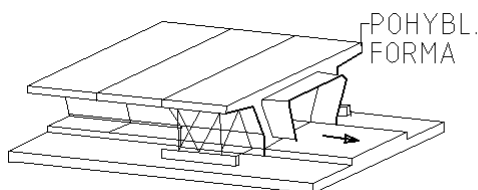
- Metoda dlouhé dráhy

Postup výroby:

- 1) Postavena dráha (geometrie dráhy odpovídá geometrii spodní hrany navržené konstrukce) v délce poloviny pole
- 2) Betonování segmentů na dráze do formy, která se pohybuje podél dráhy

👉 Snadná kontrola geometrie

👉 Požadavek na prostor



Obrázek 110 – Výroba segmentů na dlouhé dráze

- Metoda krátké dráhy

Segmenty se betonují ve výrobní buňce na délku 2 segmentů. Často se skládá ze dvou částí, formy a rektifikačních rámců. Forma je tvořena pevným nebo pohyblivým čelem, podlahou, bočnicemi, jádrem.

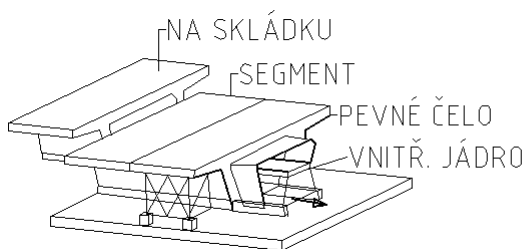
Postup výroby:

- 1) Nastavení vyrobeného segmentu na rámech do navržené polohy
- 2) Přirazení bočnice, jádra a podlahy jako bednění dalšího segmentu
- 3) Betonáž
- 4) Odvezení kontaktního segmentu na skládku
- 5) Posunutí nově vyrobeného segmentu do polohy předcházejícího segmentu
- 6) Před montáží kontaktní spára natřena epoxidovým tmelem
- 7) Montáž segmentů

²² viz <http://www.smp.cz/-segmentova-technologie>

- ☞ Možnost výroby segmentů přímých i výrazně zakřivených

- ☞ Nutno sledovat hydratační teplo



Obrázek 111 – Výroba segmentů na krátké dráze

Je možné použít proteplování vyráběného segmentu. Proteplováním dosahujeme zmenšení hodnot konečného smršťování a dotvarování, ale bohužel dochází k deformaci stykové plochy vyráběných segmentů.

ii. Ošetřování, skladování, manipulace a přeprava segmentů

Beton v průběhu tuhnutí a tvrdnutí je potřeba ošetřovat. Např. kropením po 24 hodinách po vybetonování. Po vyndání z formy se povrch formy vlhčí. Segmenty jsou ošetřovány do dosažení 70 % své předepsané pevnosti.

Manipulace se segmenty je umožněna pomocí autojeřábů, portálových jeřábů umístěných na jeřábové dráze mimo most nebo na mostě, případně vrátky zakotvenými v již smontované konstrukci, anebo podporovány smontovanou konstrukcí.

Skládání segmentů na sebe probíhá max. ve dvou vrstvách na podlázkách.

Doprava segmentů probíhá po železnici nebo po silnici, případně po lodích.

iii. Montáž segmentů

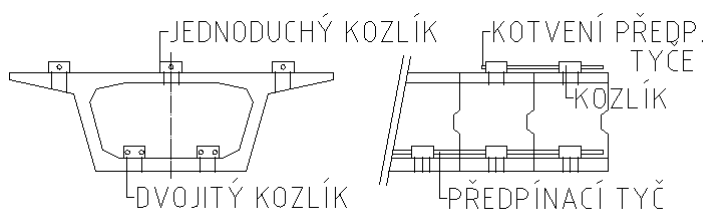
Úkolem montáže je připnutí segmentů ke zhotovené konstrukci. Pracovní postup závisí na způsobu montáže a druhu spár (vyztužené nebo nevyztužené).

Např. při letmé betonáži má připínání kontaktních segmentů 2 fáze:

- montážní (provizorní) připnutí segmentu
- definitivní připnutí segmentu

Např. při konzolové montáži na obě strany se běžně používají předpínací tyče kotvené do stoliček (tzv. kozlíků) umístěných ve vrchní i spodní části desky segmentu.





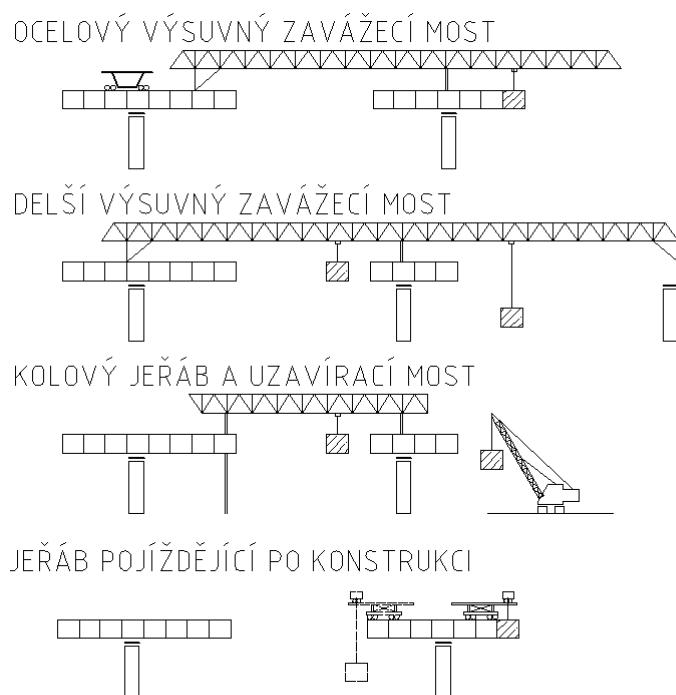
Obrázek 112 – Schéma montážního připnutí segmentu

V průběhu montáže je pravidelně kontrolována geometrie nosné konstrukce a případné odchylky jsou včas eliminovány. Při montáži vpřed se navrhuje nějaké prostorové spáry pro vyrovnání délkových změn.

Montáž letmo na obě strany pilíře

Jedná se o nejrozšířenější způsob navrhovaný pro mosty středních a velkých rozpětí.

Výstavba začíná vybudováním zárodku. Z obou stran jsou k němu symetricky připojovány segmenty. Střední část mezi zhotovenými úseky se dobetonuje. Konstrukce se zmonolitní předepnutím.



Obrázek 113 – Metody montáže segmentů letmo na obě strany

Montáž kratším zavážečím mostem

Montáž začíná z předpolí mostu. Segmenty jsou dopravovány pod most nebo po již smontované části mostu. Zavážečím most má délku 1,5 násobek nejdelšího pole mostu.

Montáž delším zavážečím mostem

Délka montážního mostu je větší než dvojnásobek největšího rozpětí pole. Všechny tři nohy jsou umístěny nad pilíři. Urychlení montáže pomocí dvou zvedacích zařízení.

- ☝ Při montáži vahadel se zatížení přenáší do podpor

Kolový jeřáb a uzavírací most

Uzavírací most se opírá o podepřený konec hotové části mostu a následující pilíř. Autojeřáb montuje konzolu vahadla ve směru montáže. Uzavírací most pracuje na opačné straně.

- ☛ Segmenty nezatěžují v průběhu výstavby nosnou konstrukci
- ☛ Výška mostu je omezena zdvihem autojeřábu a uzavíracího mostu

Jeřáb pojíždějící po konstrukci

Vozík (jeřáb) se montuje na zárodek a symetricky se montují prvky a zároveň vytváří vahadlo. Při zdvihání jsou vozíky kotveny. Při použití dvou vozíků dochází k urychlení výstavby.

- ☛ Výška mostu je omezena zdvihem vozíku

Montáž jinými způsoby

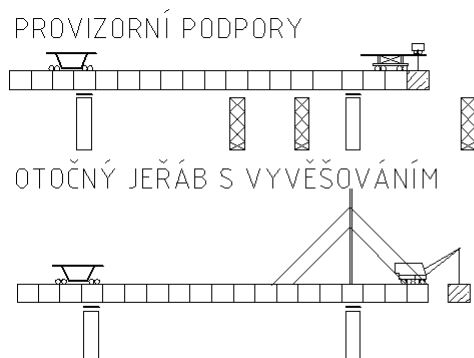
Montáž segmentu vpřed

Tato metoda je hospodárná pro estakádové mosty o rozpětí 25-50 m.

Segmenty se montují jedním směrem od pilíře.

Dvě varianty provádění:

- Podpírání konzoly provizorními podpěrami
- Vyvěšování konzoly pomocí pylonu a systému lan

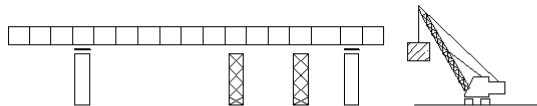


Obrázek 114 - Metody montáže vpřed

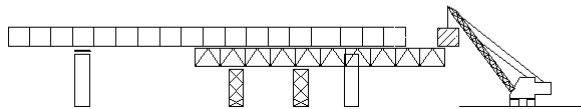
Montáž vpřed kolovými mobilními jeřáby

Montáž vpřed kolovými mobilními jeřáby se používá, je-li dobrý přístup k mostu. Segmenty montované na skruži byly použity pro vzpěradlové rámy.

KOLOVÝ JEŘÁB, MONTÁŽNÍ PODPĚRY



KOLOVÝ JEŘÁB, POMOCNÁ SKRUŽ



Obrázek 115 – Metody montáže kolovými jeřáby



prefabrikované segmentové konstrukce
epoxidový tmel



Jaký příčný řez bývá používán u podélných prefabrikovaných prvků?

Jaký průřez bývá navrhován u prefabrikovaných segmentových konstrukcí?

Jaký je rozdíl mezi metodou dlouhé a krátké dráhy?

Jaké možnosti montáže segmentů znáte?

19. Staticky neurčité mostní konstrukce z předpjatého betonu

Tato kapitola odhaluje úvodní informace o staticky neurčitých mostních konstrukcích z předpjatého betonu.



a. Použití staticky neurčitých konstrukcí

Staticky neurčité mostní konstrukce jsou uplatňovány u mostů velkých rozpětí a v případech, kdy je požadována malá konstrukční výška. Spojitost vede také k úspoře kotevního zařízení.



- o Důležité je správné pojetí navržené soustavy a stanovení předpokladů statického působení.
- o Při výpočtu jsou užitá určitá zjednodušení (pružnost materiálu, průběh objemových změn), která nejsou zcela splněna, proto se nezachází do bezvýznamných podrobností.
- o Důraz je kladen na statickou jasnost dispozice, konstrukční úpravy a v neposlední řadě na pečlivé provedení předpínání.
- o Pro volbu rozpětí je rozhodující poměr extrémních hodnot ohybového momentu v průřezu od hodnot vnějšího zatížení. Poměr může být značně odchylný, dokonce i různého znaménka.
- o Výsledné tlakové čáry od největších účinků vnějšího zatížení a předpětí musí u plně předpjatých konstrukcí zůstat v jádru průřezu.

Řešení staticky neurčitých soustav je zkomplikováno při stanovení účinků předpětí v konstrukci. Dále pak změnou vnitřních sil v závislosti na čase vlivem smršťování a dotvarování betonu.

b. Průřezy staticky neurčitých předpjatých konstrukcí

Průřezy staticky neurčitých konstrukcí jsou štíhlejší a lehčí než konstrukce stejného druhu ze železobetonu.

Tloušťka spojitých konstrukcí závisí na rozpětí polí, na zatížení a na tvaru průřezu. Tloušťka může být konstantní nebo proměnná. Náběhy u předpjatých konstrukcí však u předpjatých konstrukcí nemají takový význam jako u železobetonových konstrukcí, protože vhodným vedením kabelu pro krytí kladných momentů v polích lze převzít i záporné momenty od vnějšího zatížení nad podporami.

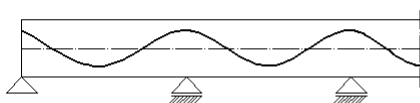
Příliš nízké konstrukce vyžadují obrovské množství předpínací výztuže, kvalitní beton a pečlivé provedení. Jejich návrh není tolik hospodárný.

Tabulka 15 – Optimální tloušťky staticky neurčitých konstrukcí v závislosti na rozpětí

Druh nosné konstrukce	Tloušťka konstrukce	Rozpětí
Deskový most (průřez plný nebo vylehčený dutinami)	max. $1/50 L$	max. 40 m
Spojitá rámová konstrukce	$1/20 - 1/30 L$	20 – 40 m
Trámová konstrukce s náběhy	$1/30 - 1/60 L$ (uprostřed L)	max. 300 m

c. Vedení kabelů

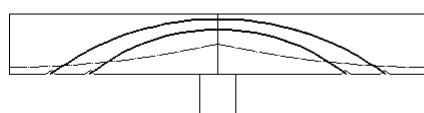
VE SPOJITÉM NOSNÍKU S KONST. PRŮŘEZEM



VE SPOJITÉM NOSNÍKU S PROMĚNNÝM PRŮŘEZEM



SKLÁDÁNÍ SPOJITÉHO NOSNÍKU
Z PREFABRIKOVANÝCH PROSTÝCH NOSNÍKŮ



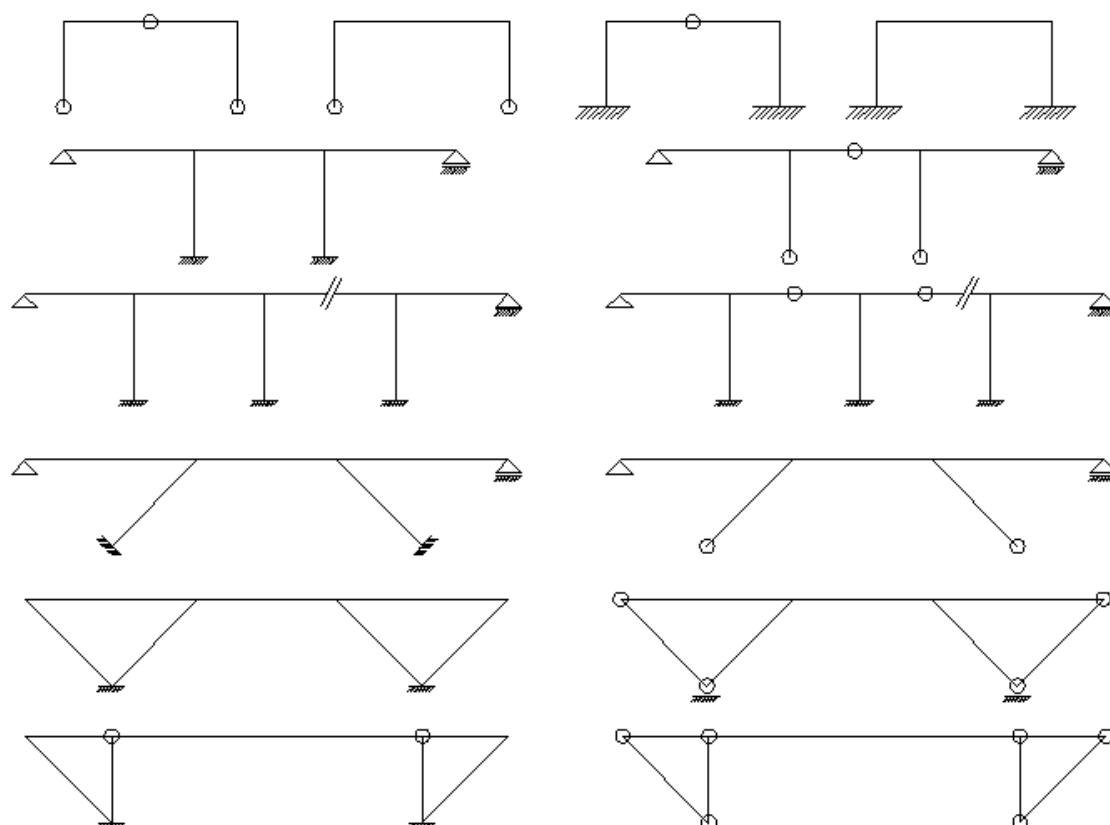
Obrázek 116 – Vedení kabelů ve spojitých konstrukcích

U dlouhých průběžných kabelů vzniká ztráta třením, která může být zvláště velká, pokud kabel mění několikrát směr zakřivení s velkými středovými úhly.

U krátkých zakřivených kabelů jsou ztráty třením malé, ale objevují se ztráty pokluzem drátu v kotvě.

U kabelů nastavovaných jsou uvedené změny předpětí odstraněny. Nosníky jsou spojovány v místě nulových ohybových momentů. Kabel, který se nastaví, je dále napínán z čela dalšího prvku.

Předpjaté rámové konstrukce



Obrázek 117 – Statické systémy rámových konstrukcí z předpjatého betonu

Kuriozitou rámových konstrukcí je fakt, že předpětím přičle vznikají v patách stojek opačné vodorovné reakce než od vnějšího zatížení. Tyto reakce mohou být někdy větší než vodorovné reakce od zatížení vlastní tíhou konstrukce, jestliže radiální síly od předpětí (směr vzhůru) jsou větší než zatížení vlastní tíhou. V tom případě je i průhyb od předpětí opačným směrem (vzhůru) větší. Sečtením s průhybem od zatížení vlastní tíhou vyjde malé vzepětí konstrukce.

Visuté, zavěšené konstrukce

Pro mosty velkých rozpětí (100-400 m) se mohou uplatnit konstrukce visuté se zakřivenými lany kotvenými na konci mostu. Další možnost je zavěšení mostovky na přímá šikmá lana, kde šikmé závěsy s mostovkou tvoří „trojúhelníky“, které zajišťují tuhost soustavy (= spojitý nosník s poddajnými podporami v místech závěsu). Potřebná předpínací síla v mostovce je z velké části vyvozena vodorovnou složkou sil napnutých závěsů.

Spojité deskové konstrukce

Spojité deskové konstrukce jsou zpravidla betonovány na skruži.

Trámové konstrukce

Trámové konstrukce je možné stavět i jinými způsoby.



Jak je zkomplikováno řešení staticky neurčitých soustav?

Jaké jsou projektovány průřezy staticky neurčitých předpjatých konstrukcí?

Schematicky načrtněte vedení předpínacích kabelů ve staticky neurčité spojitě konstrukci.

20. Návrh staticky neurčitých konstrukcí z předpjatého betonu

Dvacátá kapitola ozřejmuje postup návrhu staticky neurčitých konstrukcí z předpjatého betonu. Je doplněna celou řadou ukázkových příkladů.



Zvláštnosti se zřetelem na dotvarování a smršťování

Velikost nepříznivých účinků vzniklých vlivem dotvarování a smršťování lze ovlivnit návrhem a způsobem provádění konstrukce. Velikost účinků závisí na volbě systému konstrukce a na poměrech tuhostí jejích částí.

Vliv na vznik trvalých deformací od dotvarování betonu má poměr momentu od předpětí a momentu od stálého zatížení, který může být i časově proměnný.

Momenty od předpětí se odečítají od momentů způsobených vlastní tíhou. Nejmenší účinky vznikají, je-li výsledný moment (tento rozdíl) nulový. To znamená, že betonová konstrukce je zatížena rovnoměrným tlakem a nosník se dotvarováním pouze zkracuje a neohýbá.

Účinky dotvarování se projevují výrazněji u konstrukcí, u kterých převládá stálé zatížení nad zatížením pohyblivým (mosty velkých rozpětí).

Dotvarování betonu může být také užitečné. Dotvarování totiž značně redukuje nepříznivé účinky popouštění podpor konstrukce.

a. Rozdíl mezi statickými účinky od předpětí ve staticky určitých a staticky neurčitých konstrukcích

Př.: Trám předepnutý přímým kabelem

➤ Staticky určitý nosník (prostý nosník)

Primární moment (moment od předpětí) je v každém místě průřezu nosníku roven součinu předpínací síly a její výstřednosti $M_p = N \cdot e = (-) \cdot (+) = (-)$

Po předepnutí se trám vzepne a nad podporami a_1 a a_2 se vyvodí průhyb $-\delta_1$ a $-\delta_2$.

Síly, kterými předpětí působí na předpjatý nosník, jsou v rovnováze, z toho vyplývá, že předpětí na staticky určeném nosníku nevyvolí žádné vnější reakce.

➤ Staticky neurčitý nosník

Bude-li trám spojitým nosníkem o třech polích, podpory zabrání volné deformaci nad vnitřními podporami. Nemůže dojít k vzepnutí, protože v podporách působí na nosník reakce A_{1R} a A_{2R} , které vedou k deformaci vynucené podporami. Síly působící na nosník jsou v rovnováze, rovnováhu sil tvoří i vnější doplňkové staticky neurčité reakce od předpětí $\sum A_R = 0$.

Rovnováhová soustava doplňkových reakcí od předpětí vyvozuje v jednotlivých průřezích nosníku doplňkové momenty od předpětí M_R , posouvající síly od předpětí T_R , případně osově síly od předpětí.

Výsledné statické účinky jsou algebraickým součtem účinků staticky určitých a staticky neurčitých.



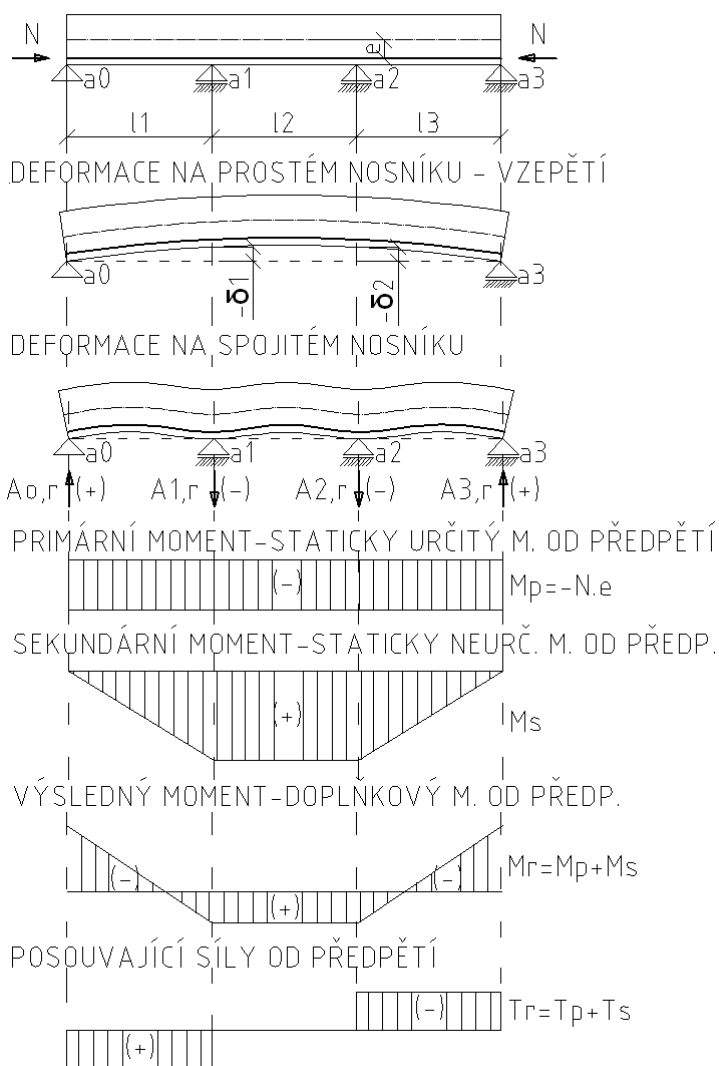
Platí: $M_R = M_P + M_S$

$T_R = T_P + T_S$

$H_R = H_P + H_S$

$A_P = A_S$

TRÁM PŘEDPNUTÝ PŘÍMÝM KABELEM



Obrázek 118 – Statické účinky od předpětí

Velikost staticky neurčitých veličin od předpětí lze ovlivnit vedením předpínacích vložek. Velké účinky mohou být, když vložky s výstředností e jsou umístěné na jedné straně od těžištní osy. V tomto případě jsou značně velké momenty M_P a nemění znaménko.

i. Souhlasné konkordantní vedení kabelu

Křižuje-li dráha předpínací výztuže těžištní osu průřezu, může nastat i případ $M_R = M_P$. V konstrukci nevzniknou staticky neurčité účinky od předpětí. Jedná se o souhlasné konkordantní vedení kabelů.

Na velikost staticky neurčitých účinků od předpětí má vliv i stavební postup, jakým způsobem vnášíme předpětí do konstrukce.

ii. 2 skupiny spojitých konstrukcí

1. skupina

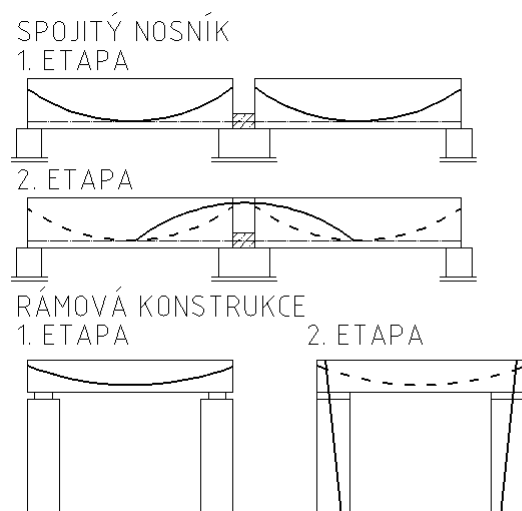
Konstrukce je vybetonována jako celek nebo se složí z nevyztužených nepředepjatých dílů a následně se předepne jako celek.

Tímto postupem vznikají staticky neurčité účinky od celého předpětí, protože celá konstrukce je již zpočátku předpínání staticky neurčitá.

2. skupina

Předpětí je do konstrukce vnášeno ve dvou nebo více etapách. Konstrukce se skládá ze samostatně předepjatých staticky určitých prvků, které se sepnou ve staticky neurčitý celek.

Tímto způsobem provádění vznikají staticky neurčité účinky pouze od předpětí vneseného do konstrukce v druhé nebo dalších etapách.



Obrázek 119 – Stavební postup vnášení předpětí

b. Řešení vlivu předpětí u spojitých konstrukcích

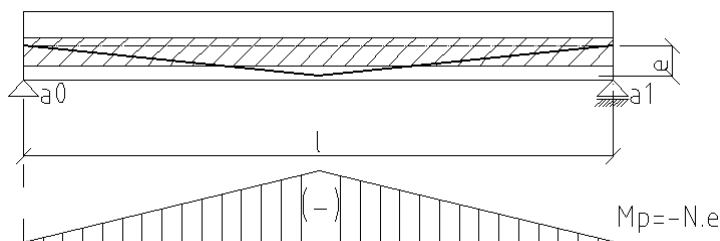
Je možné používat všechny známé metody užívané k řešení nepředepjatých konstrukcí. Např. silová metoda, deformační metoda, třímomentová rovnice, příčinkové čáry. Platí zákon superpozice, konstrukci tedy považujeme za lineárně pružnou.

Statically determinate beam



Př.: Nosník předepnutý zalomeným kabelem

V čele nosníku je kabel zakotven v těžišťové ose.



Obrázek 120 – Nosník předepnutý zalomeným kabelem



Předpětí vyvolá ohybový moment stejný, jako kdyby byl nosník zatížen svislou silou P umístěnou uprostřed rozpětí.

$$\frac{1}{4} P \cdot l = -N \cdot e$$

$$P = -\frac{4 \cdot N \cdot e}{l}$$

Síla P vyjadřuje účinek síly lomeného kabelu. Průhyb vyvozený touto silou uprostřed nosníku je:

$$y_P = -\frac{1}{48} \frac{P \cdot l^3}{E \cdot I}$$

U staticky určitého nosníku sekundární moment (staticky neurčitý moment od předpětí) nevzniká $M_S = 0$. Výsledný ohybový moment je tedy roven $M_R = M_P + 0$.

V případě, že není požadováno, aby bylo překročeno přípustné dovolené namáhání v krajních vláknech betonu, bude nutno vypočítat oblast R , v níž musí ležet osa kabelu.

Výpočet oblasti R :

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$-\frac{N}{A_b} \cdot \left(1 - \frac{e_1}{j_d}\right) = 0 \quad -\frac{N}{A_b} \cdot \left(1 + \frac{e_2}{j_h}\right) = 0$$

$$e_1 = j_d$$

$$e_2 = \frac{\sigma_b \cdot A_b \cdot j_h}{N}$$

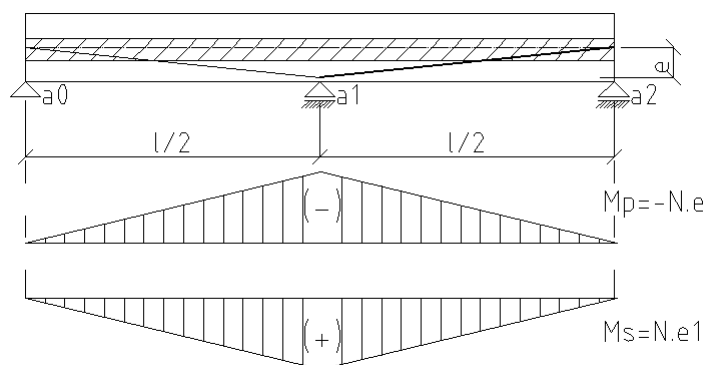
Statically indeterminate beam



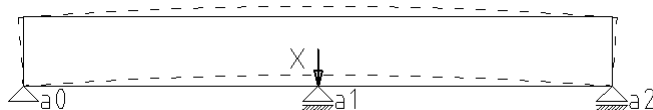
Př.: Spojitý nosník namáhaný pouze předpětím

Není uvažována vlastní tíha. Kabel je zalomený a v čele nosníku zakotven v těžišťové ose.

Celkový průhyb v podpoře se rovná nule, tím jsou vyvozeny další ohybové momenty – sekundární ohybové momenty (staticky neurčité momenty od předpětí) M_S . Výsledný ohybový moment bude roven $M_R = M_P + M_S$.



Obrázek 121 – Spojitý nosník předepnutý zalomeným kabelem



Obrázek 122 – Zabránění vzepnutí nosníku silou X

Velikost průhybu vyvozeného sekundárním momentem se určí dosazením síly P do rovnice pro průhyb vyvozený primárním momentem.

$$P = -\frac{4 \cdot N \cdot e}{l} \rightarrow y_P = -\frac{1}{48} \frac{P \cdot l^3}{E \cdot I}$$

vyjde

$$y_S = -\frac{1}{12} \frac{N \cdot e \cdot l^2}{E \cdot I}$$

Aby se deformovaný nosník nevzepnul nad podporou, v místě podpory bude zatížen silou X , která musí směřovat směrem dolů. Její velikost se určí porovnáním průhybů vyvozených předpětím N a silou X . Jedná-li se o spojitý nosník o dvou polích stejných délek $l/2$, průhyb od předpětí nad střední podporou bude:

$$y_S + y_P = -\frac{1}{12} \frac{N \cdot e \cdot l^2}{E \cdot I} + \frac{1}{48} \frac{X \cdot l^3}{E \cdot I} = 0; \text{ vyjde } X = \frac{4 \cdot N \cdot e}{l}$$

Srovnání výrazu pro P a X znázorňuje, že obě síly mají shodnou hodnotu s různými znaménky, takže průběhy ohybových momentů budou až na znaménka stejné.

Sekundární ohybový moment bude roven:

$$M_S = \frac{1}{4} \cdot X \cdot l.$$

Staticky neurčitý nosník předepnutý jedním zalomeným kabelem s excentricitou e_1

Př.: Nosník předepnutý pouze jedním zalomeným kabelem

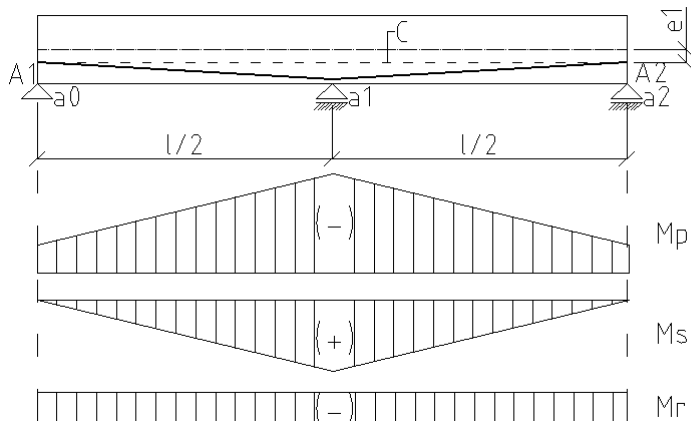
Pokud je nezatížený nosník předepnut pouze kabelem zalomeným uprostřed a v polích je přímý, potom vyvozené momenty – primární moment M_P a sekundární moment M_S jsou stejné velikosti a průběhu, ovšem různých znamének. Výsledný moment od předpětí $M_R = 0$.

Nosník se chová, jako kdyby byl předepnut kabelem, který je uložen v přímce $A_1 - A_2$. Lze změnit excentricitu nad střední podporou a výsledný moment M_R bude nulový.

Změnou excentricity kabelu e na e_1 bude:

$$M_P = N \cdot e_1; \quad M_S = N \cdot e_1; \quad M_R = 0$$

Výsledná excentricita je rovna nule. Kabel se chová, jako kdyby byl přímý a ležel mezi body $A_1 - A_2$.



Obrázek 123 – Nosník předepnutý jedním zalomeným kabelem

Působíště síly N_b v betonu bude ležet na přímce C mezi body $A_1 - A_2$. Podle toho, jak bude měněno působíště předpínací síly nad vnějšími podporami, bude se měnit výsledný ohybový moment M_R .



Lineární transformace: výsledný ohybový moment M_R se nemění v případě, pokud se přemístí kabel tak, že se svislé pořadnice kabelů posunou o stejnou hodnotu, pokud se přitom nemění excentricity kabelu nad krajními podporami. Úprava je pojmenována jako tzv. *lineární transformace*. Tento závěr platí výlučně za předpokladu, zda je předpínací síla N po celé délce kabelu konstantní.

Trám zatížen předpětím v ideálních kabelech



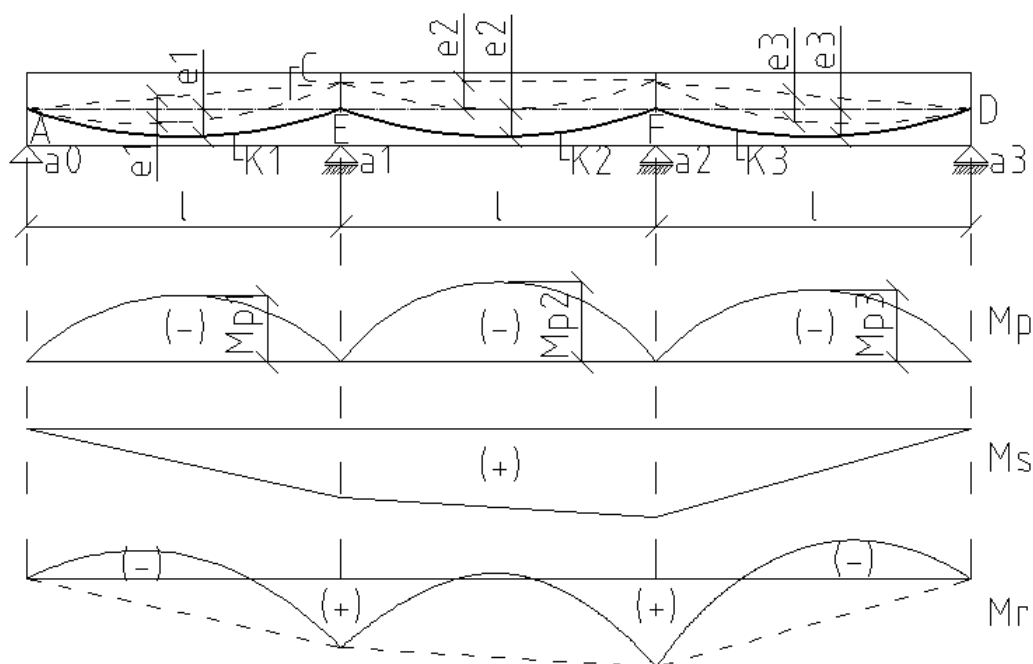
Př.: Trám je zatížen předpětím N v ideálních kabelech

Ideální kabely probíhají dle křivek K_1 , K_2 a K_3 .



Působíště síly N_b v betonu lze zvednout nebo snížit v bodech E , F při zachování vlastního tvaru kabelů a křivka C bude vždy stejná.

V praxi je často nutné změnit vedení kabelu K při požadavku zachování křivky C v oblasti R .



Obrázek 124 – Průběh ohybových momentů

Pokud je měněna výstřednost kabelů e nad vnitřními podporami při zachování stále stejného tvaru kabelů, mění se průběh primárních momentů i sekundárních momentů.

Výsledný ohybový moment M_R bude stejné hodnoty pro umístění kabelu, kterého bylo dosaženo lineární transformací.

i. Konkordantní kabely

Př.: Nosník je předepnutý kabelem K

Výstřednost kabelu uprostřed každého pole e je měřena od úsečky AB . Primární ohybový moment, viz Obrázek – Průběh ohybových momentů.

Bude-li kabel K lineárně přeložen, je možné získat např. vedení kabelu K_1 při zachování stejné excentricity e měřené od lomové úsečky AE_1 a E_1B . Průběhy primárních ohybových momentů od kabelů K_1 jsou naznačeny, viz Obrázek – Vedení konkordantního kabelu. Primární moment nad podporou je roven $M_p = N \cdot e_1$.

Primární ohybové momenty probíhají podobně, jako je umístění kabelů. Jsou počítány z výstřednosti kabelů vzhledem k těžišti nosníku.

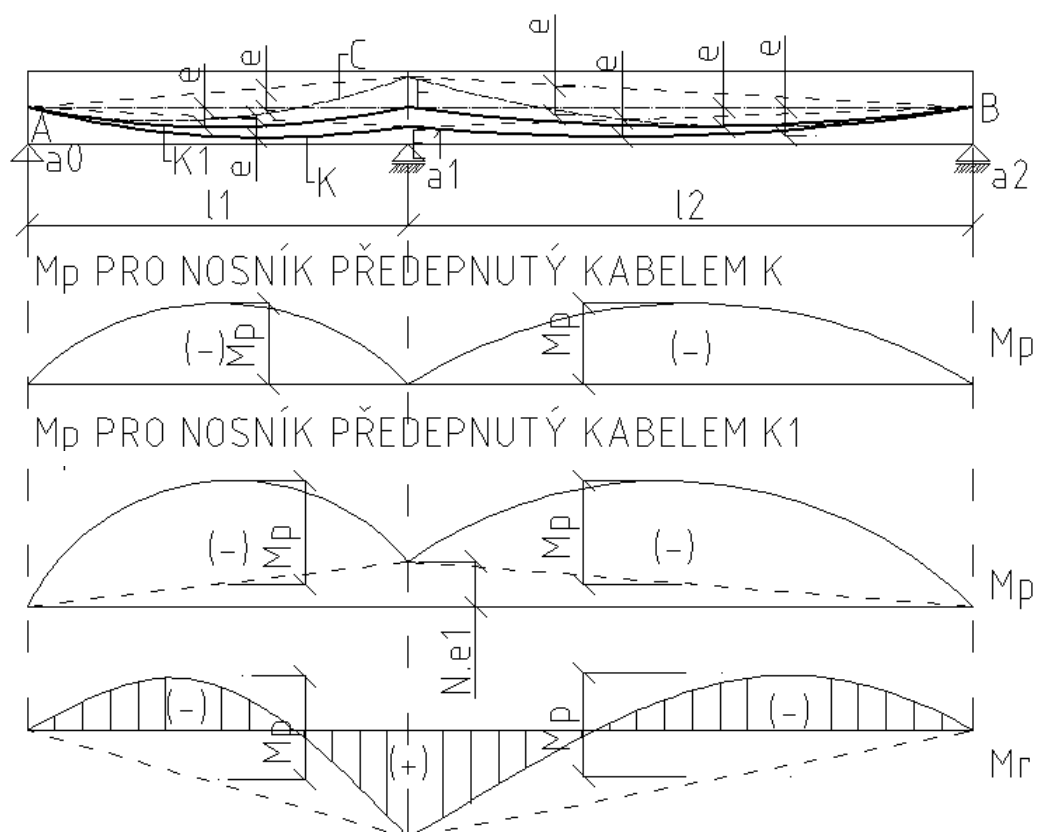
Je-li požadována podmínka $M_s = 0$, musí nutně platit $M_R = M_p$.

Postup určení zvláštního umístění kabelů:

- Získání působíště tlaku N_b v betonu – excentricita čáry C

Působíště získáme vydělením výsledného momentu od předpětí M_R silou N .

Konkordantní kabel (souhlasný) je kabel, jehož vedení kopíruje křivku C . V konstrukci pak nevznikají sekundární ohybové momenty.



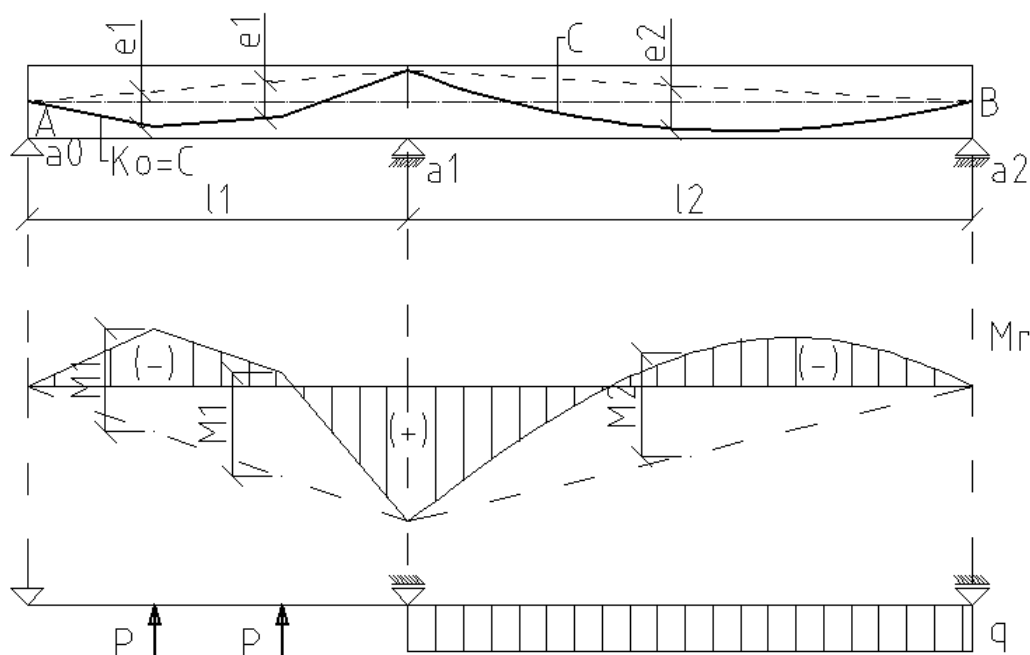
Obrázek 125 – Vedení konkordantního kabelu

Postup výpočtu zatížení:

- 1) Derivace ohybových momentů M_R
(jsou získány posouvající síly)
- 2) Derivace posouvajících sil
(je získáno zatížení)

$$M_1 = P \cdot \frac{l_1}{3} = N \cdot e_1 \rightarrow P = \frac{3 \cdot N \cdot e_1}{l_1}$$

$$\frac{1}{8} \cdot q \cdot l_2^2 = M_2 = N \cdot e_2 \rightarrow q = \frac{8 \cdot N \cdot e_2}{l_2^2}$$



Obrázek 126 – Vyhledání zatížení

Průběh ohybových momentů od předpětí je ekvivalentní příčnému zatížení v polích nosníku. Ze zatížení je možno vypočítat výsledné momenty od předpětí M_R .

Postup výpočtu:

- Výpočet zatížení vyvozeného předpínacím kabelem
- Výpočet ohybových momentů M_R od předpětí
- Určení vedení konkordantního kabelu

Umístění konkordantního kabelu bude získáno vydělením výsledného momentu M_R silou N . V tomto místě je působiště tlaku N_b v betonu – křivka C .

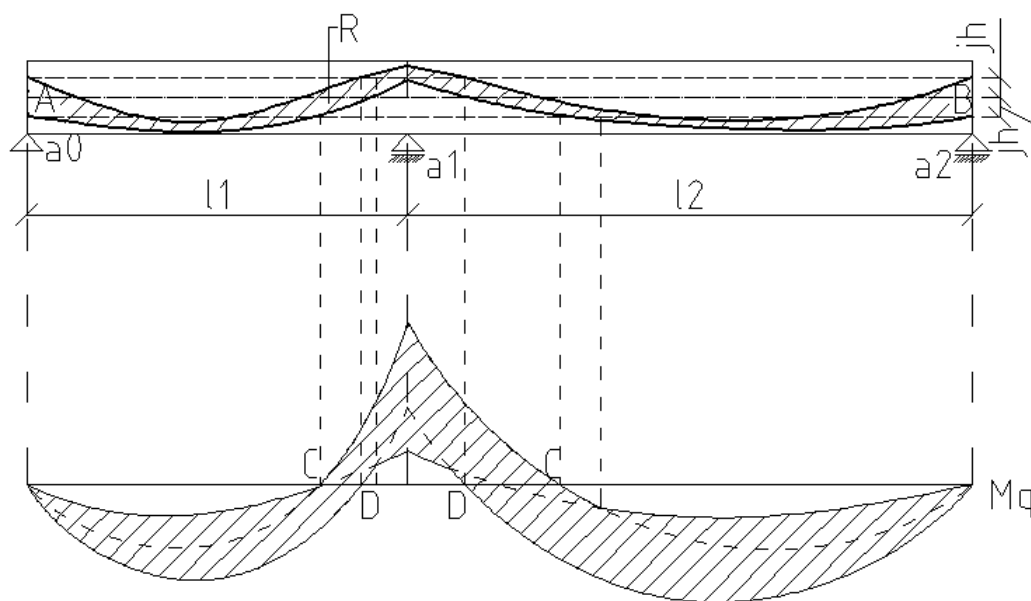
ii. Postup výpočtu staticky neurčitých konstrukcí

Návrh staticky neurčitých nosníků bude zkomplikován momentem vyvozeným předpětím.

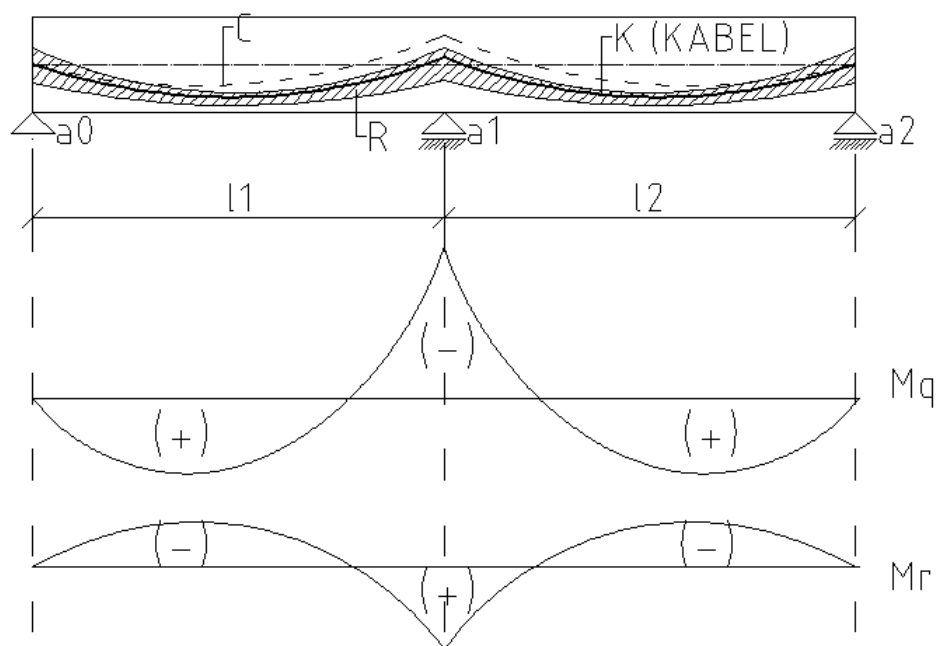
Postup výpočtu:

- 1) Výpočet ohybových momentů od zatížení M_q
- 2) Předběžný návrh rozměrů průřezu a předpínací síly
- 3) Výpočet oblasti R z podmínky pro krajní napětí
V místě nulových momentů se určující body oblasti R shodují s jádrovými úsečkami j_h a j_d . Další body budou vypočítány.
- 4) Umístění konkordantních kabelů o předpínací síle N dovnitř oblasti R .
Pokud by umístění konkordantních kabelů do oblasti R nevyhovovalo, bude provedena transformace lineární změnou excentricity nad vnitřní podporou. Původní tvar dráhy kabelu musí být zachován.
- 5) Určení primárních a sekundárních ohybových momentů
- 6) Výpočet křivky C , která určuje působiště tlaku N_b v betonu.
Výpočet se vyjadřuje z výsledného ohybového momentu a předpínací síly N . Křivka C musí ležet v oblasti R . Pokud by křivka C ležela vně, bylo by nutné

změnit průběh vedení kabelu, aby výsledné ohybové momenty M_R měly jiný průběh, anebo změnit průřez trámu včetně předpínací síly N .



Obrázek 127 – Určení oblasti R



Obrázek 128 – Postup výpočtu staticky neurčitých konstrukcí

staticky určitý moment od předpětí = primární moment
staticky neurčitý moment od předpětí = sekundární moment
výsledný moment = doplňkový moment od předpětí
souhlasné konkordantní kabely



Schematicky naznačte průběhy primárního, sekundárního a výsledného ohybového momentu od předpětí na staticky neurčitém nosníku.



Jak velký ohybový moment vyvolá předpětí na staticky určeném prostém nosníku?

Jak se chová spojitý nosník v místě nad podporou?

Změní se lineární transformací výsledný ohybový moment M_R ?

Jak jsou v konstrukci vedeny konkordantní kabely?

21. Třímomentová rovnice

V této kapitole je popsáno odvození již zmiňované třímomentové rovnice. Součástí kapitoly je stanovení momentů momentových ploch.

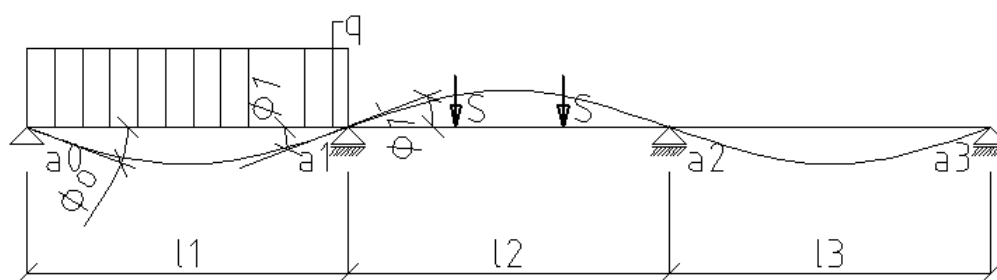
a. Definice třímomentové rovnice

Třímomentová rovnice byla odvozena B. P. E. Clapeyronem v roce 1857.

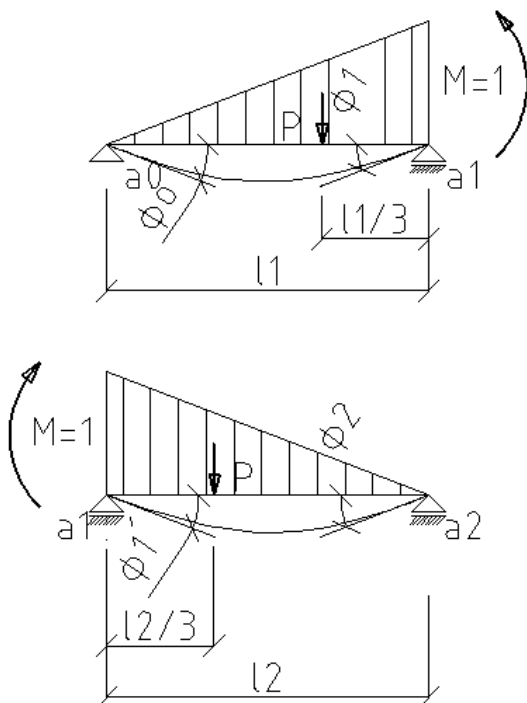
Jedná se o metodu silovou, která bere za staticky neurčité veličiny spojitý nosník podporové momenty ve vetknutí a nad vnitřními podporami.

b. Odvození třímomentové rovnice

Př.: Spojitý nosník o třech polích



Obrázek 129 – Spojitý nosník



$$P = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot l_1$$

$$A_0 = \frac{P \cdot \frac{l_1}{3}}{l_1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l_1}{3} = \frac{1}{6} \cdot l_1$$

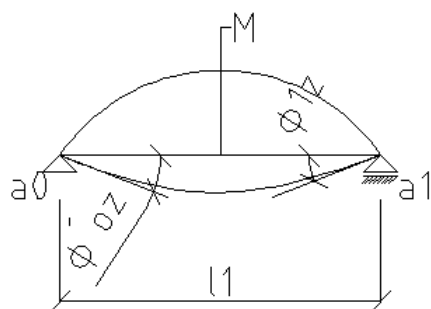
$$A_1 = \frac{P \cdot \frac{2}{3} \cdot l_1}{l_1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot l_1}{l_1} = \frac{2}{6} \cdot l_1 = \frac{1}{3} \cdot l_1$$

$$\phi_0 = \frac{l_1}{6 \cdot E \cdot I}; \quad \phi_1 = \frac{l_1}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$\phi_1' = \frac{l_2}{3 \cdot E \cdot I}; \quad \phi_2 = \frac{l_2}{6 \cdot E \cdot I}$$

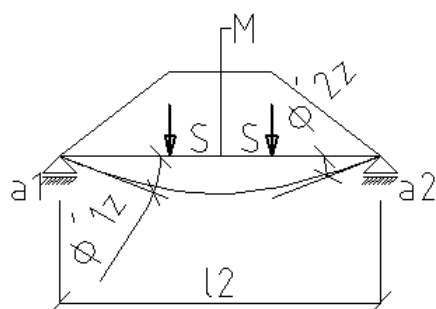
Obrázek 130 – Jednotlivá pole spojitého nosníku

Vnější zatížení pootočení φ je posouvající síla na nosníku zatíženém momentovým obrazcem.



$$\phi'_{0z} = \frac{O_1}{l_1 \cdot E \cdot I}; \quad \phi'_{1z} = \frac{O_0}{l_1 \cdot E \cdot I}$$

$O_0; O_1$ = statické momenty od vlastní tíhy



$$\phi'_{1z} = \frac{O'_2}{l_2 \cdot E \cdot I}; \quad \phi'_{2z} = \frac{O'_1}{l_2 \cdot E \cdot I}$$

$O'_2; O'_1$ = statické momenty od vlastní tíhy

Obrázek 131 – Jednotlivá pole zatížená momentovým obrazcem

$\phi_i; -\phi'_i$ = vyjadřují sklony tečen k ohybové čáře

Kladné pootočení průřezu znamená, že nosník se prohýbá v blízkosti podpory směrem dolů. Záporné pootočení naopak průhyb směrem nahoru.

U všech vnitřních podpor spojitého nosníku musí platit tzv. *deformační podmínka* (vychází ze spojitě ohybové čáry):

$$\phi_i = -\phi'_i$$

V následujícím vztahu třímomentové rovnice jsou užitá určitá zjednodušení. Nebylo uvažováno příčné zatížení, daná popouštění podpor nosníku ani nerovnoměrné změny teploty.

$I_1 = I_2 = I_3$ = rovnost platí pouze za předpokladu konstantního průřezu po celé délce spojitého nosníku

$$M_0 \cdot \frac{l_1}{6 \cdot E \cdot I} + M_1 \cdot \frac{l_1}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{O_0}{l_1 \cdot E \cdot I} = -M_1 \cdot \frac{l_2}{3 \cdot E \cdot I} - M_2 \cdot \frac{l_2}{6 \cdot E \cdot I} - \frac{O_2}{l_2 \cdot E \cdot I} \Big/ 6 \cdot E \cdot I$$

$$M_0 \cdot l_1 + 2 \cdot M_1 \cdot l_1 + \frac{6 \cdot O_0}{l_1} + 2 \cdot M_1 \cdot l_2 + M_2 \cdot l_2 + \frac{6 \cdot O_2}{l_2} = 0$$

$$M_0 \cdot l_1 + 2 \cdot M_1 \cdot (l_1 + l_2) + M_2 \cdot l_2 + \frac{6 \cdot O_0}{l_1} + \frac{6 \cdot O_2}{l_2} = 0$$

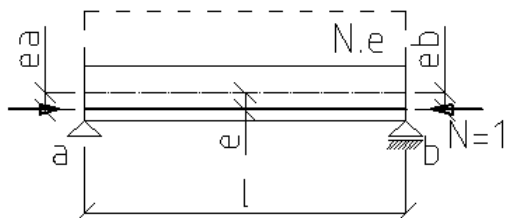
Tento výraz třímomentové rovnice je možno použít pro výpočet účinku předpětí u spojitých nosníků za podmínky konstantního průřezu.

c. Stanovení momentů moment. ploch k podporovým osám

PRŮBĚŽNÝ PŘÍMÝ KABEL

KONST. VÝSTŘEDNOST

$e_a = e_b = e$



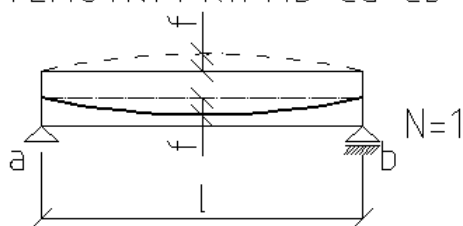
$N = 1 \text{ kN}$

$$[O_a] = (e \cdot l) \cdot \frac{l}{2} = \boxed{e \cdot \frac{l^2}{2}}$$

$$[O_b] = (e \cdot l) \cdot \frac{l}{2} = \boxed{e \cdot \frac{l^2}{2}}$$

PARABOLICKÝ KABEL

ZVLÁŠTNÍ PŘÍPAD: $e_a = e_b = 0$

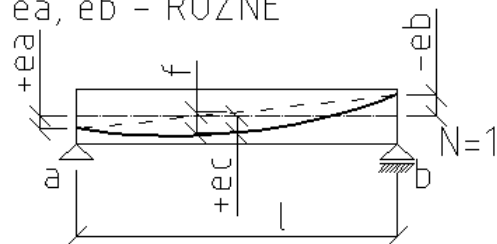


$$[O_a] = \left(\frac{2}{3} \cdot f \cdot \frac{l}{2} + \frac{2}{3} \cdot f \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{l}{2} = \boxed{f \cdot \frac{l^2}{3}}$$

$$[O_b] = \left(\frac{2}{3} \cdot f \cdot \frac{l}{2} + \frac{2}{3} \cdot f \cdot \frac{l}{2} \right) \cdot \frac{l}{2} = \boxed{f \cdot \frac{l^2}{3}}$$

PARABOLICKÝ KABEL

e_a, e_b - RŮZNÉ



$$[O_a] = \left(\frac{2}{3} \cdot f \cdot l \right) \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l =$$

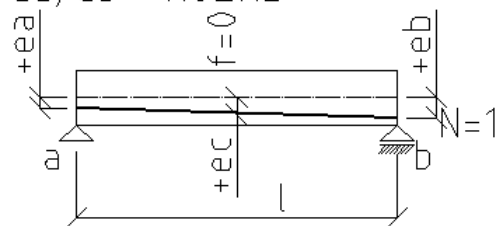
$$= \boxed{\frac{l^2}{6} \cdot [e_a + 2 \cdot e_b + 2 \cdot f]}$$

$$[O_b] = \left(\frac{2}{3} \cdot f \cdot l \right) \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} =$$

$$= \boxed{\frac{l^2}{6} \cdot [2 \cdot e_a + e_b + 2 \cdot f]}$$

PŘÍMÝ KABEL

e_a, e_b - RŮZNÉ



$$[O_a] = \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l =$$

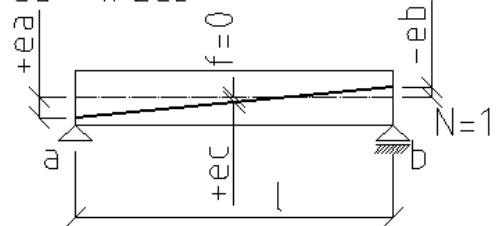
$$= \boxed{\frac{l^2}{6} \cdot [e_a + 2 \cdot e_b]}$$

$$[O_b] = \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} =$$

$$= \boxed{\frac{l^2}{6} \cdot [2 \cdot e_a + e_b]}$$

PŘÍMÝ KABEL

$e_a = -1/2 e_b$



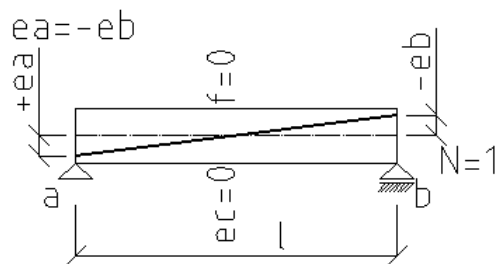
$$[O_a] = \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l =$$

$$= \left(-\frac{1}{2} \cdot \frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l = \boxed{\frac{l^2}{4} \cdot e_b}$$

$$[O_b] = \left(-\frac{1}{2} \cdot \frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} = \boxed{0}$$

Obrázek 132 – Schémata

PŘÍMÝ KABEL



$$[O_a] = \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l = \boxed{\frac{l^2}{6} \cdot e_b}$$

$$[O_b] = \left(\frac{e_a \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot l + \left(\frac{e_b \cdot l}{2} \right) \cdot \frac{l}{3} = \boxed{-\frac{l^2}{6} \cdot e_b}$$

$$[O_a] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot m \cdot \frac{m}{2} =$$

$$= \left(\frac{2}{3} \cdot (e_a - e_k) \cdot m \right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot \frac{m^2}{2} =$$

$$= \boxed{\frac{1}{4} \cdot m^2 \cdot (e_a + e_k)}$$

$$[O_b] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \left(l - \frac{3}{8} m \right) + e_k \cdot$$

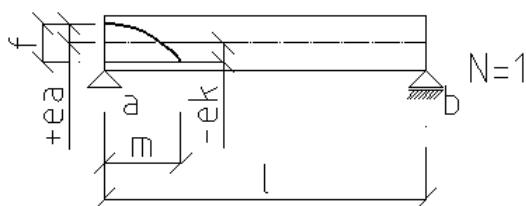
$$m \left(l - \frac{m}{2} \right)$$

$$= \left(\frac{2}{3} (e_a - e_k) \cdot m \right) \cdot \left(l - \frac{3}{8} m \right) + e_k \cdot$$

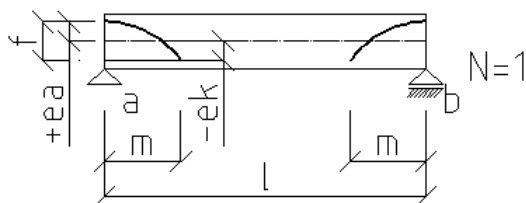
$$m \left(l - \frac{m}{2} \right)$$

$$= \boxed{\frac{1}{12} m \cdot l \left[4 \cdot (2 \cdot e_a - e_k) - \frac{3 \cdot m}{l} (e_a + e_k) \right]}$$

NEPRŮBĚŽ. PARABOLICKÝ KABEL U JEDNOHO KONCE



NEPRŮBĚŽ. PARABOLICKÝ KABEL-SYMETRICKY UMÍSTĚN



$$[O_a] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot m \cdot \frac{m}{2} +$$

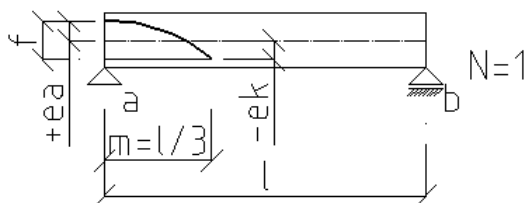
$$+ \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \left(l - \frac{3}{8} \cdot m \right) + e_k \cdot m \cdot$$

$$\left(l - \frac{m}{2} \right) =$$

$$= \boxed{\frac{1}{3} \cdot m \cdot l \cdot (2 \cdot e_a + e_k)}$$

NEPRŮBĚŽ. PARABOLICKÝ KABEL U JEDNOHO KONCE

$m=l/3$; $ea=-ek$



$$[O_b] = \boxed{\frac{1}{3} \cdot m \cdot l \cdot (2 \cdot e_a + e_k)}$$

$$[O_a] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot m \cdot \frac{m}{2} =$$

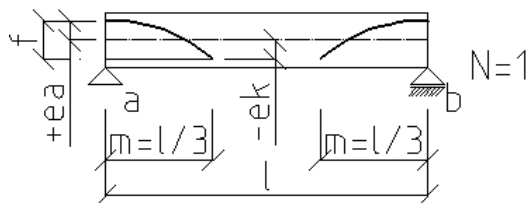
$$= \left(\frac{2}{3} (e_a - e_k) \cdot m \right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot \frac{m^2}{2} = \boxed{0}$$

$$[O_b] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m \right) \cdot \left(l - \frac{3}{8} \cdot m \right) + e_k \cdot$$

$$m \cdot \left(l - \frac{m}{2} \right) = \boxed{-\frac{1}{9} \cdot l^2 \cdot e_k}$$

Obrázek 133 – Schémata (pokračování)

NEPRŮBĚŽ. PARABOLICKÝ
KABEL-SYMETRICKY UMÍSTĚN.
 $m=l/3$; $e_a=-e_k$



$$[O_a] = \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m\right) \cdot \frac{3}{8} \cdot m + e_k \cdot m \cdot \frac{m}{2} +$$

$$+ \left(-\frac{2}{3} \cdot f \cdot m\right) \cdot \left(l - \frac{3}{8} \cdot m\right) + e_k \cdot m \cdot$$

$$\left(l - \frac{m}{2}\right) =$$

$$= \boxed{-\frac{1}{9} \cdot l^2 \cdot e_k}$$

$$[O_b] = \boxed{-\frac{1}{9} \cdot l^2 \cdot e_k}$$

Obrázek 134 – Schémata (dokončení)

Ve vztazích pro stanovení momentů momentových ploch jsou použity známé vztahy pro vymezení plochy omezené dráhou kabelu (tzv. výslednicí kabelu) a výstřednicí e .

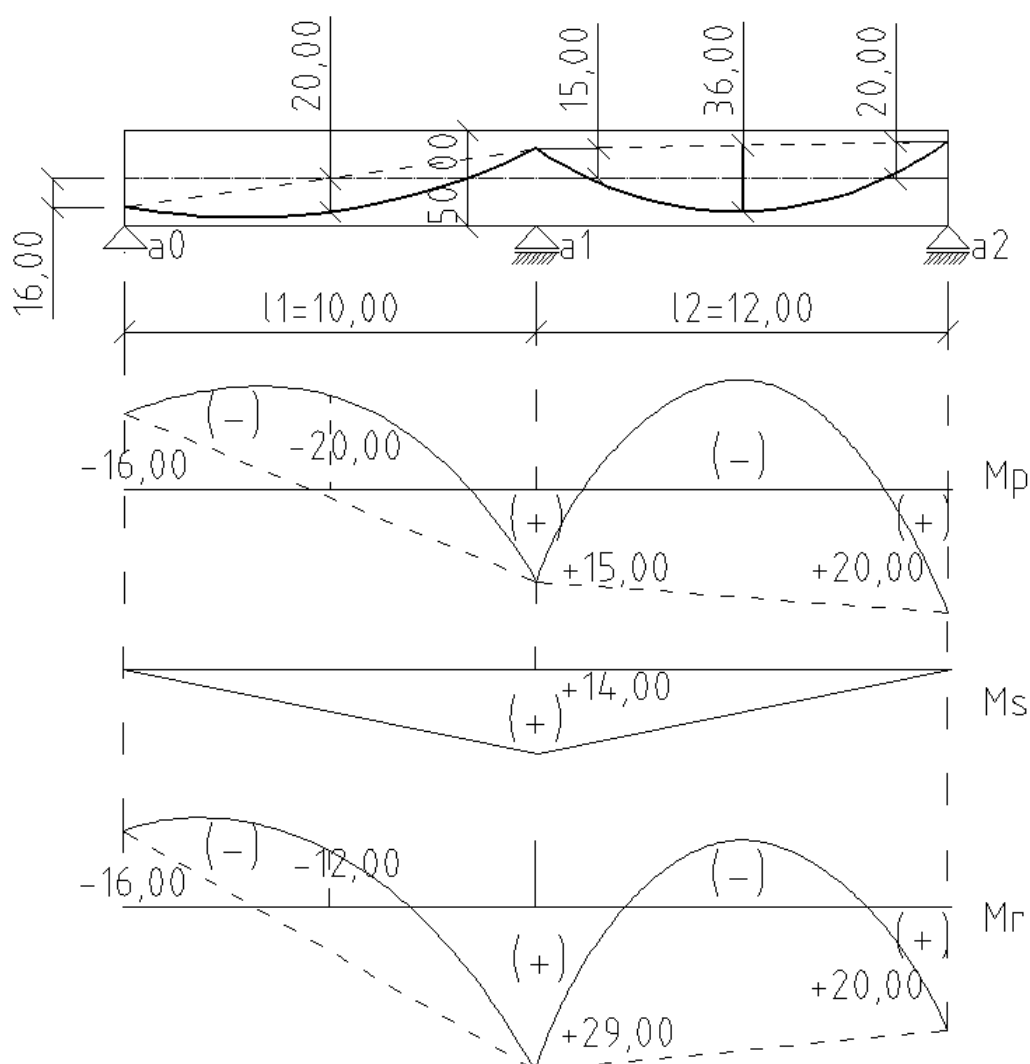
Obecné značení statických momentů:

$[O_a]$ = statický moment momentového obrazce M_p od jednotkové síly $N = 1$ v poli délky l vyjádřený k podporové ose a

$[O_b]$ = statický moment momentového obrazce M_p od jednotkové síly $N = 1$ v poli délky l vyjádřený k podporové ose b

Př.: Spojitý nosník o dvou polích

- Předpínací síla $N = 100 \text{ kN}$



Obrázek 135 – Př.: Určení výsledného momentu od předpětí

Řešení:

$$M_{a0} = -N \cdot e_1 = -100 \cdot 0,16 = -16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a1} = -N \cdot e_1 = -100 \cdot (-0,15) = +15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a2} = -N \cdot e_1 = -100 \cdot (-0,16) = +16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$[O_1 a_0] = \frac{l^2}{6} \cdot [e_a + 2 \cdot e_b + 2 \cdot f] = \frac{10^2}{6} \cdot [0,16 + 2 \cdot (-0,15) + 2 \cdot 0,20]$$

$$[O_1 a_0] = 4,33$$

$$[O_2 a_2] = \frac{l^2}{6} \cdot [2 \cdot e_a + e_b + 2 \cdot f] = \frac{12^2}{6} \cdot [2 \cdot (-0,15) - 0,20 + 2 \cdot 0,40]$$

$$[O_2 a_2] = 7,20$$

$$2 \cdot M_S \cdot (l_1 + l_2) + \frac{6 \cdot N}{l_1} \cdot [O_1 a_0] + \frac{6 \cdot N}{l_2} \cdot [O_2 a_2] = 0$$

$$2 \cdot M_S \cdot (10 + 12) + \frac{6 \cdot 100}{10} \cdot [4,33] + \frac{6 \cdot 100}{12} \cdot [7,20] = 0$$

$$M_S = 14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_P = N \cdot e = -100 \cdot (-0,15)$$

$$M_P = 15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_R = M_P + M_S$$

$$M_R = 15 + 14$$

$$M_R = 29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



třímomentová rovnice

deformační podmínka

momenty momentových ploch

statický moment momentového obrazce



Jak je definována třímomentová rovnice?

Uveďte vztah třímomentové rovnice pro spojitý nosník s konstantním průřezem.

22. Anglicko-český slovník

Anglicky	Česky	Anglicky	Česky
A		cable-stayed bridge	zavěšený most
addition	příměs	suspension bridge	visutý most
additive	aditivum	C	
adhesion	soudržnost	cage	koš (výztužný)
admixture	přísada	camber (of prestressed beam)	nadvýšení (předpjatého nosníku)
aggregate	kamenivo	casting (of concrete)	betonování
anchorage	kotva, kotevní	cement	cement
anchorage system	kotevní zařízení	cill beam	úložný práh
anchorage zone	kotevní oblast	compactability	zhutnitelnost
anchoring	kotvení	compound	zálivka
life assessment	stanovení životnosti	concrete	beton
attribute	vlastnost	density of concrete	objemová hmotnost betonu
B		plain concrete	prostý beton
ballast	šterkopísek (do betonu)	prestressed concrete	předpjatý beton
bar	prut, tyč, vložka	reinforced concrete	železový beton
bar diameter	průměr prutu	precast concrete	prefabrikovaný beton
bar size	rozměr prutu	connector	spojka
bar spacing	osová vzdálenost prutů	corrosion	koroze
prestressing bar	předpínací tyč	cover	krycí (vrstva)
reinforcing bar	výztužný prut	crack	trhlina
ribbed bar	žebírkový prut	creep	dotvarování
welded bar	svařovaný prut	cube	krychle
bending	ohýbání (ohybový)	curing	ošetřování
binder	pojivo	cylinder	válec
bond	soudržnost	D	
bridge plate	deskový most	damp	vlhkost, vlhčit
girder bridge	trámový most	deck (slab)	mostovka
frame bridge	rámový most	bridge deck	nosná konstrukce mostu
arch bridge	obloukový most	depth	účinná výška mostu

Anglicky	Česky	Anglicky	Česky
duct	kanálek	overlap	přesah (výztuže)
E		P	
effective width of flanges	spolupůsobící šířka desky	plasticizer	plastifikátor
F		prestress	předpětí
fabrication	výroba (ve výrobně)	prestressing force	předpínací síla
filler	plnivo	post-tensioned	dodatečně předpjatý
flow	rozlití	pre-tensioned	předem předpjatý
formwork	bednění	profile	profil, průřez
G		pylon	pylon
grading	zrnitost	R	
grading curve	křivka zrnitosti	reinforcement	výztuž
gravel	štěrk	active reinforcement	předpínací výztuž
grout	injektažní malta	passive reinforcement	betonářská výztuž
H		reinforcement percentage	procento vyztužení
hardened	ztvrdlý	relaxation	relaxace
heat of hydration	hydratační teplo	rod	válcovaný drát
I		S	
injection	injektaž	sand	písek
interface	styčná plocha	segment	lamela, segment
L		setting	tuhnutí
lattice	příhradový	shrinkage	smršťování
launching	vysouvání	slip	pokluz
bonded length	kotevní délka	spacing	rozteč
link	třmínek	reinforcing steel	betonářská výztuž
M		prestressing steel	předpínací výztuž
membrane	izolace, fólie, membrána	T	
welded meshes	svařovaná síť	tendon	předpínací výztuž (obecně)
mixing	míchání	U	
mixture	směs	precast concrete unit	betonový dílec
O		prestressed unit	předpjatý dílec

Anglicky	Česky	Anglicky	Česky
W		welding	svařování
water/cement ratio (w/c)	vodní součinitel		

Seznam tabulek

Tabulka 1 – Přehled volby nosné konstrukce pro mosty silniční a železniční	13
Tabulka 2 – Poznámky k předchozí tabulce	14
Tabulka 3 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí	16
Tabulka 4 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí – spojitý silniční mosty předpjaté	16
Tabulka 5 – Optimální tloušťky konstrukcí v závislosti na rozpětí	19
Tabulka 6 – Příčné řezy trámových žebrových mostů	21
Tabulka 7 – Příčné řezy trámových komorových mostů	22
Tabulka 8 – Optimální poměry tlouštěk k velikosti rozpětí – komorové nosníky z předpjatého betonu	23
Tabulka 9 – Stupně vlivu prostředí dle ČSN EN 206-1	69
Tabulka 10 – Předpínací výztuž DYWIDAG	78
Tabulka 11 – Návrhové předpoklady dle ČSN EN 1992-1-1	79
Tabulka 12 – Poloměry zakřivení předpínacích kabelů o více lanech	79
Tabulka 13 – Přípustné předpínací síly	80
Tabulka 14 – Časové vyjádření postupu výstavby	103
Tabulka 15 – Optimální tloušťky staticky neurčitých konstrukcí v závislosti na rozpětí ..	119

Seznam obrázků

Obrázek 1 – Statická schémata.....	16
Obrázek 2 – Rámový vzpěradlový most	17
Obrázek 3 – Rozepřená konstrukce.....	17
Obrázek 4 – Gerberův nosník.....	17
Obrázek 5 – Výpočtový model v místě kloubu Gerberova nosníku	17
Obrázek 6 – Příklady příčných řezů deskových mostů	18
Obrázek 7 – Schéma Vierendelova nosníku	19
Obrázek 8 – Tvary příčných řezů	20
Obrázek 9 – Příčné řezy trámových mostů se zábradelními nosníky	20
Obrázek 10 – Úprava ohybového momentu v příčli v závislosti na tuhosti prvků rámu	26
Obrázek 11 – Řešení rámové konstrukce s převislými konci	26
Obrázek 12 – Působení účinků na rámovou konstrukci	27
Obrázek 13 – Statická schémata jednoduchých rámových mostů	28
Obrázek 14 – Stavební úpravy rámových mostů	29
Obrázek 15 – Spřažený rámový trám	29
Obrázek 16 – Podélná a příčná výztuž rámového mostu včetně výztuže kloubu	30
Obrázek 17 – Vyplnění vzniklých prostorů násypem	30
Obrázek 18 – Výztuž uzavřeného rámu	31
Obrázek 19 – Statická schémata sdružených rámu	31
Obrázek 20 – Sdružený rám – 2 konzoly a střední spojitý nosník o dvou polích se střední podporou.....	32
Obrázek 21 – Př.: Rám s kloubovým spojením patek se základy	33
Obrázek 22 – Př.: Rám s vetknutým spojením patek se základy	35
Obrázek 23 – Schéma přetvoření trámového roštu	38
Obrázek 24 – Soustava – nosníkový rošt s dokonale tuhým příčnickem uprostřed	39
Obrázek 25 – Realizace skruže s vnitřním podepřením	42
Obrázek 26 – Realizace skruže se samonosným podepřením.....	42
Obrázek 27 – Reakce na oblouku.....	42
Obrázek 28 – Průběh sil a napětí v průřezu oblouku	43
Obrázek 29 – Tvary výslednicové čáry	44
Obrázek 30 – Tvary příčných řezů obloukových mostů	46
Obrázek 31 – Vyztužování oblouků.....	46
Obrázek 32 – Schéma tvaru opěry založené na soudržných zeminách.....	47
Obrázek 33 – Schéma tvaru opěry založené na strmém svahu	47
Obrázek 34 – Schéma tvaru opěry založené na půdě, kde je základová půda hluboko pod patkami oblouku.....	48
Obrázek 35 – Přikotvení opěry k základové půdě.....	48
Obrázek 36 – Rozdělení pilot vnitřních podpěr sdružených oblouků.....	49
Obrázek 37 – Žebrový oblouk spojený ztužidly – složitá rámová mostovka vyztužená příčnými ztužidly uprostřed stoje.....	49
Obrázek 38 – Jednoduchý rám podpírající trámovou mostovku.....	49
Obrázek 39 – Tenká stěna podpírající trámovou mostovku.....	50
Obrázek 40 – Tenká stěna podpírající deskovou mostovku.....	50
Obrázek 41 – Klenba rozdělená na dva pásy a nosná stěna spojená pod deskou mostovky.....	50
Obrázek 42 – Tenká stěna podpírající oblouk vyztužený trémem	50
Obrázek 43 – Oblouk Maillartovy – vytvořen komůrkový průřez probíhající vrcholem oblouku.....	50
Obrázek 44 – Stěnový oblouk – dvě podélné stěny podpírající mostovku	51

Obrázek 45 – Oblouk se zavěšenou mostovkou – navrženy pro jednoduchost pouze dva podélné trámy, mostovka rozdělena dilatačními spárami	51
Obrázek 46 – Oblouk se zavěšenou mostovkou – s táhlem, mostovka rozdělena dilatačními spárami	51
Obrázek 47 – Úprava oblouku a mostovky ve vrcholu	52
Obrázek 48 – Souměrný oblouk	53
Obrázek 49 – Nesouměrný oblouk	54
Obrázek 50 – Rovnováha sil na trojkloubovém oblouku	54
Obrázek 51 – Příčinková čára – trojkloubový oblouk	55
Obrázek 52 – Složky sil v podporách – dvoukloubový oblouk	56
Obrázek 53 – Dimenzační síly na oblouku	57
Obrázek 54 – Př.: Trojkloubový oblouk	58
Obrázek 55 – Předpínací lana ve svitcích (jeden svitek: délka lana 1635 m, hmotnost 1920 kg)	61
Obrázek 56 – Předem předpjaté konstrukce – princip výroby	62
Obrázek 57 – Předpínací hydraulická pistole	63
Obrázek 58 – Dodatečně předpjaté konstrukce – princip výroby	63
Obrázek 59 – Příklad realizace vedení kabelů mezi betonářskou výztuží	64
Obrázek 60 – Deviatory v komorovém průřezu	65
Obrázek 61 – Nosný konstrukční systém – volná lana vedená přes pylon	65
Obrázek 62 – Konstrukční zásady	67
Obrázek 63 – Základní prvky	71
Obrázek 64 – Princip působení	72
Obrázek 65 – Kotva vícelanového předpínacího systému	72
Obrázek 66 – Předpínací systém Skanska DS	73
Obrázek 67 – Tyčový předpínací systém	73
Obrázek 68 – Princip systému BBR	74
Obrázek 69 – Pasivní kotva	74
Obrázek 70 – Spojka VSL	75
Obrázek 71 – Předpínací lana před spojením	75
Obrázek 72 – Mrtvá kotva s rozpletem	76
Obrázek 73 – Stupňovitá kotva	81
Obrázek 74 – Desková kotva	81
Obrázek 75 – Vícelanový předpínací systém s plochým kanálkem	81
Obrázek 76 – Stanovení plochy A_1	83
Obrázek 77 – Roznášecí plocha	83
Obrázek 78 – Roznášecí plochy	84
Obrázek 79 – Vyrovnávací délka	85
Obrázek 80 – Velikost a průběh příčných tahových napětí	85
Obrázek 81 – Diagram velikosti štěpné tahové síly	86
Obrázek 82 – Průběh isobar pro poměr $a_2/a_1 = 0,25$	86
Obrázek 83 – Průběh isobar	87
Obrázek 84 – Určení výsledného stavu napjatosti při větším počtu osazených kotev	88
Obrázek 85 – Př.: Výpočet kotevní oblasti	88
Obrázek 86 – Pevná skruž spojitě konstrukce	95
Obrázek 87 – Přestavování skruže	95
Obrázek 88 – Pevná skruž pro větší rozpětí – soustavy vzpěr a nosníků	95
Obrázek 89 – Pevná skruž tvořená příhradovými oblouky ztužená prostorovým systémem lan	96
Obrázek 90 – Posuvná skruž s hlavním nosníkem umístěným pod konstrukcí mostu	97

Obrázek 91 – Výsuvná skruž v příčném uspořádání.....	97
Obrázek 92 – Posuvná skruž s hlavním nosníkem umístěným nad konstrukcí mostu.....	97
Obrázek 93 – Výsuvná skruž v příčném uspořádání.....	98
Obrázek 94 – Posuvná skruž sloužící pro symetrickou betonáž segmentů.....	98
Obrázek 95 – Statická analýza	98
Obrázek 96 – Výsuvná skruž se zatímními opěrami.....	99
Obrázek 97 – Zabezpečení bočního vedení vysouvané konstrukce	101
Obrázek 98 – Průběh ohybových momentů redukovaný ocelovým výsuvným nosem	102
Obrázek 99 – Forma vysouvaného mostu	102
Obrázek 100 – Vysouvání mostu pomocí výsuvného nosu	103
Obrázek 101 – Vysouvání mostu vyvěšením konzolové části pylonem.....	104
Obrázek 102 – Schéma otáčené konstrukce	105
Obrázek 103 – Statické systémy	106
Obrázek 104 – Snížení montážního zatížení postupným budováním příčného řezu	106
Obrázek 105 – Způsoby provádění letmé betonáže	108
Obrázek 106 – Schéma betonovacího vozíku	109
Obrázek 107 – Postup výstavby pomocí betonovacího vozíku.....	109
Obrázek 108 – Uspořádání kabelů	111
Obrázek 109 – Příčný řez kontaktního segmentu.....	114
Obrázek 110 – Výroba segmentů na dlouhé dráze.....	114
Obrázek 111 – Výroba segmentů na krátké dráze.....	115
Obrázek 112 – Schéma montážního připnutí segmentu.....	116
Obrázek 113 – Metody montáže segmentů letmo na obě strany.....	116
Obrázek 114 - Metody montáže vpřed.....	117
Obrázek 115 – Metody montáže kolovými jeřáby	118
Obrázek 116 – Vedení kabelů ve spojitých konstrukcích	120
Obrázek 117 – Statické systémy rámových konstrukcí z předpjatého betonu	121
Obrázek 118 – Statické účinky od předpětí	124
Obrázek 119 – Stavební postup vnášení předpětí	125
Obrázek 120 – Nosník předepnutý zalomeným kabelem.....	126
Obrázek 121 – Spojitý nosník předepnutý zalomeným kabelem.....	127
Obrázek 122 – Zabránění vzepnutí nosníku silou X	127
Obrázek 123 – Nosník předepnutý jedním zalomeným kabelem	128
Obrázek 124 – Průběh ohybových momentů	129
Obrázek 125 – Vedení konkordantního kabelu.....	130
Obrázek 126 – Vyhledání zatížení	131
Obrázek 127 – Určení oblasti R	132
Obrázek 128 – Postup výpočtu staticky neurčitých konstrukcí	132
Obrázek 129 – Spojitý nosník	134
Obrázek 130 – Jednotlivá pole spojitého nosníku.....	134
Obrázek 131 – Jednotlivá pole zatížená momentovým obrazcem	135
Obrázek 132 – Schémata.....	136
Obrázek 133 – Schémata (pokračování)	137
Obrázek 134 – Schémata (dokončení)	138
Obrázek 135 – Př.: Určení výsledného momentu od předpětí	139

Použité informační zdroje



a. Učebnice, odborné publikace

- [1] JANDA, Lubor; KLEISNER, Zdeněk; ZVARA, Jozef. *Betonové mosty*. Vydání první. Praha : SNTL, 1988. 584 s. DT 624.21.012.3/4 (075.8).
- [2] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vydání první. Brno : Akademické nakladatelství Cerm, 2004. 160 s. ISBN 80-214-2649-7.
- [3] STRÁSKÝ, Jiří. *Betonové mosty : TK 21*. První vydání. Praha : Nakladatelství ŠEL, 2001. 104 s. ISBN 80-86426-05-X.
- [4] KADLČÁK, Jaroslav; KYTÝR, Jiří. *Statika stavebních konstrukcí I. : základy stavební mechaniky. Staticky určené prutové konstrukce*. Druhé vydání. Brno : nakladatelství Vutium, 2001. 349 s. ISBN 80-214-1877-X.
- [5] KADLČÁK, Jaroslav; KYTÝR, Jiří. *Statika stavebních konstrukcí II. : staticky neurčené prutové konstrukce*. Druhé vydání. Brno : nakladatelství Vutium, 2004. 431 s. ISBN 80-214-2631-4, ISBN 80-214-3428-8 (BROŽ).
- [6] KUKAŇ, Vlastimil; ŠAFÁŘ, Roman; HRDOUŠEK, Vladislav. *Betonové mosty 10*. Vydání první. Praha : České vysoké učení technické, 2004. 78 s. ISBN 80-01-02899-2.
- [7] HRDOUŠEK, Vladislav, et al. *Betonové mosty 2*. Vydání první. Praha : České vysoké učení technické, 2005. 104 s. ISBN 80-01-03321-X.
- [8] HRDOUŠEK, Vladislav; KUKAŇ, Vlastimil. *Betonové konstrukce a mosty : doplňkové skriptum*. Vydání druhé. Praha : Vydavatelství ČVUT, 1997. 55 s. ISBN 80-01-01607-2.
- [9] PROCHÁZKA, Jaroslav; KRÁTKÝ, Jiří. *Navrhování betonových konstrukcí podle Eurocode 2 : doplňkové skriptum*. Vydání druhé. Praha : Vydavatelství ČVUT, 1998. 130 s. ISBN 80-01-01260-3.
- [10] KUKAŇ, Vlastimil; DRAHORÁD, Michal; DVORSKÝ, Tomáš. *Betonové mosty : zatížitelnost. Doplňkové skriptum*. Vydání první. Praha : České vysoké učení technické, 2007. 68 s. ISBN 978-80-01-03633-4.
- [11] ČÍRTEK, Ladislav. *Prvky betonových konstrukcí : modul CM5. Navrhování jednoduchých prvků*. Vydání první. Brno : Akademické nakladatelství Cerm, s.r.o., 2007. 64 s. ISBN 978-80-7204-518-1.
- [12] PROCHÁZKA, Jaroslav, et al. *Navrhování betonových konstrukcí 1 : prvky z prostého a železového betonu*. 1. Vydání. Praha : ČBS Servis, 2005. 308 s. ISBN 80-903502-0-8.
- [13] KLIMEŠ, Jiří. *Betonové mosty II : rámy, oblouky, zvláštní mosty, bednění, podpěrná lešení a skruže, zařízení pro dopravu a montování*. Praha : SNTL, 1965. 375 s.
- [14] JANDA, Lubor. *Betonové mosty, část II*. Vydání první. Praha : České vysoké učení technické, 1984. 240 s.
- [15] ZÁRUBA, Ladislav. *Betonové mosty trémové, rámové a obloukové*. Druhé rozšířené vydání. Brno : SNTL, 1955. 193 s., LII s.
- [16] BECHYNĚ, Stanislav. *Betonové mosty trémové a rámové : Technický průvodce sv. 11*. Vydání druhé. Praha : SNTL, 1954. 485 s.
- [17] NAĎ, Ľudovít; HRDOUŠEK, Vladislav. *Betónové mosty : technológia výstavby*. Vydanie prvé. Košice : Rektorát Vysokej školy technickej, 1987. 134 s. 85-626-87.
- [18] ZEMKO, Štefan. *Mosty z predpätého betónu*. 1. vydanie. Bratislava : Alfa, vydavateľstvo technickej a ekonomickej literatúry, 1982. 192 s. 63-778-82.

- [19] ZŮDA, Karel. *Betonové mosty III.*. Vydání první. Brno : Rektorát Vysokého učení technického v Brně, 1968. 174 s. 55-580-68.
- [20] ŠMERDA, Zdeněk. *Předpjatý beton : Výpočty konstruktivních částí*. Vydání 2. přepracované. Brno : Rektorát Vysokého učení technického v Brně, 1969. 148 s. ISBN 55-566-69.
- [21] KAUCKÝ, Zdeněk. *Návody k výpočtu konstrukcí z předpjatého betonu*. Vydání první. Brno : Státní nakladatelství technické literatury, 1962. 98 s. ISBN 05-211-62.
- [22] VOVES, Bohumír. *Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu v příkladech*. Vydání první. Praha : SNTL, 1980. 328 s. ISBN 04-722-80.
- [23] NOVÁK, Otakar. *Jednoduchý rám ve vzorcích*. 5. vydání, v SNTL 2. vydání. Praha : SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1967. 340 s. ISBN 04-002-67.
- [24] POKORNÝ, Jiří. *Mostní stavby : pro 4. ročník SPŠ stavebních studijní zaměření dopravní stavitelství*. Vydání první. Praha : SPŠ stavební, 2002. 192 s. ISBN 80-86641-04-X.

b. Normy, předpisy

- [25] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : Český normalizační institut, Listopad 2006. 210 s.
- [26] ČSN EN 1992-2. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*. Praha : Český normalizační institut, Květen 2007. 90 s.
- [27] ČSN 73 0001-2. *Navrhování stavebních konstrukcí - Slovník - Část 2: Betonové konstrukce*. Praha : Český normalizační institut, Květen 2003. 16 s.
- [28] ČSN 73 6200. *Mostní názvosloví*. Praha : Úřad pro normalizaci a měření, 15.1.1975. 74 s.

c. Dostupné z www

- [29] SM7 a.s. - *Předpínání betonových konstrukcí* [online]. Česká republika : Fontis, c2005 [cit. 2010-11-16].
Dostupné z WWW: <<http://www.sm7-dsi.cz/index.php?kategorie=predpinani-system-lanovy-soudrznosti>>.
- [30] MARUŠIC, Martin. *Blog - Martin Marušic* [online]. [Slovenská republika] : Petit Press, 10. apríla 2007, 19. októbra 2010 [cit. 2010-11-16]. Niekoľko pohľadov na diaľničné mosty.
Dostupné z WWW: <<http://marusic.blog.sme.sk/c/90492/Niekolko-pohladov-na-dialnicne-mosty.html>>.
- [31] PAULÍK, Peter. *Blog - Peter Paulík* [online]. [Slovenská republika] : Petit Press, 30. mája 2009, 9. novembra 2010 [cit. 2010-11-16]. Zopár fotiek z výstavby Pražského obchvatu.
Dostupné z WWW: <<http://peterpaulik.blog.sme.sk/c/195456/Zopar-fotiek-z-vystavby-Prazskeho-obchvatu.html>>.



d. Další studijní prameny

- [32] Vzorové listy pozemních komunikací VL 4 – Mosty
- [33] Zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon)
- [34] ČSN EN 1990. *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha : Český normalizační institut, Březen 2004. 76 s.
- [35] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha : Český normalizační institut, Červenec 2005. 151 s.