

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

**BETONOVÉ KONSTRUKCE. PŘEDPJATÝ BETON.
KONSTRUKCE POZEMNÍCH A INŽENÝRSKÝCH STAVEB**

doc. Ing. Jaroslav Procházka, CSc.

1991

Ediční středisko ČVUT, Praha 6, Zikova 4

1. PŘEDPÍATÝ BETON	Str.: 7	Str.: 65
1.1. Podstata a konstrukční zásady	7	65
1.2. Technologie předpínání	9	65
1.2.1. Předem předpínání beton	9	69
1.2.2. Dodatečně předpínání beton	12	71
1.2.3. Průřezy prvků, uspořádání výztuže v konstrukci	16	76
1.3. Materiály pro předpjatý beton	19	76
1.3.1. Používané materiály	19	77
1.3.2. Předpínací výztuž	19	80
1.3.2.1. Mechanické vlastnosti předpínacích ocelí	19	
1.3.2.2. Oceli pro předpínací výztuž	20	
1.3.3. Beton	23	
1.4. Zásady vyšetřování předpjatých konstrukcí	23	83
1.4.1. Stadia vyšetřování předpjaté konstrukce	23	90
1.4.2. Období napjatosti předpjatého průřezu	24	94
1.4.3. Výpočet napětí v průřezu předpjaté konstrukce	25	95
1.5. Předpínací sfla	25	107
1.5.1. Základní napětí výztuže	26	107
1.5.2. Určení základní předpínací síly	28	111
1.5.3. Ztráty předpětí	30	126
1.6. Dimenzování prvků z předpjatého betonu	37	137
1.6.1. Všeobecně	37	141
1.6.2. Mezní stavy porušení	39	144
1.6.2.1. Zásady výpočtu	39	146
1.6.2.2. Mez porušení normálovou silou a ohybovým momentem - jednorázové namáhání	39	146
1.6.2.3. Mez porušení normálovou silou a ohybovým momentem - únava	47	148
1.6.2.4. Mez porušení posouvající silou	48	148
1.6.2.5. Kotevní oblast, porušení soustředěným namáháním	51	150
1.6.2.6. Poznámky k návrhu staticky neurčitých předpjatých konstrukcí	56	155
1.6.3. Mezní stavy použitelnosti	58	
1.6.3.1. Mezní stav přetvoření	58	
1.6.3.2. Mezní stav vzniku trhlin	59	
1.6.3.3. Mezní stav šířky trhlin	62	
2. VŠEOBECNÉ POZNÁMKY K NÁVRHU KONSTRUKCÍ	64	
2.1. Postup návrhu; součásti projektu nosné konstrukce	64	157
2.2. Volba materiálu	64	157
2.2.1. Beton	64	157
2.2.2. Druh výztuže	64	160
2.3. Tvar průřezu		162
2.4. Statické schéma konstrukce		167
2.5. Silové a přetvárné účinky zatížení		167
2.6. Zvláštnosti návrhu montovaných konstrukcí		178
2.7. Jednoduché konstrukční prvky		186
2.7.1. Překlady nad okny a dveřmi		
2.7.2. Balkony, přístřešky nad okny, římsy		
2.7.3. Schodiště		
2.8. Styky dílců montovaných konstrukcí		
3. STROPNÍ KONSTRUKCE		
3.1. Konstrukční uspořádání a zásady statického vyšetřování		
3.2. Deskové stropy s nosnou výztuží v jednom směru		
3.3. Trámové stropy		
3.4. Křížem vyztužené stropní desky		
3.5. Stropní desky křibové a bezkřibové		
3.5.1. Všeobecně		
3.5.2. Statické působení a vyztužování		
3.5.3. Dimenzování		
3.5.4. Konstrukční pokyny, vyztužení		
4. KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY JEDNODLAŽNÍCH BUDOV		
4.1. Konstrukční uspořádání a konstrukční řešení		
4.2. Zatížení a statické chování průmyslových hal		
4.3. Vazníkový systém		
4.3.1. Vazníkový systém monolitických hal		
4.3.1.1. Jednolodní haly		
4.3.1.2. Vícelodní haly		
4.3.1.3. Rámové vazníky a jejich detaily		
4.3.2. Vazníkový systém montovaných hal		
4.4. Bezvazníkový systém		
5. KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY VÍCEPDLAŽNÍCH BUDOV		
5.1. Konstrukční řešení		
5.1.1. Klasifikace konstrukčních systémů		
5.1.2. Tvarové řešení a sprášení svislých nosných prvků		
5.1.3. Prostorové rozmístění svislých nosných prvků		
5.1.4. Zajištění vodorovné tuhosti výškových budov		
5.2. Statické působení a vyztužování nosných konstrukcí		
5.2.1. Rámové konstrukce		
5.2.2. Stěnové konstrukce		
5.2.3. Rámové konstrukce vyztužené tyčovými a stěnovými výpinými		

7.6. Skořepiny	239	5.2.4. Stěnové prvky s rámovou soustavou	187
7.6.1. Všeobecně	239	5.2.5. Rozdělení vodorovného zatížení	187
7.6.2. Statické působení	239	na jednotlivé nosné prvky	190
7.6.3. Vyztužování skořepin	242	5.2.6. Stěnové nosníky	196
7.6.4. Válcové skořepiny	242	5.3. Rozdělovací spáry	
7.6.5. Rotační bání	244		
LITERATURA	245	6. ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE	
		6.1. Všeobecně	198
		6.2. Základové patky	199
		6.2.1. Základové patky z prostého betonu	199
		6.2.2. Základové patky ze železobetonu	201
		6.3. Základové pásy	205
		6.3.1. Základové pásy pod průběžnými nosnými zdmi	206
		6.3.2. Základové pásy pod jednotlivými sloupy	206
		6.4. Základové desky	211
		6.4.1. Základové desky pod nosnými stěnami	211
		6.4.2. Základové desky pod osamělými břemeny	213
		6.5. Základové rošty	215
		6.6. Pilotové základy	215
		6.7. Ostatní typy hlubinných základů	218
		7. KONSTRUKCE INŽENÝRSKÝCH STAVEB	
		7.1. Opěrné zdi	219
		7.1.1. Opěrné zdi z prostého betonu	219
		7.1.2. Opěrné zdi ze železového betonu	219
		7.2. Zásobníky	222
		7.2.1. Rozdělení	222
		7.2.2. Konstrukční uspořádání zásobníků	223
		7.2.3. Zatížení zásobníků	223
		7.2.4. Statické působení prvků zásobníků	225
		7.2.5. Vyztužování nosných prvků zásobníků	225
		7.3. Nádrže a vodojemy	228
		7.3.1. Konstrukční uspořádání	228
		7.3.2. Zatížení a statické působení	229
		7.3.3. Zásady vyztužování	230
		7.4. Chladicí věže	231
		7.4.1. Konstrukční uspořádání	231
		7.4.2. Zatížení a statické vyšetřování	233
		7.4.3. Zásady vyztužování	234
		7.5. Komíny	235
		7.5.1. Konstrukční uspořádání betonových komínů	235
		7.5.2. Zatížení a statické působení	237
		7.5.3. Zásady vyztužování	237

důraz na menší přetvoření; oceli 10 216 lze použít jako nosné výtěžky do betonu třídy B12,5 až B 50 v konstrukcích nenamáhaných na únavu, v konstrukcích z betonů vyšších tříd se této oceli používá jen jako pomocná a zajišťovací výtěžky;

výtěžky z oceli 11 373 zpravidla jako výtěžky pro úchytná oka dílců; dále tam, kde je třeba nezbytně měkké zaručené svařitelné oceli;

výtěžky z oceli 10 335 a 10 425 jako hlavní výtěžky železobetonových konstrukcí, používá se především v konstrukcích tříd B 15 a vyšších;

svařovací síle a rohože k vyztužení rovinných prvků, jako třínákové výtěžky trámů; úspora a zrychlení prací na stavbě; používají se převážně v konstrukcích z betonu tříd B 20 a vyšší (pro betony tříd B 15 snížená výpočtová pevnost).

2.3. Tvar průřezu

Při návrhu nosné konstrukce je třeba klást důraz na správnou volbu tvarů jednotlivých průřezů. Je třeba dávat přednost tvarům s jednoduššími rovinnými povrchy, nevýznamným složitým bedněním. Přijatelně vychází ještě náklady na bednění u ploch s jednoduchou křivostí (bednit lze buď úzkými prkny, nebo ohnutými plechy). U ploch s dvojitou křivostí bývají náklady na bednění značné, a proto těchto ploch používáme pouze ve výjimečných případech. Při několikanásobném používání bednění je třeba pamatovat na možnost snadného odbednění.

Tvar prvků je ovlivněn i způsobem výroby:

- 1/ monolitické konstrukce - volíme jednoúčelové tvary průřezů,
- 2/ dílce - vzhledem k opakovatelnosti bednění, většímu využití formy se případně úspory násobí; proto při větší opakovatelnosti prvků je možné volit komplikovanější tvary průřezů vedoucí k úspoře materiálu a snížení tíhy prvků (musí se dbát na soulad se zvedacími a dopravními prostředky).

Je ovšem nutné se vyhýbat příliš úzkým prvkům, neboť zde vznikají potíže při vyztužování, betonování, zhutňování, zvláště u stojin průřezů a stěn. Dále je nutno se vyhýbat náhlým přechodům silných a slabých částí průřezu, a to aby se vyloučila velká namáhání od smršťování a teplotních změn.

2.4. Statické schéma konstrukce

Pro určení silových účinků zatížení na konstrukci (určení M, N, Q, T) je třeba každou konstrukci idealizovat určitým výpočtovým schématem (výpočtovým modelem).

Idealizace konstrukce musí v každém případě vést na takový výpočtový model, který je zvládnutelný početně i deformačními představami. Možnost použití počítačů nám sice dovoluje nižší třídy idealizace, výpočty však bývají nákladnější a v některých případech i neekonomické. Přesné a logické vytvoření výstižného modelu je přímo závislé na znalostech a tvůrčích schopnostech statika.

Na nosnou konstrukci lze pohlížet jako na soustavu jednotlivých nosných prvků, vzájemně spolu funkčně a staticky spojených. Vystižení rozhodujícího vzájemného spolupůsobení jednotlivých prvků, popř. částí celé konstrukce, bývá hlavním úkolem při volbě výpočtového schématu. Je nutné si uvědomit, že vzájemné spolupůsobení jednotlivých prvků lze i přímo ovládat (např. úpravou tvaru prvků, vložením kloubů apod.).

2. VŠEOBECNÉ POZNÁMKY K NÁVRHU KONSTRUKCI

2.1. Postup návrhu: součásti projektu nosné konstrukce

Při návrhu nosné konstrukce je třeba přihlížet nejen k technické správnosti návrhu, ale i k hospodárnosti volby nosné konstrukce, způsobu a možnostem její výroby, vhodnosti použití stavebních hmot apod. Ve složitějších případech je třeba vypracovat několik alternativ návrhu nosné konstrukce, tyto výhodnější a zvolit pro dané podmínky nejvýhodnější řešení.

Při vlastním návrhu nosné konstrukce vycházíme nejprve ze zkušeností a jednodušších příbližných výpočtů. Určíme předběžné rozměry a neortogonální tvary konstrukce. Dále výpočtem ověříme, případně upřesníme rozměry konstrukce, jakost materiálů a návrhové výtěžky. Na základě definičních rozměrů průřezů a výtěžků vypracujeme výrobní výkresy (výkresy tvaru konstrukce, event. jejich prvků, výkresy skladyby prefabrikátů, výkresy výtěžků a výkresy podrobností).

2.2. Volba materiálů

Při volbě třídy betonu a výtěžky je třeba uvažovat:

druh konstrukce, prvků; stupeň důležitosti prvků; podmínky, ve kterých prvek působí; poměr vzájemné kvality obou materiálů.

2.2.1. Beton

Nejnižší přípustné třídy betonu podle druhu konstrukce jsou uvedeny v [5].

Obvykle volíme:

Prostý beton třídy

B 7,5 B 12,5 základy, stěny, masivní podpory apod., konstrukce při malém namáhání

B 12,5 B 15 suterénní zdi, masivní pilíře

Železobeton třídy

B 12,5 málo namáhané prvky pozemních staveb, základové konstrukce

B 15 B 20 (B 30) monolitické železobetonové konstrukce pozemních staveb

B 30 B 40 B 50 předpjaté konstrukce, dílce hromadně vyráběné

Lehké betony (prostej a vyztužené)

se užívají tam, kde se požaduje tepelně-izolační schopnost nebo kde se významně uplatní zmenšení vlastní tíhy - při větším rozpětí nebo větším počtu podlaží tak vznikají úspory na výtěžku i na základech, u prefabrikátů pak ještě úspory na dopravě a manipulaci. Podrobnosti užívání lehkých betonů se však v těchto skriptech nezabýváme.

2.2.2. Druh výtěžky

Přehled výtěžkových ocelí používaných při vyztužování železobetonových konstrukcí je uveden v [5].

Obvykle volíme:

výtěžky z oceli 10 216 zpravidla jen tam, kde kvalitnější oceli nelze dostatečně staticky využít, tj. pro málo namáhané prvky, vodotěsné konstrukce, kde nepropustnost má zajišťovat beton; jako pomocnou výtěžku; dále tam, kde se klade

Často bývá statické vyšetřování nosné konstrukce jako celku obtížné. Proto pokud se podaří správně vystihnout vzájemné spolupůsobení mezi jednotlivými částmi nosné konstrukce, lze tyto části vyšetřovat samostatně s tím, že účinky spolupůsobení zavedeme jako obrazové podmínky při statickém řešení těchto částí.

S přihlédnutím ke statickému působení lze v zásadě rozdělit nosné prvky na prutové (lineární) a plošné. Např. nosníky a sloupy patří k prutovým prvkům, desky, stěny a skořepiny k plošným prvkům. Ve skutečnosti je někdy obtížné stanovit přesnou hranici mezi jednotlivými skupinami a musíme opět použít určitého zjednodušení. Např. u nosníku se zvětšující se šířkou, nemůžeme přesně stanovit hranici, od které začíná nosník působit jako deska (nosníková deska), rovněž při zvětšující se výšce nosníku nelze přesně stanovit hranici mezi nosníkem a stěnou (stěnovým nosníkem). Lze však stanovit přibližné hranice, od kterých lze považovat jisté statické působení za rozhodující. Přibližně za prutový prvek lze považovat prvek, u kterého poměr šířky ku výšce jeho příčného řezu je menší než 4:1 a poměr výšky nosníku k jeho rozpětí je menší než 1:4. Do výpočtového modelu se prutové prvky zavádějí střednicí, plošné prvky pak střednicovou plochou.

Z uvedených hledisek lze základní konstrukční prvky charakterizovat následovně: Sloup je prutový konstrukční prvek se svislou, někdy i mírně skloněnou střednicí, přenášející zatížení horizontálních konstrukcí, obvykle namáhaný mimostředním tlakem (např. obr. 2.1.a).

Oblouk je prutový konstrukční prvek se zakřivenou střednicí, přenášející převážně vertikální zatížení, namáhaný převážně tlakem (obr. 2.1.b).

Táhlo je prutový konstrukční prvek s přímoú střednicí, namáhaný převážně tahem (obr. 2.1.c).

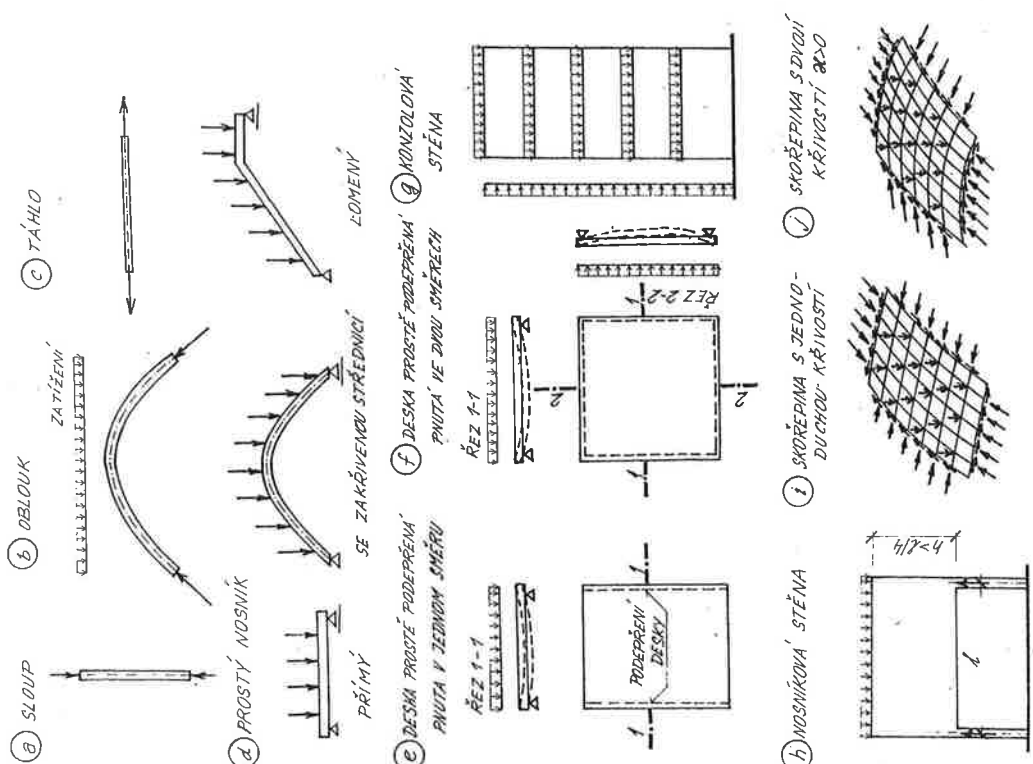
Nosník (trám, průvlak apod.) je prutový konstrukční prvek s vodorovnou, příp. skloněnou přímoú nebo i zakřivenou střednicí, namáhaný převážně ohybem, smykem, příp. kroucením (obr. 2.1.d).

Deska je plošný rovinný konstrukční prvek, namáhaný na ohyb zatížením působícím převážně kolmo ke střednicové rovině. Deska může být pruha buď v jednom nebo ve dvou směrech. Desky pruté v jednom směru jsou podepřeny a zatíženy takovým způsobem, že se prohýbají převážně v tomto směru (obr. 2.1e). Desky pruté ve dvou směrech kolmých směrech jsou podepřeny a zatíženy takovým způsobem, že se prohýbají ve dvou navzájem kolmých směrech (obr. 2.1f).

Stěna je plošný, zpravidla rovinný, svisle stojící konstrukční prvek, jehož tloušťka je oproti zbývajícím dvěma rozměrům malá, zatížený převážně v její střednicové ploše, namáhaný převážně tlakem, tahem, popř. smykem v rovině střednicové plochy (obr. 2.1g).

Nosníková stěna je plošný rovinný konstrukční prvek, jehož poměr výšky k rozpětí je větší než 1:4, namáhaný převážně ohybem a smykem v rovině pruhu (obr. 2.1h).

Skořepina je prostorová tenkostěnná konstrukce (tenká klenba) podepřená po celém obvodu. Skořepina přenáší své zatížení na přímé nebo obloukové podpory svých okrajů (obr. 2.1i, 2.1j). Vnitřní síly, které ve skořepině vznikají, tvoří prostorovou soustavu. Střednicová plocha skořepiny může být plocha s jednoduší křivostí (plocha válcová, plocha kuželová apod.), nebo plocha s dvojitou křivostí, a to buď kladnou $\chi = 1/(r_1 \cdot r_2) > 0$ (středky křivostí leží na jedné straně plochy, např. plocha kulová, plocha rotačního elipsoidu, plocha rotačního paraboloidu apod.), nebo zápornou $\chi = 1/(r_1 \cdot r_2) < 0$ (středky křivostí leží na různých stranách plochy, např.



Obr. 2.1. Základní konstrukční prvky.

části nosné výztuže od dolního k hornímu povrchu).

Vzhledem k idealizaci skutečných podpor brýtorými podporami, lze nad vnitřními podporami spojitých konstrukcí stanovit redukované hodnoty silových účinků zatížení a to s přihlédnutím ke skutečnému podepření (viz [6]).

2.5. Silové a přetvárné účinky zatížení

Po určení statického schématu konstrukce vyšetříme silové a přetvárné účinky zatížení. Konstrukce se musí vyšetřovat s přihlédnutím k možným předebraným kombinacím zatížení.

U těchto kombinací je třeba uvažovat vždy nejnepříznivější uspořádané zatížení a to z hlediska průřezu prvků, konstrukcí a jejich styků, popř. z hlediska celé stavby. Např. k určení polohy nahodilého zatížení lze využít příčinkových čar; souvazící síly v oboru pozemních staveb určujeme z plného obtížení konstrukce.

U staticky určitých konstrukcí určíme silové účinky zatížení (M , N , Q , M_k) z rovnic rovnováhy; (silové účinky zatížení v průřezu musí být v rovnováze s vnějším zatížením a podporovými reakcemi, působícími na odříznuté části konstrukce).

U staticky neurčitých konstrukcí silové účinky zatížení nelze určit pouze z rovnic rovnováhy, ale je třeba přihlédnout též ke přetvoření konstrukce. Toto přetvoření je závislé nejen na geometrickém uspořádání konstrukce (rozměrech, podélní apod.), ale též na fyzikálních parametrech konstrukce, vlastnostech materiálu apod.

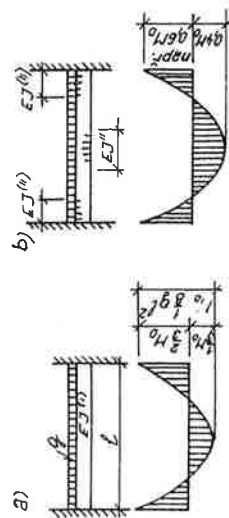
Při určování silových účinků zatížení (M , N , Q , M_k) u staticky neurčitých konstrukce obvykle vycházíme z předpokladu lineární pružného chování materiálu, tj. při stanovení přetvárných podmínek konstrukce vycházíme z předpokladu konstantní ohybové tuhosti EI (I) jednotlivých průřezů, tj. konstantního modulu pružnosti betonu a momentu setrvačnosti, určeného pro neporušené průřezy (stav I).

Ve skutečnosti beton ani ocel nesplňují předpoklady pro ideálně pružný materiál.

U betonu již při běžném pracovním zatížení vznikají kromě pružných deformací i nepružné (ne však větší než asi 25% celkového přetvoření), projevuje se vliv do-
tvarování, zejména v tlacených oblastech, a vzhledem k malé přetvárnosti betonu v tahu se beton v tažených oblastech porušuje trhlinkami.

Existence trvalých deformací a vznik tahových trhlinek (stav II) vede ke změně ohybové tuhosti jednotlivých průřezů konstrukce. Ohybové tuhosti se mění po délce jednotlivých prvků v závislosti na velikosti zatížení a výskytu trhlin. V důsledku tohoto se již při běžném pracovním zatížení liší skutečné vnitřní síly v průřezech od hodnot vypočtených za předpokladu platnosti teorie pružnosti (obr. 2.3).

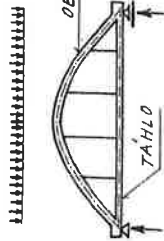
Obr. 2.3. Rozdělení momentů u vetknutého nosníku
a) při tuhosti za stavu I,
b) s přihlédnutím k tuhostem za stavu II.



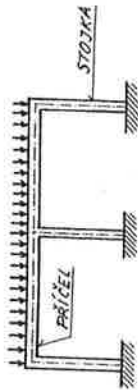
plocha rotačního hyperboloidu jednoplochého, plocha hyperbolického paraboloidu apod.).

Jednotlivé nosné prvky mohou působit buď samostatně (např. prostý nosník, konzola apod.), většinou se však spojují a to mezi sebou (např. oblouk s táhlem, rámová konstrukce, deskový trám, lomenice, skořepina s okrajovými prvky - obr. 2.2a až 2.2g), příp. i vzájemně k sobě (např. spojitě nosníky, nosníkové rošty, spojitě skořepiny).

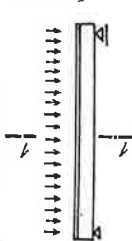
a) OBLOUK S TÁHLEM



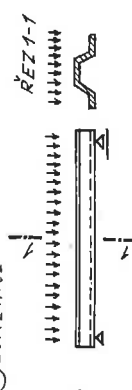
b) SDRUŽENÝ RÁM O DVOU POLÍCH



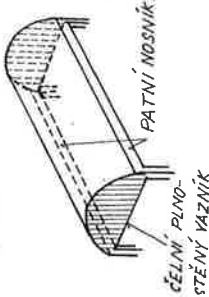
c) DESKOVÝ TRÁM



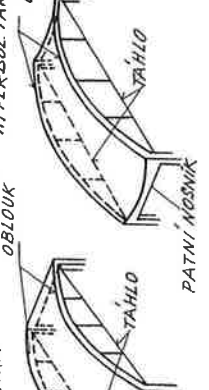
d) LOMENICE



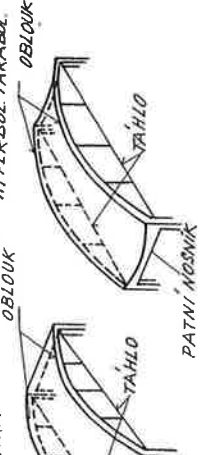
e) SKOŘEPINA VÁLCOVÁ DLOUHÁ



f) SKOŘEPINA VÁLCOVÁ KRATKÁ



g) SKOŘEPINA TIARU HYPERBOL PARABOL OBLOUK



Obr. 2.2. Kombinace základních nosných prvků.

Spojení jednotlivých prvků obvykle bývá tuhé, může být však i polo tuhé, příp. kloubové.

Důležitou roli při volbě statického schématu mají podmínky uložení. Skutečné podmínky uložení leží většinou mezi dvěma hraními případy, volným uložení a do-
konalým vetknutím (viz [6]). Při volbě statického schématu je nutné si ujasnit, zda je nutné uvažovat nebo neuvažovat vzájemné spojení konstrukce s podporou. Namáhání konstrukce, které jsme zanedbali zavedením zjednodušujících předpokladů, se musí alespoň přibližně odhadnout a zachytit pomocnou výztuží. Např. často uvažujeme nosníky nebo desky jako prostě uložené, ačkoli jejich spojení s podporami, event. zasedání do zdíva, neumožňuje zcela jejich volné pootáčení; proto momenty, které z tohoto důvodu mohou vzniknout v podporách, zachycujeme pomocnou výztuží (odehnutím

Při volbě rozdělení sil a momentů jsou vodítkem ekonomická a prováděcí hlediska:

- a) snížení spotřeby materiálů, zejména výztuže,
- b) zjednodušení výztuže a bednění,
- c) zlepšení podmínek pro betonování.

Hledíme se vyhnout příliš vyztuženým oblastem, náhým epod. Nové rozdělení momentů nesmí se příliš výrazně odchýlovat od původního rozdělení na pružné soustavě. Kdybychom toho neudělali, vystavovali bychom se nebezpečí příliš brzkého vrstvení tahových tržlinek v místech plastických oblastí. Nepružná přetvoření v plastických oblastech by mohla dostoupit neúměrně velkých hodnot, v tláčené části průřezu by vznikla velká trvalá stlačení, v tažené části by docházelo k širokému rozevírání tržlin. Nemí dovoleno uvažovat takové rozdělení sil a momentů, které by způsobilo nebezpečnější průřezůch při provozním zatížení tržliny takové šířky, že by byla snížena trvanlivost konstrukce (korozí výztuže apod. - přípustné šířky tržlin viz ČSN 73 1201-86).

Např. u prutevých, staticky naurčitých jednoduchých konstrukcí je možno podpořové momenty vyšetřené za předpokladu pružného působení konstrukce (stav I) snížit nebo zvýšit oca o 15% ($d_{lim} = 0,15$), ale při současně úpravě odpovídajících momentů v polích tak, aby byly zachovány podmínky rovnováhy. Přesunem momentů se změní i působující síly a podporové tlaky, svásek vzhledem k malému vlivu těchto změn, není třeba tyto změny uvažovat. Plastifikace betonu a oceli, umožňující tyto přesunové momenty, musí být zajištěna přiměřeným procentem vyztužení průřezu.

Podrobnější pokyny pro využívání redistribuce jsou uvedeny v ČSN 73 1201-86 a v [5] a [6].

2.6. Zvláštnosti návrhu montovaných konstrukcí

Hlavní problémy, které je třeba při návrhu montované konstrukce řešit, jsou:

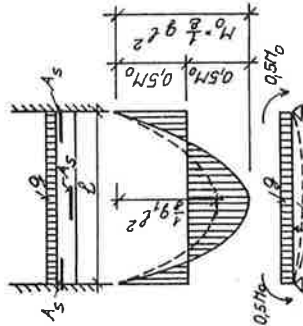
- a) Volba vhodného nosného systému. S ohledem na výrobu dílců a na postup a způsob montáže není vždy účelné přejímat nosné systémy obvyklé v monolitické výstavbě. Pro zjednodušení výroby dílců a montáže se mnohdy dá přednost jednodušším systémům staticky určitým.
 - b) Rozdělení nosné konstrukce na jednotlivé dílce. Je třeba dbát, aby tvar a velikost dílců odpovídaly jak výrobním možnostem, tak okolnostem při montáži.
 - c) Optimální vylehčení jednotlivých dílců. Sleduje se co největší vylehčení, aniž by se však vlastní výroba nadměrně komplikovala. Vylehčení se dosahuje volbou staticky nejvhodnějších průřezů, používáním jakostních betonů, předpínáním dílců.
- Je třeba mít na paměti, že montovaná konstrukce, pokud by byla navržena s jednoduchými, ale staticky méně vhodnými průřezů, převzatými z monolitických konstrukcí, by při členění na dílce vyžadovala více betonu a oceli.
- V zásadě platí, že montovanou konstrukci nelze vytvořit pouhým dělením obdobné monolitické konstrukce na menší části, ale je třeba ji navrhovat zcela samostatně a s přihlédnutím ke všem výrobním i statickým zvláštnostem.
- Návrh montované konstrukce je v porovnání s návrhem monolitické konstrukce zpravidla praonější. Příčinou je, že při návrhu je třeba respektovat některé zvláštní okolnosti vyplývající z charakteru montovaných konstrukcí.

Tyto odchylky však nevedou ke zmenšení únosnosti prvků konstrukce, protože při vyšších namáháních dochází k tzv. redistribuci (přesunu) vnitřních sil v průřezech, v důsledku postupné plastifikace betonu a oceli. S přibližováním k mezi únosnosti vzrůstá podíl trvalých deformací betonu, zvěšťují se plastické deformace výztuže a narušuje se soudržnost betonu s ocelovými vložkami. Blíží-li se některý z průřezů mezi únosností, potom při rostoucím zatížení si pomáhá konstrukce tím, že soustřeďuje namáhání do průřezů, které jsou ještě schopny odporovat. Např. v průřezech nejlvice namáhaných na ohyb dochází k plastickému přetváření, charakterizovanému možným plastickým protahováním tažené výztuže a možným plastickým stlačováním tláčeného betonu. V tomto stavu plastické poddajnosti není již průřez schopný dále zvyšovat svoji únosnost. Jestliže však konstrukce je dále zatěžována, ten-to průřez se pouze plasticky přetváří - pootáčí se a tedy pro toto další zatěžování ní působí v konstrukci jako kloub. Místo, do kterého pomyslně soustřeďujeme plastické deformace průřezů nacházejících se v určité plastické oblasti nosníku, nazýváme plastickým kloubem.

Postupným vznikáním plastických kloubů se mění statické schéma konstrukce a tohoto je možno využít při určování mezní únosnosti konstrukce.

Z předchozího vyplývá a zkouškami bylo potvrzeno, že lze u staticky neurčitých konstrukce průběh momentů do určité míry regulovat tím, že tuhost jednotlivých kritických průřezů vytváříme v souladu se zvoleným průběhem momentů. Např. vyztužujeme-li vetknutý nosník stejně v poli i v podporách, pak tento nosník do vyčerpání momentu únosnosti v podporách přeneseme část zatížení ξ_1 , ostatní část zatížení $\xi - \xi_1$ bude přenášet jako prostý nosník (obr. 2.4). Únosnost nosníku bude vyčerpána na dosažením momentu únosnosti v poli, ovšem za předpokladu, že průřezy v oblasti podpor se neporuší v důsledku plastického pootáčení.

Je zřejmé, že čím více se budeme odchýlovat od skutečného průběhu momentů, tím dříve se začnou rozevírat tržliny a tím větší budou nároky na pootáčení v plastických oblastech.



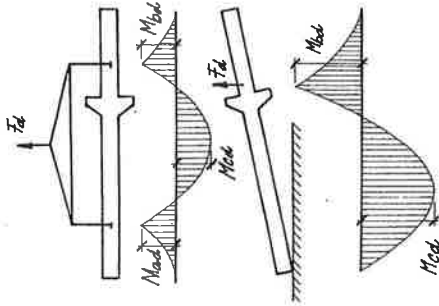
Obr. 2.4. Statické působení vetknutého nosníku při upraveném průběhu momentů.

Je nutno si uvědomit, že u betonových konstrukcí je šířka tržlin omezena vzhledem k trvanlivosti konstrukce; rovněž je omezeno plastické pootáčení, a to možností plastického protahování výztuže a plastického stlačování betonu. Pokud deformace konstrukce v plastických oblastech při zvoleném průběhu momentů by měly být větší než deformace, které jsou schopny průřezy v těchto oblastech přenést, došlo by k porušení těchto kritických průřezů ještě před dosažením zatížení, pro které byl zvolen průběh momentů.

Vyšetření skutečného průběhu ohybových tuhostí po délce jednotlivých prvků je velmi obtížné a někdy i nemožné, proto se v oboru pozemních staveb spokojujeme s přibližnými řešeními, která nám umožňují zavést příznivější rozdělení sil a momentů.

Jsou to zejména:

- 1/ Při návrhu dílců se musí přihlížet nejen na namáhání dílce v hotové konstrukci, ale je třeba pečlivě uvážit i možné stavy zatížení při výrobě (vyjímání dílce z formy, nakládání na vozídko), při dopravě, při skládání, při montáži (dočasném podepření, zakotvení atd.). Např. sloup namáháný v hotové konstrukci do- středním tlakem dimenzujeme také na namáhání od vlastní tíhy vynásobené dynamickým souči- nitelem $\delta=1,5$. Podle způsobu uchycení řeší se sloup jako nosník prostý nebo jako nosník s jedním nebo dvěma přečnívacími konci (obr. 2.5). Kromě toho může být sloup v prů- běhu montáže zatížen dočasně střední konstruk- cí jen z jedné strany, a tak namáhán jinak než v hotové konstrukci. Dílce musí mít dostatečnou tuhost, aby nevy- bočily a aby se nepoškodily při dopravě a montáži. Každý dílec musí být opatřen úchytkami pro manipulaci. Úchyt může tvořit úchytné oko, úchytný šroub, úchytný otvor, popř. kapsa apod.



Obr. 2.5. Namáhání sloupového dílce při montáži.

Výchozí veličinou pro dimenzování úchytů je součet sil působících ve směru předpokládaného pohybu při manipulaci F^x (viz obr. 2.6). Pohyb může být svislý (při zvedání), vodorovný (při posouvání po podložce), nebo obecně šikmý.

Úchyt se dimenzuje na výpočtovou manipulační sílu N_d , jejíž směr je dán vlastností manipulačního zařízení.

Síla N_d se stanoví:

a) v okamžiku uvolňování dílce z formy nebo podložky

$$N_d = 1,3 \frac{\delta \cdot F_g}{n \cdot \cos \alpha} (F_n + F_{adh,n}) ; \quad (2.1.)$$

b) při dalších manipulacích

$$N_d = 1,8 \frac{\delta \cdot F_{man} \cdot \delta \cdot F_g}{n \cdot \cos \alpha} F_n ; \quad (2.2)$$

Obr. 2.6. Manipulační síla, směr pohybu dílce.

kde F_n je součet normových hodnot všech sil působících na dílec ve směru předpo- kládaného pohybu v místě uchycení dílce (např. při zvedání dílce součet normové tíhy dílce a normové tíhy event. montážních prostředků osaze- ných na dílci), $F_{adh,n}$ normová hodnota přilnavosti dílce k podložce, popř. stěnám formy (pokud se nestanoví přesněji, uvažuje se normová hodnota přilnavosti $\mu_{adh,n} = 2,0 \text{ kN/m}^2$), F_{man} součinitel zatížení vlastní tíhou dílce, součinitel podmíněk působení dílců (přibliží k životnosti úchytů), δ man

uvazuje se: - u dílců s opakovaným použitím $\delta_{man} = 1,3$;
- v ostatních případech $\delta_{man} = 1,0$;

- n počet úchytů,
uvazuje se: - u dílců s jedním úchytem $n = 1$;
- v ostatních případech (pokud použitý manipulační prostře- dek společlivě nezaručuje roznesení zatížení na větší po- čet úchytů) $n = 2$;
α úhel sevřený směrem manipulační síly a směrem F_n , popř. $F_n + F_{adh,n}$ (obr. 2.6).

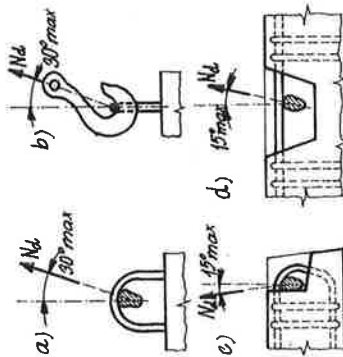
Ve vztazích (2.1) a (2.2) hodnoty 1,3 a 1,8 vystihují součinitel společlivosti úchytu.

Pro společlivost úchytů je rozhodující mezní stav porušení jednorázovým namá- háním, jiné mezní stavy se neuplatňují. Přitom je však nutné vzít v úvahu všechny možné způsoby porušení, které se u vyšetřovaného úchytu mohou vyskytnout.

- Může se uplatnit porušení:
- otláčením betonu dílce,
 - roztržení betonu příčným tahem od soustředěných namáhání,
 - vytržení celé oblasti úchytu dílce,
 - vytržení úchytného oka, popř. šroubu,
 - přetržení nebo ulomení úchytného oka, popř. šroubu, přičemž příčiny porušení mohou být různé.

Někdy se navrhnou úchytná oka. Při dimenzování těchto ok po- dle ČSN 73 1201-86 musí být splněny tyto podmínky:

- tvar úchytného oka musí odpovídat tvaru předepsaného závesného háku nebo jiné- ho manipulačního prostředku,
- musí být použita ocel 11 373.



Pro tvar úchytného oka namáhaného na tah by bylo ideální, jestliže by hák zá- vesného zařízení přesně dolehl k povrchu oka, to lze však v praxi zajistit jen výjimečně a za zvláštních opatření. Oko musí mít určitou vlnitost, aby se dal hák nasadit a proto se při zvedání vždy používá přetváří a přizpůsobuje tvaru há- ku, směru manipulační síly, a to podle jeho

Obr. 2.8. Oka namáhaná na tah.

umístěna výztuž přenášející veškeré tahové síly v těchto místech.

2/ U montovaných konstrukcí, které se zmonolitňují, tj. kde se při montáži vzájemným spojením dílců vytváří staticky jednotná působící celek, je nutné uvážit statické působení konstrukce před spojením a po něm.

U staticky neurčitých konstrukcí vzniklých zmonolitněním montované staticky určité konstrukce se v průběhu doby projeví vliv dotvarování betonu přesunem ohybových momentů. Do okamžiku, než jsme převedli soustavu staticky určitou spojením v soustavu staticky neurčitou, nastalo v nosnicích staticky určité pružné přetvoření a jistý díl nepružného přetvoření, a to od působícího zatížení (obvykle pouze od vlastní tíhy). Zbytek přetvoření dotvarováním od tohoto zatížení zůstává pro konkrétní soustavu staticky neurčitou. Spojitost konstrukce zabraňuje však dalšímu přetvoření konstrukce jako staticky určité, musí se tedy změnit vnitřní síly v konstrukci. Čím větší deformace dotvarováním proběhla na konstrukci staticky určité, tím menší bude přesun vnitřních sil. Vnitřní síly od ostatního zatížení stálého a nahodilého, které začne působit až na konstrukci staticky neurčitě, řeší se na této staticky neurčité konstrukci obvyklými metodami, za předpokladu stejného stáří všech prvků konstrukce (homogenní konstrukce z hlediska dotvarování).

Např. na obr. 2.10 je znázorněno, jak u spojitěho nosníku vytvořeného u vzájemným spojením prostě uložených trámů vzniknou vlivem dotvarování záporné ohybové momenty než vnitřními podporami od zatížení q_d působícího na konstrukci před spojením nosníků.

Není však vždy účelné přejímat nosné systémy obvyklé v monolitické výstavbě, jak bylo výše uvedeno (s ohledem na náročnost provádění stýček). Každý stýk musí být staticky prověřen, nebo experimentálně ozkoušen.

Stýčky montovaných konstrukcí nejsou nikdy dokonale tuhé. K časové poddajnosti stýček se však obvykle nepřiblíží a statické schéma zmonolitnění montované konstrukce se uvažuje stejné jako konstrukce monolitické.

3/ Při návrhu montovaných konstrukcí je třeba pamatovat i na možné výrobní a montážní úchytky.

Výrobní úchytky (u_d , u_h - viz obr. 2.11) jsou dány algebraickým rozdílem mezi mezním rozměrem (dolním d_d nebo horním d_h) a výrobním (d - předepsaný rozměr, od něhož se počítají úchytky). Tolerance je rozdíl mezi oběma mezními rozměry

Obr. 2.11. Schéma toleranci prvků.



uspořádání a kotvení. Proto úchytné oko musí splňovat podmínky uvedené na obr. 2.8. Úchytná oka, která nesplňují rozměrové požadavky uvedené na obr. 2.8 se dimenzují na základě prototypových, popř. průkazných zkoušek.

Na základě experimentů byla stanovena hodnota výpočtové tahové síly N_{dl} , kterou vyvozuje síla N_d v jedné větvi oka

$$N_{dl} = \frac{0,6 N_d}{\cos(0,5\beta + 30^\circ)} \quad (2.3)$$

$$N_{dl} \leq N_d \quad (2.4)$$

kde β je úhel sevřených větvemi úchytného oka.

Ve vztahu (2.3) součinitel 0,6 zahrnuje rozdělení manipulační síly na větve oka, jedná součinitel spolehlivosti 1,2 s přihlídnutím k účinkům tření mezi hákem a okem; rovněž hodnota 30° je dána požadavkem spolehlivosti.

Úchytné oko musí splňovat podmínku spolehlivosti

$$N_{dl} \leq \alpha \cdot A_s \cdot R_{sd} \quad (2.5)$$

$$\text{přičemž } \alpha = 0,05 d_s + 0,3, \text{ s omezením } \alpha \leq 1, \quad (2.6)$$

kde d_s je jmenovitý průměr oka v mm;

A_s průřezová plocha jedné větve oka,

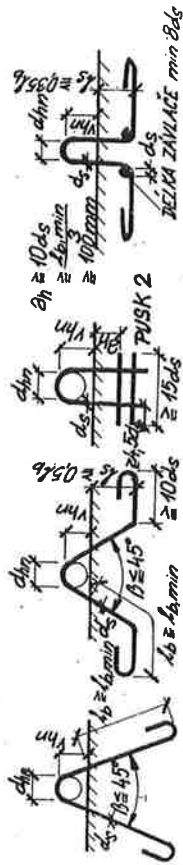
R_{sd} výpočtová pevnost ocele oka.

Úchytná oka namáhaná na stříh, se dimenzují na tahovou sílu

$$N_{dl} = N_d \quad (2.7)$$

Úchytná oka namáhaná na stříh (roubiková oka) je nutno vždy zajistit proti vytržení alespoň dvěma sponami o celkové průřezové ploše stanovené tak, aby jimi byla přenesena síla N_d . Vzájemná vzdálenost spon musí být nejméně $3 d_s$ (d_s je jmenovitý průměr spony) a vzdálenost do lince betonu musí být rovna nejméně tloušťce krycí vrstvy (viz obr. 2.7c,d).

Zvýšenou pozornost je třeba věnovat kotvení úchytných ok. Oka musí být kotvena na minimální kotevní délku $l_{b,min}$ měřenou od povrchu dílce, přičemž nesmí být použita koncová úprava B (bez háků) nebo PU (pravouhlé háky). U polokruhového háku musí být tloušťka krycí vrstvy betonu měřena ve směru kolmém na rovinu háku min. $4 d_s$. Hodnota $l_{b,min}$ se uvažuje pro B 10 a B 12,5 - 50 d_s ; pro B 15 a B 20 - 40 d_s ; pro B 25 a vyšší - 30 d_s . Příklady tvaru a kotvení úchytných ok jsou uvedeny na obr. 2.9.



Obr. 2.9. Příklady úchytných ok.

U úchytných ok musíme ještě posoudit mezní stav porušení odtržením celé kotevní oblasti. Jestliže vychází maximální tahové napětí v betonu $\sigma_{b,max}$ vyvozené extrémním zatížením větší než $f_b R_{btd}$, musí být v místech, kde $\sigma_{b,max} \geq 0,6 f_b R_{btd}$

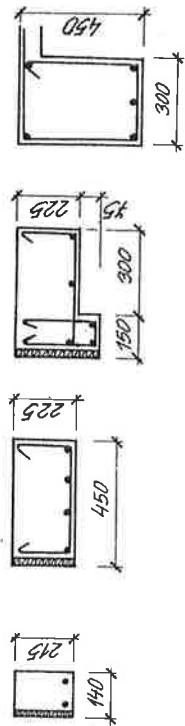
($t = d_h - d_d$). Při montáži se zpravidla jedná o úchytky poloh dlešitých (kontrolních) bodů, přímek nebo rovin, jejichž polohy lze bez obtíží kontrolovat. Mezní úchytky a tolerance rozměrů prvků jsou závislé na požadovaném stupni přesnosti a velikosti rozměrů a lze je stanovit podle ČSN 73 0210.

Celý statický a konstrukční návrh musí být zpracován s větší pečlivostí a přesností, neboť konstrukce musí být navržena s ohledem na hromadný charakter výroby co nejhospodárněji. U konstrukcí montovaných ze zvlášť mohutných těžkých dílců je zpravidla třeba doplnit návrh konstrukce podrobným návrhem postupu montážních prací.

2.7. Jednodušché konstrukční prvky

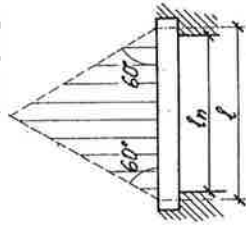
2.7.1. Překlady nad okny a dveřmi

Nejčastěji se jako překlady užívají prefabrikované tráčky, vzácněji překlady monolitické. Rozměry překlady se volí s přihlédnutím k modulovým rozměrům zdiva. Někdy se nadokenní překlady provádějí na celou výšku mezi okenním otvorem a horní úrovní stropní konstrukce, pak se obvykle spojují v průběžný pás, tvořící s podobnými pásy ve štítových příčných zdech souvislý železobetonový věnec. Překlady není třeba prodlužovat v celé jejich výšce, pro věnec stačí výška cca 225 mm a šířka 150 mm. V lici zdiva se překlady izolují heraklitem, popř. jinými izolačními vrstvami, které se před betonáží umístí do bednění. Jinak by se rozdělí tepelné vodivosti betonu a cihel projevil během času různým zbarvením omítky a tržinkami v ní. Průřezy překlady jsou patrné z obr. 2.12.



Obr. 2.12. Průřezy překlady.

Překlady se dimenzují na celou tíhu zdiva nad otvorem i se zatížením tohoto zdiva, pokud se nemůže nad otvorem vytvořit jakýsi stěnový nosník, který by zatížení překlady zmenšil. Pak lze předpokládat, že zdivo nad překlady se vyklene a uvažovat bezpečně pouze zatížení z přilehlého trojúhelníku (viz obr. 2.13). V překladech vychází obvykle velmi malé smykové namáhání, proto u méně zatížených překlady se nenavrhují ani tržníky, podélná výztuž bývá obvykle rovná.



Obr. 2.13. Zatížení překlady.

2.7.2. Balkony, přístřešky nad vchody, římsy

Konstrukční prvky působí jako konzoly vetknuté do zdiva, je třeba u nich prokazovat i mezni stav stability polohy a přesvědčit se též o namáhání zdiva. Např. přístřešek nad vchodem do budovy znázorněný na obr. 2.14, by se mohl překloupat kolem bodu A. Překlopení brání extrémní zatížení $G_{pas,d}$ uvažované se součinitelem zatížení menším než 1,0, do kterého se nesmí započítat nahodilé zatížení stropů; překlopení způsobuje extrémní zatížení přístřešku $Q_{act,d}$ (uvažované se součinitelem zatížení větším než 1,0).

musí být splněna podmínka stability polohy

$$Q_{act,d} a_1 \leq f_{stp} G_{pas,d} a_2 \quad (2.8)$$

kde f_{stp} je součinitel stability polohy, uvažuje se hodnotou $f_{stp} = 0,8$.



Obr. 2.14. Přístřešek nad vchodem do budovy. Obr. 2.15. Kotvení římsy.

U říms (obr. 2.15) se stává, že nadezdívka nestačí k zajištění stability a dřevěný krov nelze započítat (mohl by shořet), pak je nutno římsu kotvit do stropní konstrukce nebo nejbližšího náokenního překlady.

Konstrukční výška konzolové desky zatížené nahodilým pohyblivým zatížením se volí ve většinou na 1/10 vyložení. Volíme-li desku se žebry, volíme výšku žeber ve většinou cca 1/5 vyložení. Výška desky je pak menší a závisí na vzdálenosti žeber. Konzolová deska přístřešku má ve většinou výšku 1/14 vyložení. Namáhání zdiva pod konzolami vychází často velké; proto je lépe vytvořit vyložení konstrukce jako přechýlující konce stropních konstrukcí.

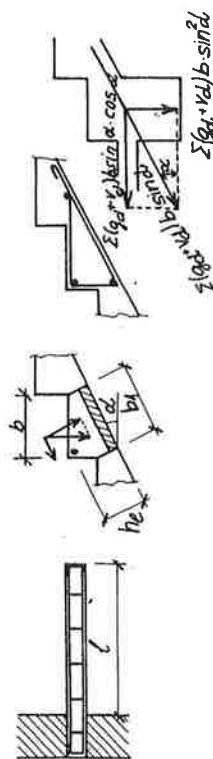
2.7.3. Schodiště

Schodiště lze vytvořit se stupni konstruovanými jako nosníky, nebo se stupni vybetonovanými na nosné desce.

Nejjednodušší konstrukce schodiště jsou stunpě vetknuté do schodišťových zdí (tloušťka zdiva musí být pak 300 až 450 mm s dostatečnou vysokou nadezdívkou, vyložení se volí max. 1,5 m). U vetknutého stupně (obr. 2.16) se zatížení rozloží do dvou složek, z nichž jedna působí rovnoběžně s podhledem, druhá kolmo na něj. Druhá složka namáhá stupeň na ohyb, ohybový moment je tedy

$$M_d = \frac{1}{2} (E_d + v_d) \cdot b \cdot l^2 \cdot \cos \alpha \quad (2.9)$$

kde E_d (v_d) je extrémní zatížení stálé (nahodilé),
 b šířka stupně,
 l vyložení,
 α úhel sklonu schodiště.

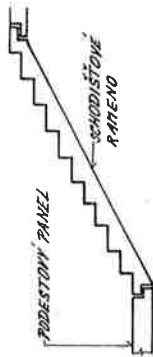


Obr. 2.16. Vetknutý schodišťový stupeň.

Při jejich statickém řešení je třeba přihlídnout k uložení podestevních desek, jak je patrné ze schémat působení zalomené desky na obr. 2.19.

Při vyztužování lomených nosníků je třeba věnovat pozornost úpravě výztuže v místech lomu desky (obr. 2.20).

Montovaná schodiště se sestavují z hotových stupňů, schodištic a podestevních nosníků. Vyrábějí se však také celá schodišťová ramena, která se ukládají ozubem na podestevní dílce (obr. 2.21).



Obr. 2.21. Montované schodišťové rameno.

Obr. 2.20. Schéma výztuže lomené schodišťové desky;

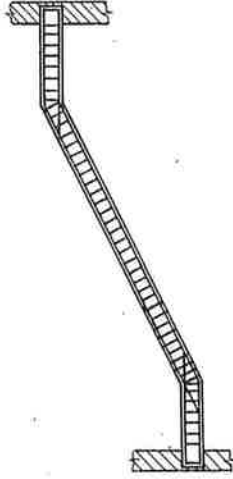
- a) při statickém působení podle obr. 2.19a;
- b) při statickém působení podle obr. 2.19b, obě podesty jsou však porovány po třech stranách obvodu.

Stupně se dimenzuje jako obdélníkový průřez šířky b_1 a účinné výšky h_e . Rozdělovací výztuž musí obepínat celý průřez stupně, neboť hlavní tahová výztuž neleží v ose náhradního průřezu, takže prvek je namáhán též kroucením.

Složky zatížení $(\xi_d + v_d) \cdot b \cdot \sin \alpha$ se přenesou do podestevních nosníků a dále do zdí, jejichž svíslá složka přitěžuje podestevní nosník a je třeba ji připočítat k jeho zatížení! V obvyklých případech bývá však tato složka malá.

Nelze-li vytvořit schodiště vetknuté, může se stupně uložit na nosnou železobetonovou desku prnutou mezi podestevními nosíky (obr. 2.17). Ohybový moment v šikmé desce lze stanovit jako ohybový moment v desce vodorovné na rozpětí l , při uvažování extrémního zatížení je $(\xi_d + v_d)$ stanoveného na $l m^2$ pádorysu desky. O šikmé složce zatížení platí totéž, co bylo řečeno při stupních vetknutých.

Obr. 2.17. Schodišťová deska prnutá mezi podestevními nosíky.

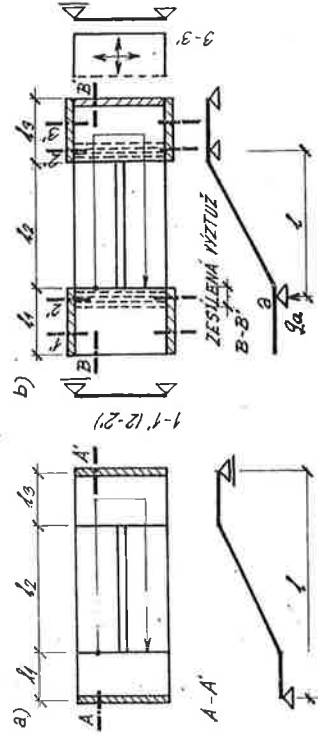


Stupně lze podporovat i schodišticemi, které lze vytvářet i jako zalomené nosíky. Stupně se vyšetřují jako prosté nosíky nebo částečně vetknuté do schodištic. Lomené schodištic lze vyšetřovat jako nosíky přímé, svisle zatížené, je však třeba věnovat zvláštní pozornost úpravě výztuže v místech lomu nosíku (obr. 2.18). Lomené nosíky se vyztužují podélnou výztuží při obou povrchích spojemou uzavřenými třmičky s ohledem na nejasné statické působení a případné namáhání kroucením.

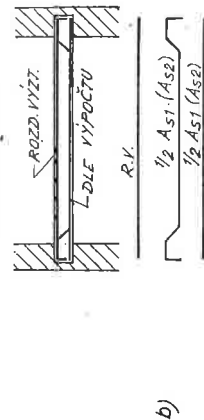
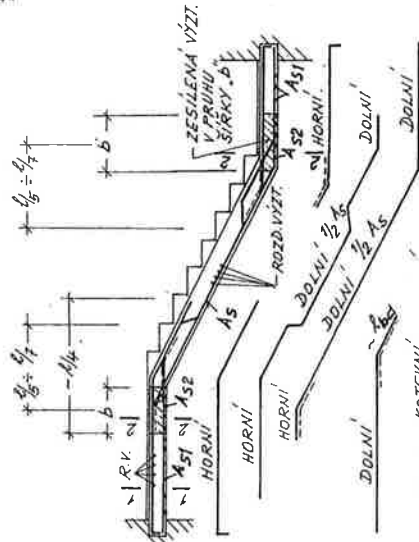
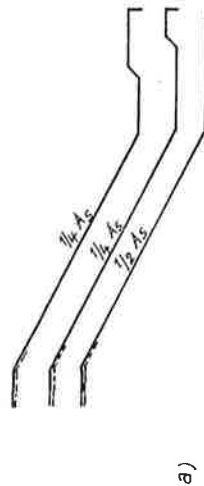
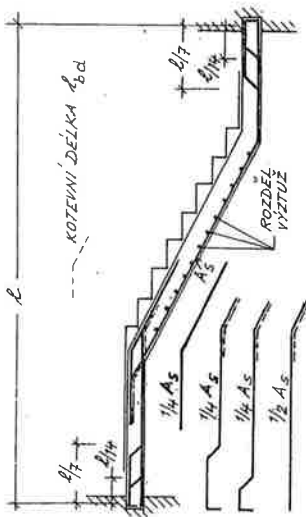
Obr. 2.18. Schéma vyztužení lomené schodištic.

Nejvýhodnějším typem železobetonových monolitických schodišť jsou schodišťové desky, jejichž schodišťová ramena a podestevní desky tvoří zalomenou desku.

Nevýhodnějším typem železobetonových monolitických schodišť jsou schodišťové desky, jejichž schodišťová ramena a podestevní desky tvoří zalomenou desku.



Obr. 2.19. Schéma statického působení zalomené schodišťové desky.



2.8. Styky dílců montovaných konstrukcí

Vzájemné spojení dílců v montované konstrukci je stěžejním problémem montovaného způsobu provádění. Ze statického i technologického hlediska je třeba při vytváření styků dílců se zabývat:

- rozvržením styků dílců v konstrukci, tj. rozčleněním konstrukce na jednotlivé dílce,
- statickým působením styků a jejich konstrukčním provedením.

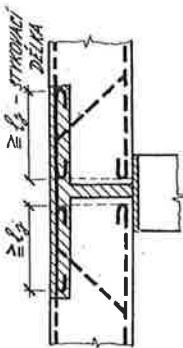
Při rozvrhování styků v konstrukci jsou možné různé způsoby řešení:

- Styky se navrhují do takových míst, kde se přenáší jen malé síly a nebo síly toho druhu (např. tlakové), že je lze snadno přeneset. Podle této zásady je například vhodné vkládat styky do průřezů, kde vznikají od zatížení malé, případně nulové ohybové momenty. Při tomto způsobu řešení bývá však hustota styků poměrně značná, tvar dílců mnohdy složitý a vzájemná velikost prvků nevyrovnaná.
- Styky se umísťují do koncových průřezů jednotlivých příčných prvků. Předností je jednoduchý tvar dílců, jejich vzájemná kmotnostní vyrovnanost, ale nepříznivé je, že vzájemné spojení dílců je zpravidla staticky náročné.
- Počet styků se redukuje, takže vznikají velké dílce, mnohdy i složitých tvarů. Menší počet dílců je vhodný pro montáž. Avšak s ohledem na velkou tíhu jednotlivých dílců vyžaduje tento způsob nákladnější montážní zařízení.

Praktické řešení je případ od případu různé, podle povahy nosné konstrukce a závisí na daných montážních zařízeních.

Styky montovaných konstrukcí lze rozřadit podle různých hledisek. Podle způsobu provádění rozeznáváme:

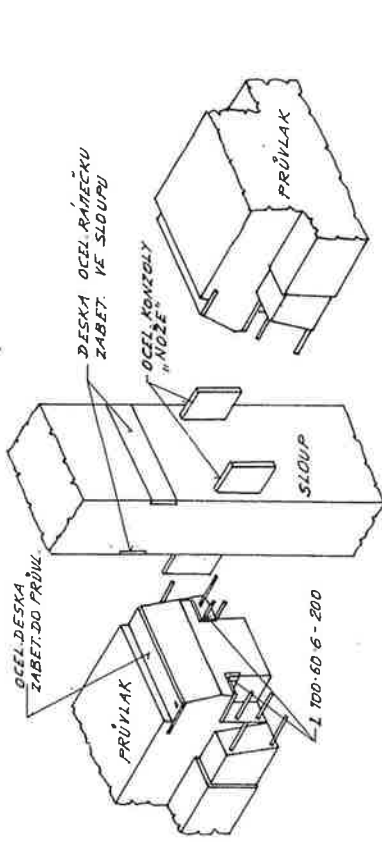
- Styky s mokřým procesem provádění (obr. 2.22) kde se vzájemného spojení dosáhne prostým vyplněním styku betonem ev. maltou. Styky s mokřým procesem provádění jsou zpravidla velmi jednoduché. Nevýhodou však je, že spojení styků působí až po delší době, kdy výplň styku dostatečně ztvrdne.



Obr. 2.22. Styk v podpoře spojitého trámu s mokřým procesem provádění.

- Styky se suchým procesem provádění (obr. 2.23) kde se vzájemného spojení dosáhne svařením, popřípadě sešroubováním speciálních ocelových stykovacích článků, vyčnívajících ze stykových ploch spojovaných prvků. Obvykle se hotový styk zalije cementovou maltou, která chrání ocelové spojovací články před korozi. Výhodou tohoto styku je, že spojení působí staticky ihned po dokončení, tj. po svaření, resp. sešroubování spojovacích článků. Styky se suchým procesem provádění bývají však zpravidla konstrukčně složitější a jejich provedení se zřetelem na svařování a menší přípustné tolerance je choulostivější.

- Styky s kombinovaným procesem provádění (obr. 2.27) kde se k vzájemnému spojení použije jak vybetonování styku, tak svaření výtulky, resp. stykovacích článků.



Obr. 2.23. Styk v připojení průvliaku ke sloupu.

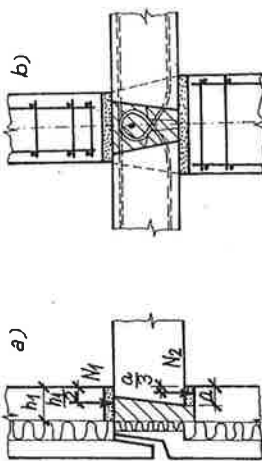
Podle silových účinků, které se spojením přenášejí, a podle způsobu, jak spojení staticky působí, rozeznáváme:

- Styky, které přenášejí podstatně větší síly a nemají tudíž významnější statickou funkci. Příkladem jsou styčné spáry mezi strompí deskami a panely. K spojení stačí zalítí cementovou maltou (obr. 2.24).



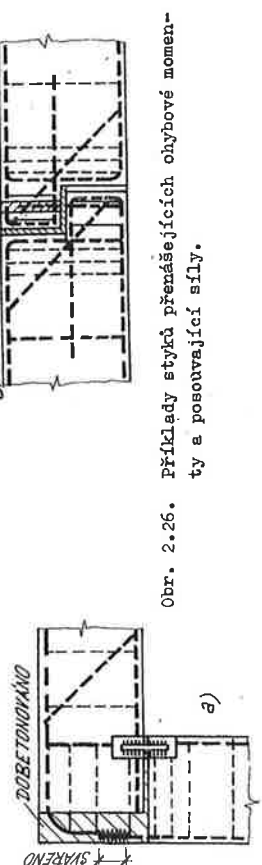
Obr. 2.24. Příklad styku přenášejícího pouze podružné síly.

- Styky, které přenášejí převážně tlakové síly kolmé k rovině styků. Vyskytují se při prostém uložení strompích desek, panelů a nosníků na podporách, při spojení dostředně namáhaných sloupů navzájem, popř. i se základy a při vzájemném spojování svíslých stěnových panelů apod (obr. 2.25).



Obr. 2.25. Příklady styků přenášejících pouze tlakové síly.

- Styky, které přenášejí ohybové momenty a posouvající síly, popř. pouze značné posouvající síly. Vyskytují se při připojování nosníků ke sloupům, popř. při ukování nosníků v polích apod. (obr. 2.26).



Obr. 2.26. Příklady styků přenášejících ohybové momenty a posouvající síly.

3. STROPNÍ KONSTRUKCE

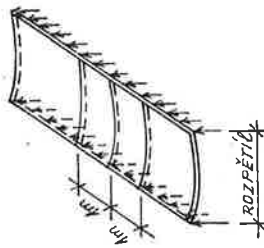
3.1. Konstrukční uspořádání a zásady statického vyšetřování

Základním konstrukčním prvkem všech stropních konstrukcí je deska.

Deska je rovinná nosná konstrukce (střednicovou plochou je rovina), mající tloušťku nepřesahující cca 1/4 charakteristického půdorysného rozměru (rozpětí, průměru apod.), zatížená převážně kolmo ke střednicové ploše.

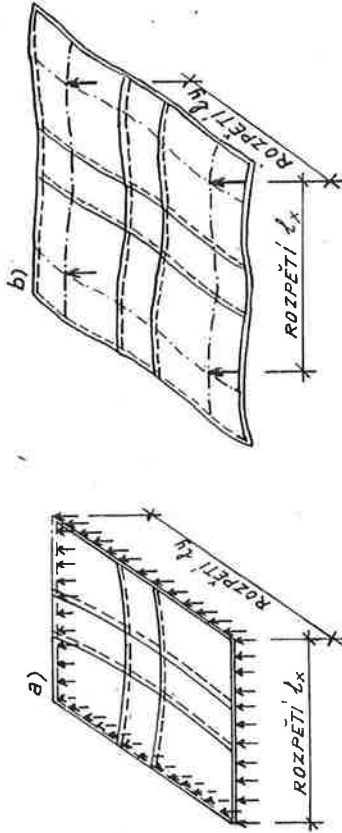
Účinkem zatížení střednicovou plocha nabývá tvaru zakřivené plochy, tzv. průhybové plochy.

Deska působící v jednom směru je podepřena takovým způsobem, že se prohýbá převážně v jednom směru; pro její dimenzování jsou rozhodující účinky zatížení pouze v tomto směru, který nazýváme rozpětí (obr. 3.1). Při vyšetřování této desky si můžeme představit, že deska je složena z jednotlivých nosníků položených vedle sebe (při výpočtu uvažujeme nosníky šířky 1m), proto tyto desky označujeme též někdy jako desky nosníkové. Ve směru rozpětí nosníků klademe tzv. hlavní výztuž. Malá napětí, vznikající ve směru kolmém k ose nosníků nevyřisluje a vykrýváme je tzv. rozdělovací výztuží, jejíž plochu stanovíme jistým procentem z plochy hlavní výztuže.



Obr. 3.1. Deska působící v jednom směru.

Deska působící ve dvou směrech je podepřena takovým způsobem, který umožňuje přetvoření desky ve dvou navzájem kolmých směrech odpovídajících směru hlavních momentů, pro její dimenzování jsou rozhodující účinky zatížení v těchto směrech (obr. 3.2).

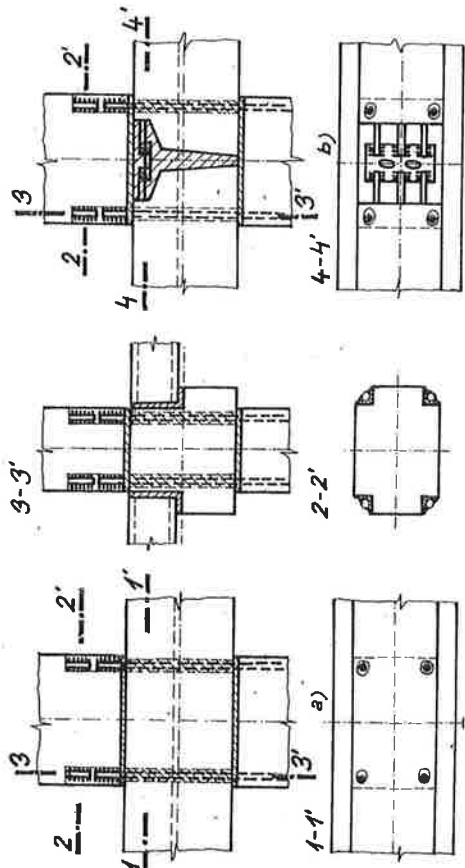


Obr. 3.2. Desky působící ve dvou směrech.

Deska působící ve dvou směrech může být:

- a) Deska po obvodu spojitě nepodélně podepřená; tj. deska podepřená nepodélně spojitě alespoň po polovině obvodu.

- d) Styky přenesající ohybové momenty a normálové síly. Vyskytují se ve styčných rámcových konstrukcích (obr. 2.27).



Obr. 2.27. Příkladů přenesajících ohybové momenty a normálové síly.

Podle způsobu spojení dílců se rozlišují (viz ČSN 73 1201-86):

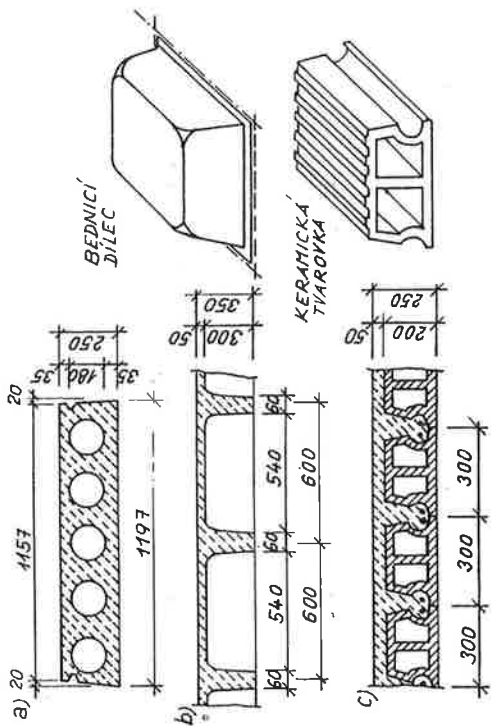
- a) Styky těsné vzniklé přibetonováním konstrukce z čerstvého betonu k části z betonu zatvrdlého, jehož pevnost v době spojení činila alespoň 50% pevnosti betonu dané třídy (při nižší pevnosti betonu zatvrdlé části se považuje celá konstrukce za monolitickou).
- b) Styky suché vzniklé pouhým vzájemným přitlačěním; styčné plochy musí být rovinné a musí dosehnout v celém rozsahu styku a nesmí nastat vzájemné posunutí ani pootočení spojovaných částí v rovině spáry.
- c) Styky vyplněné vzniklé prostřešnicovým spáry vyplněné betonem, přičemž tloušťka spáry nesmí být větší než dvojnásobek minimální tloušťky dílce v místě styku, avšak musí být větší než dvojnásobek maximálního zrna kameniva.
- d) Styky lepené vzniklé kontaktním slepením dvou dílců, přičemž pevnost lepidla musí být taková, aby neustalo vzájemné posunutí ani pootočení spojovaných částí v rovině spáry.

Styky je nutno staticky prověřovat. Je nutné si uvědomit, že např. u spár vyplněných betonem bývé beton ve spáře obvykle nižší třídy než je beton dílce, avšak pokud je spára tenká a případně vyztužená svařovanou rohoží (sítí), nemusí být pokles pevnosti betonu významný. Pokud se spárou přenesají převážně tlakové síly, avšak spárou neprochází svislá výztuž dílce (jak je např. znázorněno na obr. 2.25b), je nutno mít na paměti, že již u konce dílce nemůžeme počítat s plným využitím tlakové výztuže (plně lze tuto výztuž využít až ve vzdálenosti rovné kotevní délce l_{kd} od konce tlačení průtu); v koncové oblasti dílce lze však do jisté míry zvýšit pevnost betonu hustší příčnou výztuží (tj. ovlutním betonu) apod. Podrobnější pokyny pro výpočet a konstrukční uspořádání styků jsou uvedeny v ČSN 73-1201-86, popř. ČSN 73 1211-87.

b) Deska lokálně podepřená; tj. deska podepřená podporami, které lze považovat za lokální. Lokální podpory bývají uspořádány ve více nebo méně pravidelných osnách.

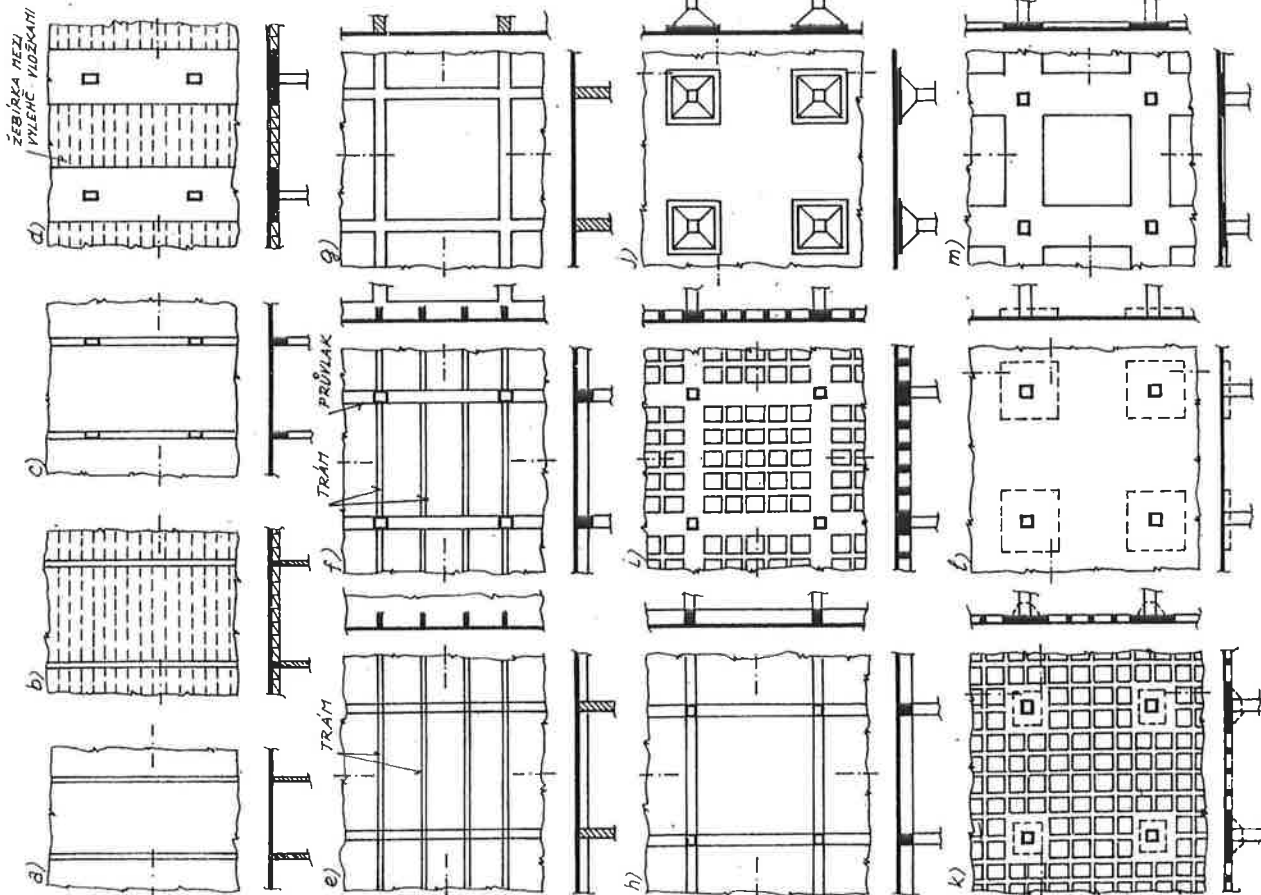
O způsobu podepření desek rozhoduje především velikost jejich zatížení a způsob vytvoření vertikální nosné konstrukce. Betonové stropní desky mohou být podporovány železnými, dřevěnými (i ocelovými), s kterými mohou být sprázněny, průvleky (trámy ležícími ve spojnicích sloupů), nebo přímo lokálními podpory (např. sloupy, částmi stěn apod.). Lokální podpory mohou být opatřeny hřbítky tvořícími viditelné nebo skryté (v připojení desce) rozšíření podpěr, které zmírňuje nepříznivé účinky koncentrace napětí, vznikající z přenosu zatížení z desky do sloupu.

Desky mohou být plněno průřezů nebo vylehčené. Vylehčení lze provést zabudováním nebo výjimatelnými vložkami. Podle tvaru vylehčovací vložky vznikají mezi vložkami žebra, uspořádaná v jednom, ve dvou, případně více směrech. Pomocí výjimatelných vložek lze vytvořit v deskách např. průběžné otvory (obr. 3.3a), kazety (u desek působících ve dvou směrech - obr. 3.3b) apod. Zabetonované vylehčovací vložky mohou být vytvořeny jako keramické vložky (obr. 3.3c), výplně z armatury, vložky vytvořené potažením kostry svařené z betonářské vřztuže ocelovou tkaninou (D-systém) apod. Zabetonované vložky musí být řádně fixovány v konstrukci. Vylehčení musí však být vždy takového charakteru, aby bylo možné předpokládat plošné (deskové) působení této konstrukce. Vylehčení desek snižuje účinky od vlastní tíhy konstrukce, což je významné zvláště při větších rozpětích a zatíženích.



Obr. 3.3. Příklady vylehčení desek.

Desky pro větší rozpětí mohou být předpjaté. Pro snížení vlastní tíhy lze navrhovat i desky z lehkého betonu. Betonové desky se provádějí jak monolitické, tak montované.



Obr. 3.4. Monolitické stropní konstrukce.

V oblasti pozemních staveb používáme desky především k vytváření stropních konstrukcí. Podle konstrukčního uspořádání betonové stropy obvykle dělíme na následující druhy:

1. Deskové stropy s nosnou výztuží v jednom směru jsou desky působící v jednom směru (nosníkové desky); obr. 3.4a, c - monolitické provedení - plná deska; obr. 3.4b, d - monolitické provedení - vylehčená deska; obr. 3.5a, b, c - montované provedení - větší vylehčená deska.
2. Trámové stropy

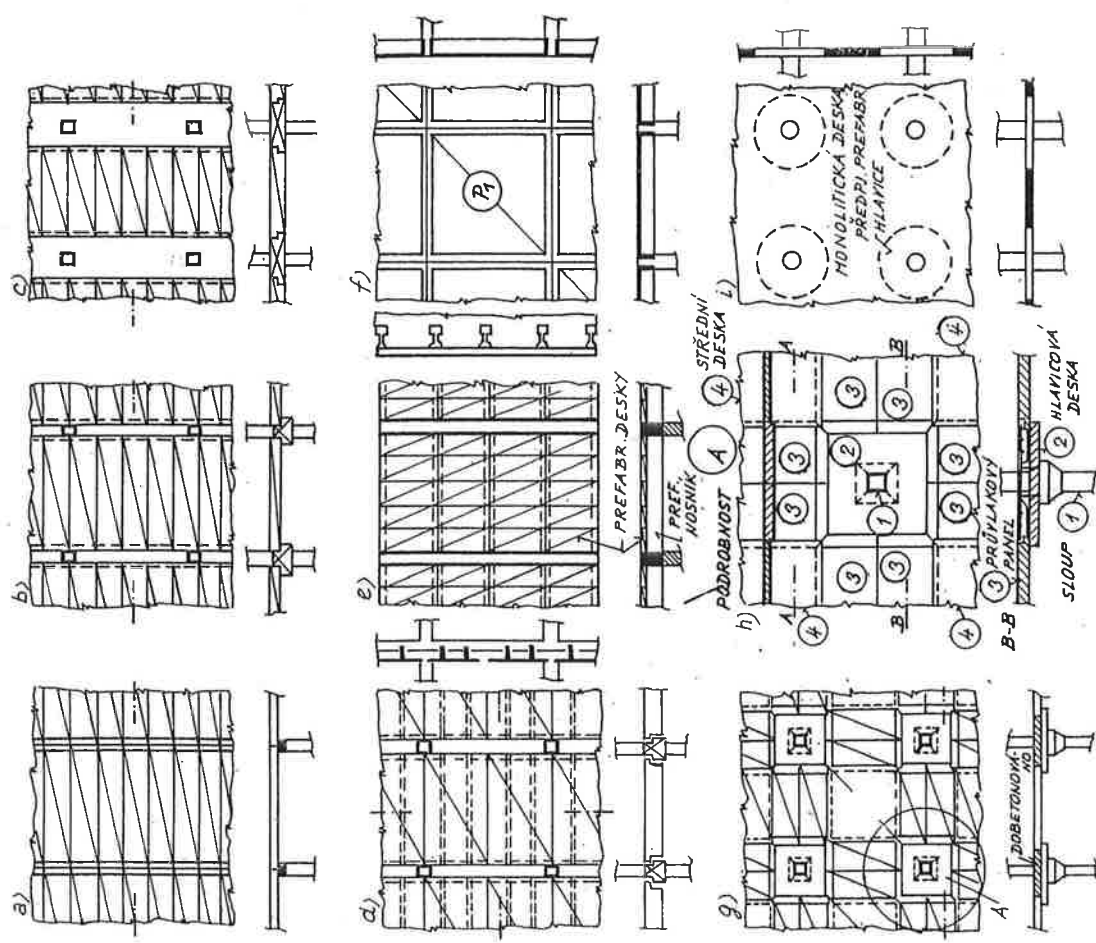
tj. desky působící v jednom směru, podporované trámy. Charakteristickým znakem monolitických trámových stropů je použití deskového trámu jako hlavního nosného prvku. Deska přenáší zatížení na trámy je deskou působící v jednom směru. Na obr. 3.4e, f je znázorněno monolitické provedení konstrukce; na obr. 3.5d, e montované provedení (obr. 3.5d - II dílce, obr. 3.5e - deska s trámem nespojupůsobí).

3. Křížem vyztužené stropní desky jsou desky působící ve dvou směrech, podepřené spojitě nepodájně, s obdélníkovými nebo čtvercovými poli. Monolitické provedení těchto konstrukcí je znázorněno na obr. 3.4g při podepření desk stěnami a na obr. 3.4h, i při podepření desk průvlaků. Průvlak musí být dostatečně tuhé, aby jejich průvlaky nebyly srovnatelné s průvlakem desky. Na obr. 3.4i je znázorněna křížem vyztužená deska, vylehčená kazetkami. Prefabrikace u těchto konstrukcí nedošla většího rozšíření pro dopravní, příp. i výrobní potíže. Doprava celých velkých panelů je obtížná. Rozdělení panelů na části vyznačuje pak jejich vzájemné spojení při montáži a to tak, aby bylo zajištěno předpokládané statické působení (např. svaření veškeré výztuže ve spojích a dobetonování spár), což je velmi pracné, proto ani tento způsob provedení nedoznal většího rozšíření. Příklad možného uspořádání montované, křížem vyztužené desky je uveden na obr. 3.5i.

4. Hřibové a bezhřibové deskové stropy jsou desky působící ve dvou směrech lokálně podepřené. Jestliže jsou podpory opatřeny viditelnými hlavicemi rozšiřujícími podpory v oblasti uložení desky (tzv. hřibové hlavice), hovoříme o hřibových deskových stropích. Monolitické provedení hřibových deskových stropů je znázorněno na obr. 3.4j, při použití desky vylehčené kazetami na obr. 3.4k. Montovaný způsob provedení hřibových deskových stropů je patrný z obr. 3.5g, h.

Pokud podpora nemá viditelné hlavice (zesílení může být však skryté v desce, provedené např. jako ocelové skryté hlavice, nebo deska může být opatřena i zesilující deskou v oblasti podpěr), hovoříme o bezhřibových deskových stropích. Monolitické provedení bezhřibových deskových stropů je patrné z obr. 3.4l (čárkovaně je v obrázku vyznačena možná zesilující deska v oblasti podpory). Obdobně statické působení vykazují deska podporovaná v obou směrech spojnicí sloupů nízkými (měkkými) širokými průvlakky, jak je znázorněno na obr. 3.5m. Polomontovaný způsob provedení, označovaný jako "prefa - monolit", používá v oblasti podpory předpřistou prefabrikovanou nízkou hlavicí, ostatní konstrukce se betonuje na místě (obr. 3.5i).

Částečného rozšíření doznaly i tzv. zvedané deskové stropy ("lift - slab"). Deskové stropy s rovným dnem i horním povrchem se vybetonují všechny nad sebou na upravenou základovou desku a pak se zdvíhají speciálním strojním zařízením, které musí zabezpečit rovnoměrné zdvihání celé stropní desky. Po zdvihání do definiční polohy se desky fixují na sloupech (obr. 3.6). Při zdvihání na krátkých dráhách je třeba přemísťovat zdvihací zařízení, při zdvihání na dlouhých dráhách jsou



Obr. 3.5. Montované stropní konstrukce.

Výška průřezu monolitických desek působících v jednom směru má být u stropních konstrukcí nejméně 50 mm, u konstrukcí pro oběmskou a průmyslovou výstavbu nejméně 50 až 80 mm, při přímém pojištění desek nejméně 80 mm. Nejmenší výška průřezu desek křížem vyztužených je 100 mm, hřibových desek 120 mm a bezhřibových desek 160 mm. Výšku průřezu montovaných desek (i jako součástí jiných prefabrikátů, např. T průřezů apod.) se nedoporučuje volit menší než 25 až 30 mm (s ohledem na krytí výtahu). Výšky průřezu desek se doporučuje odstupňovat u desek výšky 30 až 100 mm a 10 mm; u desek výšky 100 až 240 mm a 20 mm a u desek výšky 250 mm a vyšších a 50 mm (podrobněji viz [5] a [6]).

Při návrhu stropních konstrukcí musíme vždy přiblížit jak k mezím stávajícím únosnosti, tak k mezím stávajícím použitelnosti (přetvoření, trhliny). Silové účinky zatížení desek (ohybové a kroutící momenty, posouvající síly, event. normálové síly) a přetvárné účinky zatížení desek (průhyby, šířky trhlin apod.) lze v zásadě vyšetřovat podle jakékoliv metody vyhovující podmínkám rovnováhy a spojitosti přetvoření za předpokladu, že budou splněny podmínky bezpečnosti a použitelnosti konstrukce.

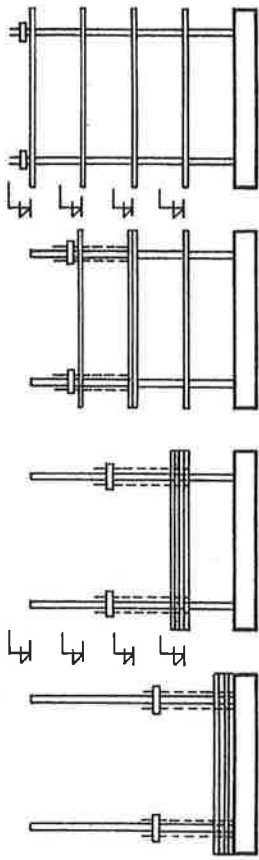
U konstrukcí staticky určitých lze silové účinky zatížení stanovit samozřejmě pouze z vývinek rovnováhy.

U konstrukcí staticky neurčitých lze silové a přetvárné účinky zatížení stanovit s přihlédnutím k posuzovanému mezímu stavu metodami vycházejícími

- z teorie lineární pružnosti s případným uvážením možné redistribuce silových účinků;
 - z teorie fyzikální nelinearity s přihlédnutím k experimentálním poznatkům;
 - z teorie plasticity.
- U předjatých deskových konstrukcí a deskových konstrukcí dynamicky namáhaných se obvykle vychází z předpokladu lineárně pružného chování konstrukce.

Teorie lineární pružnosti se používá není-li dostupné jiné řešení respektující skutečné přetvárné vlastnosti konstrukce, nebo nelze-li použít jiných jednoúčinných metod. Alespoň dílčí řešení touto metodou se doporučuje také pro srovnání a ověření výsledků získaných jinou metodou, zejména tehdy, není-li jistoty o její spolehlivosti. Při vyšetřování se vychází z předpokladu tenké desky. Součinitel příčné tuhosti se zavádí hodnotou $\mu = 0,20$, pokud není s ohledem na vlastnosti materiálu nebo konstrukční uspořádání výstižnější hodnota nižší ($\mu = 0$ po vzniku trhlin). Hodnoty vnitřních sil získané výpočtem podle teorie lineární pružnosti je možno použít bezprostředně k dimenzování výtahu desky (mezí stavu únosnosti). Při ověřování mezí stavů použitelnosti řešení pružné izotropní desky platí však pouze pro stav před vznikem trhlin. Deska s trhlínami je anizotropní, její tuhost závisí na stupni vyztužení v příslušných směrech. Vznikem trhlin se mění rozdělení momentů v desce, je tedy třeba respektovat snížené hodnoty tuhosti. Při výpočtu přetvoření i sířek trhlin desky je rovněž nutné respektovat přetvárné vlastnosti betonu při dlouhodobých účincích zatížení. Přesnějším způsobem lze postupovat tak, že se deska řeší opakovaně pro vyšetřovanou kombinaci provozního zatížení s tím, že se v každé oblasti desky, kde má ohybový moment stejné znaménko, zavade ohybová tuhost po vzniku trhlin (s přihlédnutím ke krátkodobým nebo dlouhodobým účinkům zatížení) stanovená pro největší ohybový moment (v absolutní hodnotě) vyskytující se v této oblasti, s případným respektováním anizotropie. Není-li přesnější řešení dostupné nebo účelné, je třeba provést alespoň přibližný výpočet přetvoření, vycházející např. z vnitřních sil stanovených pro pružnou izotropní desku, při výpočtu přetvoření však respektující vliv trhlin a dlouhodobé účinky zatížení.

sloupy nepříznivě namáhány podélným ohybem.



Obř. 3.6. Zdvíhané stropy na krátkých dráhách (přes jedno, ev. dvě podlaží).

V poslední době začaly se provádět deskové stropy metodou "lift - form". Nejprve se vybudují na celou výšku budovy ocelové sloupy, které musí být prozatímne vyztuženy. V nejvyšším podlaží se vybetonuje do bednění nejvyšší stropní konstrukce (často deska vylehčená kazetkami). Po zatvrdnutí betonu se bednění spustí o patro níže a celý postup se opakuje. Jde tedy o betonování konstrukce shora dolů.

Orientační výšky průřezu stropních desek (tloušťky desek) v závislosti na rozptěti jsou uvedeny v tab. 3.1.

Tab. 3.1. Orientační výšky průřezu železobetonových stropních desek zatížených pohyblivým nahodilým zatížením (stropní desky)

Desky	občejný	o lehký
a) působící v jednom směru		
prostě uložené	1/25 l ₁	1/20 l ₁
spojitě nebo vetknuté konzolové	1/35 l ₁	1/25 l ₁
	1/10 l ₁	1/8 l ₁
b) spojitě nepoddačně podepřené - plného průřezu po obvodě prostě uložené po obvodě pružné nebo dokonale vetknuté	1/35 l ₁	1/28 l ₁
	1/40 l ₁	1/32 l ₁
spojitě nepoddačně podepřené - kazetové po obvodě prostě uložené po obvodě pružné nebo dokonale vetknuté	1/20 l ₁	1/15 l ₁
c) lokálně podepřené bezhřibové desky hřibové desky	1/25 l ₁	1/20 l ₁
	1/33 l ₂	1/27 l ₂
	1/35 l ₂₀	1/27 l ₂₀

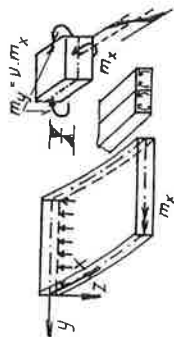
l₁ - menší rozpětí, u konzoly vyložení

l₂ - větší rozpětí

l₂₀ = l₂ - 2c/3, kde c je účinná šířka vříditélné hlavičky.

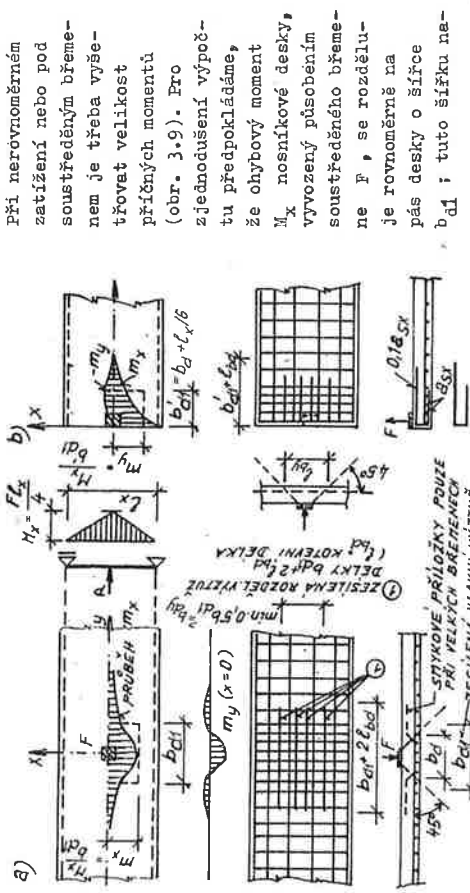
Statické působení a vyztužování

Pokud je deska uložena pouze na rovnooběžných podporách a zatížení desky se rozděluje v celé šířce desky rovnoměrně, přetvoří se jako jednodílné příčné průřezy desky v celé šířce stejnoměrně. S přihlédnutím k tomu lze tyto desky řešit v závislosti na způsobu podepření jako nosník prostý, spojitý, částečně anebo dokonale vetknutý a to obvykle pro šířku $b = 1$ m. Nutno si však uvědomit, že i v těchto deskách vznikají malá namáhání v příčném směru (kolmo k rozpětí). Uvažujeme-li homogenní desku, pak příčným přetvořením její tlakové a tahové oblasti (tj. kolmo na směr rozpětí) vznikají příčné ohybové momenty (obr. 3.7). Tyto momenty jsou však malé



Obr. 3.7. Ohybové momenty m_x a m_y .

uvažovat redistribuci momentů. U spojitých konstrukcí lze podporové momenty, stanovené pro břitové podpory, redukovat do lince podpor při monolitickém spojení desky s podporou, příp. je redukovat s přihlédnutím k šířce podpory při prostém uložení desky na podpoře (záviru apod.). Nebezpečí porušení desek posouvající silou je malé. Pouze u značně namáhaných desek dáváme u podpor spony. Příklady vyztužení desek jsou uvedeny na obr. 3.8. Urychlení a zjednodušení železářských prací lze dosáhnout použitím svařovaných sítí a u desk vyléhcených např. keramickými tvárniciemi použitím svařovaných mřížovin (racionalizace vyztužování).



Obr. 3.9. Deska ($l_y = \infty$) uložena na dvou protilehlých stranách, zatížená břemenem F a) zatížení břemenem uprostřed desky b) zatížení břemenem na volném okraji.

Je-li pro vyšetřovanou konstrukci známa a prověřena velikost možné redistribuce silových účinků, může být k ní přihlédnuto. Redistribuce musí být provedena tak, aby byly zajištěny podmínky rovnováhy celé konstrukce. Pokud není přesnějších údajů, lze např. u stropních desk lokálně podporovaných s obdélníkovými poli, zatížených rovnoměrným svíslým zatížením, upravit hodnoty podporových ohybových momentů stanovené podle teorie lineární pružnosti až o $\pm 20\%$, avšak tak, aby byla zachována rovnováha mezi vnitřními a vnějšími silami a rovnováha momentů ve styčných částech. Při použití redistribuce při návrhu výztuže je nutné vždy posoudit deskovou konstrukci podle mezních stavů použitelnosti.

Teorie fyzikální nelinearity vychází z předpokladu nelineárního vztahu mezi ohybovým momentem a křivostí ohybové čáry a spočívá v určením účinků zatížení, vyhovujícím současně podmínkám rovnováhy a kompatibility. Použití této teorie se doporučuje pouze v mimořádných případech, např. u hromadně vyráběných velmi štíhlých desek, u kterých by bylo nutné stanovit s maximálně možnou výstižností velikost přetvoření.

Teorie plasticity u deskových konstrukcí může být použita pouze při návrhu výztuže v mezním stavu únosnosti. Při řešení je nutné přihlížet k přetvárným možnostem jednotlivých průřezů (rozměry a výztuž v jednotlivých průřezích musí umožňovat přenesení momentů na mezi únosnosti při předpokládaných deformacích průřezů). Vyšetřování deskových konstrukcí může být provedeno buď statickou nebo kinematickou metodou.

Při použití statické metody zvolené rozdělení momentů se nesmí podstatně lišit od průběhu rozdělení momentů. Poměr podporových momentů k jejich hodnotám stanoveným podle teorie lineární pružnosti se má pohybovat v rozmezí cca 0,75 až 1,25.

Při použití kinematické metody poměr podporových momentů k momentům v poli nemá být obvykle menší než 1,0 ani větší než 2,0.

Při použití teorie plasticity u desk v mezních stavech únosnosti je bezpodmínečně nutno vždy kontrolovat mezní stavy použitelnosti, event. upravit výztuž tak, aby jim vyhovovala.

Při návrhu výztuže desk nosných ve dvou směrech je třeba respektovat různé účinné výšky průřezů s přihlédnutím k uložení výztuže ve vrstvách. Ve většině případů klademe výztuž ve dvou vrstvách. Blíže k povrchu se ukládá výztuž ve směru převládajících větších momentů, druhá vrstva výztuže se kladě obvykle ve směru kolmém ke směru výztuže nižší vrstvy. Pouze v některých málo čtenějších případech se ukládá výztuž ve třech vrstvách tak, aby odklon výztuže od směru hlavních momentů nebyl větší než 30° .

3.2. Deskové stropy s nosnou výztuží v jednom směru

V monolitickém provedení navrhujeme železobetonové desky prosté do rozpětí 2,5 až 3 m, spojitě do 4,5 m a spojitě s náběhy až do 6 m. V montovaném provedení používáme nejčastěji desky jako prosté uložené dílce, a to železobetonové do rozpětí cca 6m (vyléhcené) a předem předpjaté až do rozpětí 12m (např. dílce Spirolli).

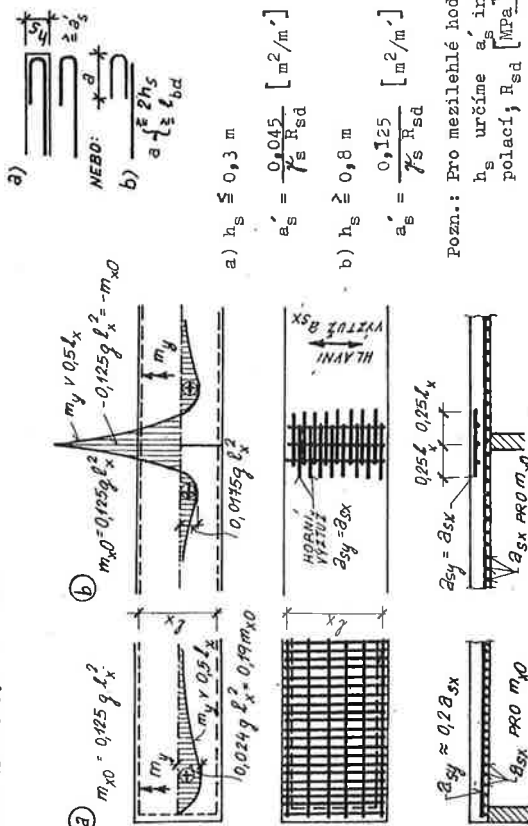
Desky s nosnou výztuží v jednom směru lze vyléhcovat např. keramickými vločkami nebo tvárniciemi z lehkých betonů. V konstrukci pak vznikají vlastně železobetonová žebřírka vzdálená od sebe cca 0,3 m. Vzdálenost žebřírek nesmí být příliš velká, aby bylo zajištěno deskové chování konstrukce. Do žebřírek pak umísťujeme výztuž z příslušné sítě desky. Volba výšky průřezu desky-viz tab. 3.1.

zvýšáme vzdorující šířkou. Její velikost je závislá jednak na rozměsí šířce b_d , jednak na poloze břemene a okrajových podmínkách desky. Deska se tedy vyšetřuje jako nosníková o šířce b_d a ke krytí příčných momentů m_y se stanoví bez přesnějších výpočtů plocha příčné výztuže jistým procentem z plochy hlavní výztuže. ČSN 73 1201-86 zjednodušeně uvádí pro vyšetřování ohybové výztuže v poli

$$b_{d1} = b_d + l_x/3, \text{ nad podporou v místě bližší podpory } b_{d2} = b_d + 2a/3, \text{ pro vyšetřování reakcí a posouvající síly } b_{d2} = b_d + 2/3 a, \text{ kde } a \text{ je vzdálenost břemene od bližší podpory, a požaduje rozdělovací výztuž při taženém povrchu o průřezové ploše nejméně 25\% průřezové plochy hlavní výztuže (vždy na jednotku délky). U velkých osamělých břemen je třeba kontrolovat účinek protlačení (viz odst. 3.5).$$

Rovněž při podepření dlouhých desek ve směru rozpětí je třeba vyšetřovat příčné momenty a vykrytí je výztuží (obr. 3.10).

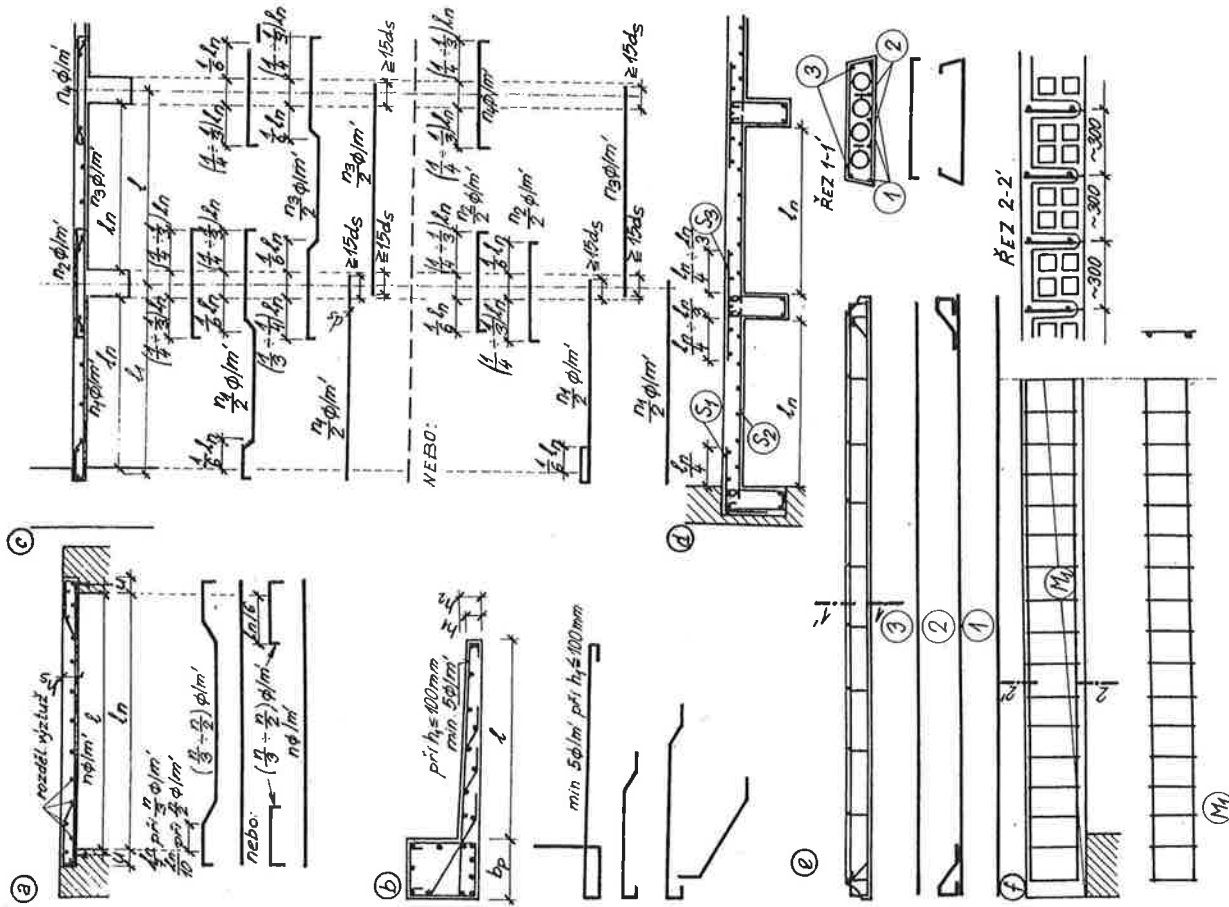
Volné okraje desek se doporučuje vždy vyztužit přídatnou výztuží pro přenesení účinků možných malých okrajových břemen, úšinků teploty a smršťování betonu (obr. 3.11). Desky je třeba kontrolovat i s přihlídnutím k mezním stavům použitelnosti (průhyby, trhliny).



Obr. 3.10. Průběh příčných momentů při rovnoměrném zatížení dlouhých desek podepřených ve směru rozpětí.

Přednosti
 Obedná plocha je minimální a činní $1m^2/m^2$ půdorysu. Bednění je jednoduché, možno použít standardních bednicích dílců. Výztuž je jednoduchá, výhodné je použití svařovaných sítí. Konstrukční výška stropu je malá; strop má rovný podhled.

Nedostatky
 Při větších rozpětích se nepřiznivě projeví větší spotřeba betonu i výztuže, neboť při poměrně malé tloušťce desky vychází rameno vnitřních sál malé.



Obr. 3.8. Příklad vyztužování desek působících v jednom směru
 a) prostá deska, b) konzolová deska, c) spojitá deska, d) spojitá deska - síť, e) železobetonový dílec, f) vylehčená žebírková deska.

3.3. Trámové stropy

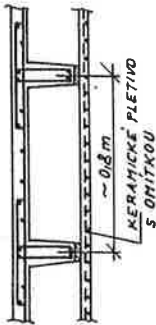
Trámový strop má obvykle následující konstrukční části:

- Deska, která přenáší zatížení na trámy.
- Trám, který přenáší zatížení od stropní desky a přenáší je na podpory (nosné stěny, průvlaky). Trámy ve stropěch pro menší zatížení se označují též jako stropní žebra.
- Průvlak je zatížený stropními trámy a přenáší toto zatížení dále obvykle na sloupy. Průvlaky se vyskytují u konstrukcí s nosnou železobetonovou kosterou (skeletové konstrukce).

Stropy s viditelnými trámy mají trámy uspořádány v osových vzdálenostech 1,5 až 3 m. Osová vzdálenost trámů a jejich půdorysné rozvržení závisí zejména na:

- Velikosti užitného zatížení - při větším užitném zatížení bývá účelné volit vzdálenost trámů menší.
- Rozložení nahodilého dlouhodobého zatížení - v občanských stavbách těžké přič-ky (s vlastní tíhou větší než $4,0 \text{ kN/m}^2$) mají být podporovány přímo trámy; v průmyslových stavbách je mnohdy třeba připravit půdorysné rozvržení trámů v technologickému zařízení; těžší stroje mají být podporovány přímo trámy.
- S ohledem na podporující průvlak není výhodné působit-li trám jako osamělé pře-meno uprostřed rozpětí průvlaku; proto tyto trámy mají být rozmístěny tak, aby pole průvlaku bylo trámy rozděleno na lichý počet dílů, zpravidla tři nebo pět.

Trámové stropy s rovným podhledem (obr. 3.12) mívají vzdálenost trámů do 1 m (s ohledem na možnost připevnění podhledu), jejich provádění je však v současné době vzácné. Výška průřezu stropních desek je uvedena v odst. 3.1. Stropní trámy mívají výšku rovnoměrně asi $1/15$ až $1/10$ rozpětí, které zpravidla bývá 5 až 7,5 m. Stropní průvlaky mívají výšku $1/12$ až $1/8$ rozpětí, které bývá 5 až 7 m. Od náběhů trámů a průvlaků, dříve



Obr. 3.12. Trámový strop s rovným podhledem.

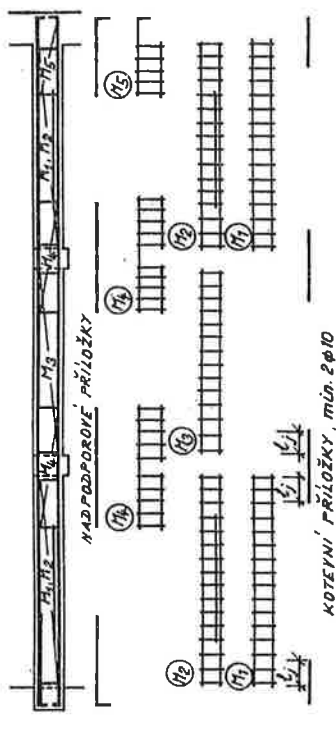
jednak z dodatečně předpjatého betonu. Předpjaté TT panely se používají při menších nahodilých zatíženích až do rozpětí 18 m.

Statické působení a vyztužování

Deska se vyšetřuje jako deska působící v jednom směru (kolmo k trámům); bývá obvykle spojitá (pružně vetknutá do trámů).

Trámy působí jako nosníky prosté nebo spojitě o několika polích. Obvyklou výztuž trámy navrhujeme podle průběhu max. a min. momentů, obvykle s příkladem k redistribuci momentů a k redukci podporových momentů vzhledem ke skutečným poměrům v úložných částech. Jsou-li trámy v monolitickém spojení s deskou, průřezy v polích se dimenzují jako T průřezy (se spolupůsobící deskou). Smykovou výztuž navrhujeme s příkladem k posouvajícím silám stanoveným pro plně (stálé a nahodilé) zatížení konstrukce. Výhodné je vyztužení trámů svařovými mřížovinami (obr. 3.13).

U průvlaků, které podporují trámy, je nutné pamatovat na křížení výztuže s průvlakem (obr. 3.14) a na výztuž proti vytržení silně zatížených trámů (závojeně



Obr. 3.13. Příklad vyztužení spojitého trámu svařovanými mřížovinami.

tříminky u trámů, popř. přidavné ohyby (viz [6]).

Trámy je třeba kontrolovat též s přihlédnutím k mezím stavům použitelnosti (přetvoření, trhliny).

Obr. 3.14. Křížení výztuže trámu s průvlakem.

Přednosti

Při rozpětí přes 4,5 m vykazují trámové stropy ze všech druhů stropních konstrukcí nejmenší spotřebu betonu a oceli. V trámech přenášených zatížení na větší rozpětí se příznivě projevuje větší rameno vnitřních sil, proto zde vychází výztuž poměrně malá. Ke snížení spotřeby výztuže přispívá i poměrně malá vlastní tíha konstrukce.

Nedostatky

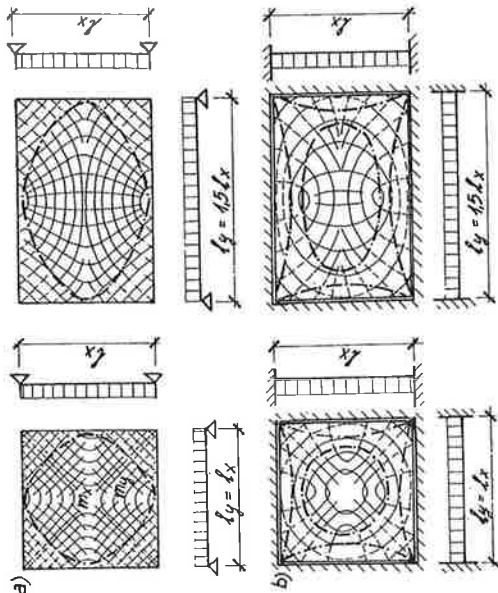
Rozčleněním stropní konstrukce na desku a trám roste u monolitických konstrukcí oběhová plocha, která je asi $1,5$ až 2 m^2 na 1 m^2 půdorysu v závislosti na vzdálenosti a výšce trámů; bednění je složitější a obtížnější se sestavuje ze standardních bednicích dílců. Tyto starosti odpadají u pref. TT panelů apod. Konstrukční výška stropu je největší ze všech druhů stropních konstrukcí.

3.4. Křížem vyztužené stropní desky

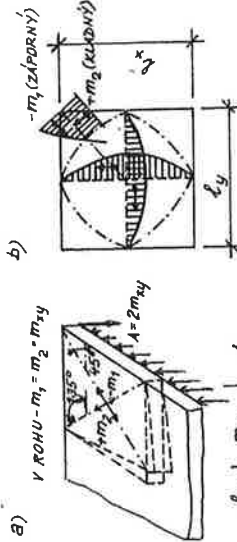
Desky čtvercového nebo obdélníkového půdorysu (kde delší strana je nejvýše dvakrát tak dlouhá než strana kratší) podepřené nosnými zdmi nebo tuhými průvlaky spojitě nejméně na polovinu obvodu, se prohýbají pod zatížením ve směru obou rozpětí a v souladu s tím se i v obou směrech vyztužují. Tyto desky se obvykle vytvářejí buď jako desky o jednom deskovém poli, nebo častěji jako desky o více deskových polích, které jsou v jednom nebo obou směrech spojitě. Křížem vyztužené stropní desky plněného průřezu jsou vhodné pro užitná zatížení asi do 15 kN/m^2 a pro desky o rozpětích cca 6 až 7 m. Vylehčené desky se používají při větších užitných zatíženích než u větších rozpětích (např. střechní kazetové konstrukce až do rozpětí 12 m).

Z hlediska hospodárnosti stropních konstrukcí z křížem vyztužených desek je vhodné, aby poměr delší strany pole ke kratší straně nebyl větší než $1,5:1$ a u de-

(např. [7], [9] apod.).



— +m TRAJEKTORIE HLAVNÍCH MOMENTŮ (TAH PŘI STŘEDNÍM ROZPĚTÍ)
 --- m TRAJEKTORIE ZÁPORNÝCH HLAVNÍCH MOMENTŮ (TAH PŘI HORNÍM ROZPĚTÍ)
 - - - - ROZHRANÍ ZMĚNY ZNAMENEK HLAVNÍCH MOMENTŮ



ξ_y	$\frac{m_{xy}}{q l^2}$	$\frac{1}{q l^2}$
1	0,0463	0,0926
2	0,0562	0,1124

Řešení křížem vyztužených desek podle teorie lineární pružnosti je dosti složité. Pokud nepoužijeme při návrhu přímo tabelizovaných výsledků, řeší se tyto konstrukce v praxi zjednodušeně mětođou náhradních nosníků. Deska se nahradí dvěma soustavami nosníků o sířce $b = 1$ m, o rozpětích l_x a l_y rovných stranám desky; nosníky mají stejné poděpení jako původní deska. Uvažujeme-li např. rovnoměrné zatížení q , rozdělí se toto zatížení na obě soustavy nosníků (obr. 3.16).

Velikost dílčích zatížení q_x a q_y stanovíme z podmínky, že nosníky křížující se uprostřed rozpětí mají ve středu rozpětí stejný průhyb. Musí tedy platit

$$q_x + q_y = q \quad (3.5)$$

sek spojitých aby konstrukce probíhala spojitě v obou směrech alespoň přes tři pole.

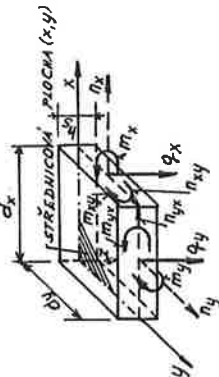
Statické působení a vyztužování

U desek působících ve dvou směrech vznikají účinkem zatížení vnitřní síly a to:

ohybové momenty m_x, m_y , kroužící momenty $m_{xy} = m_{yx}$ a posouvající síly

$q_x = q_y$ (obr. 3.15). Vzhledem k malým průhybům desek se obvykle zanedbávají síly působící ve střednicové rovině

n_x, n_y, n_{xy}, n_{yx} , (na obr. 3.15 jsou vyznačeny čárkovaně).



Obr. 3.15. Vnitřní síly v deskové konstrukci.

Při řešení izotropních tenkých desek v teorii lineární pružnosti se vychází ze známé ohybové rovnice desky vyjadřující vztah mezi vnějším zatížením q a v a průhybem desky $w(x, y)$

$$\frac{q}{D} = \Delta^2 w = \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \quad (3.1)$$

kde $D = E h^3 / 12 (1 - \nu^2)$ je ohybová tuhost desky,

ν je součinitel příčného roztážení.

Známe-li $w(x, y)$, stanovíme např. momenty ze vztahů

$$m_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad m_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right);$$

$$m_{xy} = -D (1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (3.2)$$

Hlavní momenty a jejich směr obdržíme pak ze vztahů teorie pružnosti

$$m_{1,2} = \frac{m_x + m_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + (m_{xy})^2} \quad (3.3)$$

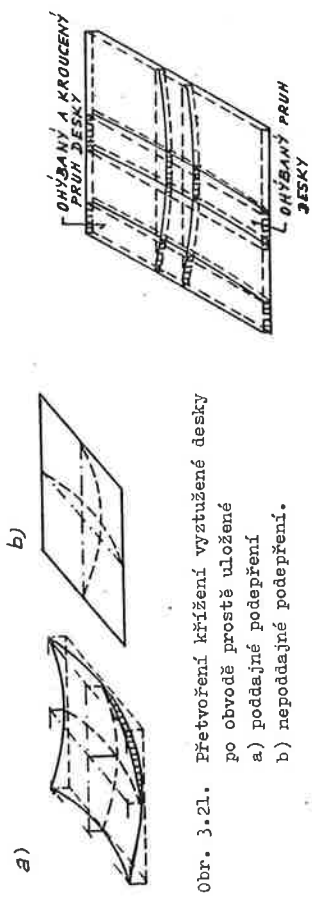
$$\alpha_{1,2} \approx \frac{2 m_{xy}}{m_x - m_y}; \quad \alpha_1 = \alpha_2 + \frac{\pi}{2} \quad (3.4)$$

Vyšetřujeme-li za těchto předpokladů např. obdélníkovou desku prostě podepřenou po celém obvodu a rovnoměrně zatíženou, obdržíme trajektorie hlavních napětí znázorněná na obr. 3.16. Z obrázku je zřejmé, že hlavní momenty mění v desce směr, ve středu desky mají směr os, ale v rohu desky směr úhlopříčky (obr. 3.16 a 3.17). Ze statického hlediska by bylo nejhodnější ukládat výtzuž přímo ve směrech hlavních momentů; z hlediska jednoúčelého provedení ukládáme však obvykle výtzuž ve dvou navzájem kolmých směrech. Odklon směru výtzuže od směru hlavních momentů musí být respektován při dimenzování výtzuže. Nadzvedávání rohů desky musíme zabránit příslušným zatížením nebo zakotvením rohů. Jestliže tato podmínka není splněna a rohy se nadzvednou, ztratí se výhodné statické působení a momenty ve středu desky se zvětší.

Při ověřování mezních stavů použitelnosti je třeba respektovat vliv dlouhodobého zatížení, při výpočtu přetvoření samozřejmě i vliv trhlin.

Výsledky řešení deskových polí vycházející z rovnice (3.1) a přibližující k příslušným okrajovým podmínkám jsou tabelizovány a uveřejněny v různých příručkách

Při uvedené způsobu výpočtu předpokládáme, že všechny pruhy desky šířky l m ležící ve směru l_x se deformují stejně, podobně je tomu i s deformacemi pruhů ležících ve směru l_y ; deska se tedy deformuje tak, jak je to vyznačeno na obr. 3.21a. Tento způsob deformace je možný jen za předpokladu, že rohy desky se mohou nadzvedávat, příp., že prvky podporující desku po obvodu, by byly poddajné a přízpu- sobily by se deformaci desky (deska poddajně podepřená). Uvažujeme-li, že však deska bývá obvykle zavázána nebo monoliticky spojena s tuhými trámy (trámy, jejichž výška je rovna alespoň trojnásobku výšky desky), zaujme deska po přetvoření tvar znázor- něný na obr. 3.21b. Jednotlivé myšlené nosníky obou soustav se při přetváření ne- vzájem ovlivňují. Na styčných plochách sousedních nosníků vznikají kromě svisle pů- sobících tangenciálních napětí (vedoucích na posouvající sílu) ještě vodorovně pů- sobící tangenciální napětí, jejichž výslednicí jsou kroučící deskové momenty. Při deformaci nosníků dochází tedy i k nakroucení jejich příčných průřezů (obr. 3.22).



Obr. 3.21. Přetvoření křížení vyztužené desky po obvodě prostě uložené desky
a) poddajné podepření
b) nepoddajné podepření.

Obr. 3.22. Ohýbané a kroucené pruhy desky.

Působením kroučících momentů se stav napjatosti desky podstatně změní. V ro- zích desky se zatížení přenesá do podpor přes roh kolmo na směr úhlopříček. V dů- sledku toho pruhy desky ve směru diagonály se neprohýbá volně v celé délce, ale je v rozích desky podporován pruhy, vynášejícími zatížení přes roh. V souvislosti s tím mění hlavní ohybový moment m_1 v rohu desky znaménko na záporné (obr. 3.17b). Rovněž rozdělení podporových tlaků po obvodě desky se mění. Místo rovnoměrného roz- dělení, které by platilo při poddajném podepření, rozšlují se podporové tlaky po- děl stran přibližně podle paraboly, takže podporové tlaky dosahují maximální inten- zity uprostřed délký stran (obr. 3.17a).

Vlivem kroučících momentů se zmenšují hodnoty kladných momentů v poli a to na hodnoty, které lze u křížem vyztužené desky zatížené v celém rozsahu rovnoměrným zatížením určit ze vzorců:

$$m_x = m_x \left[1 - \frac{5}{8} \left(\frac{l_x}{l_y} \right)^2 \frac{m_x'}{m_{0x}} \right], \quad (3.10)$$

$$m_y = m_y \left[1 - \frac{5}{8} \left(\frac{l_y}{l_x} \right)^2 \frac{m_y'}{m_{0y}} \right],$$

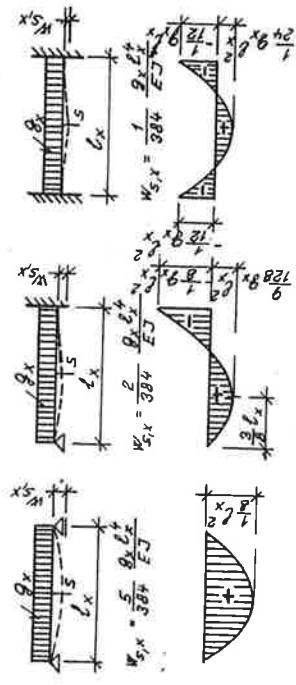
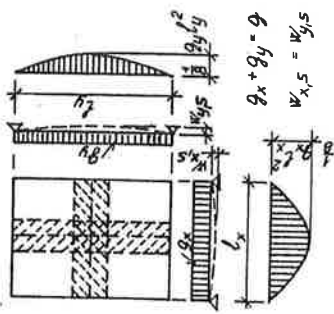
kde m_x' , m_y' jsou momenty desky křížem vyztužené stěnované bez zřetele k účinkům kroucení, ale s přihlédnutím ke způsobu podepření;
 $m_{0x} = \epsilon \cdot l_x^2 / 8$; $m_{0y} = \epsilon \cdot l_y^2 / 8$, tj. momenty prostě uložené desky s nosnou výztuží v jednom směru.

$$w_{s,y} = w_{s,y} \quad (3.6)$$

Při určování průhybů (např. obr. 3.19) před- pokládáme u náhradních nosníků v obou směrech stejné momenty setrvačnosti.

Známe-li dílčí zatížení ϵ_x , ϵ_y , určíme momen- ty pro obě dílčí soustavy nosníků (např. obr. 3.19).

Obr. 3.18. Metoda náhradních nosníků.



Obr. 3.19. Ohybové momenty a průhyby za různého uložení desek.

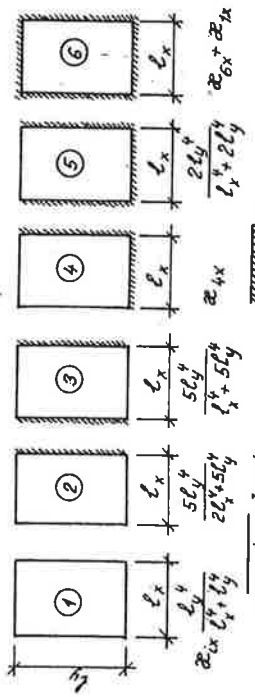
Na základě uvedeného lze pro šest možných způsobů uložení desky o jednom poli (obr. 3.20) při zatížení rovnoměrným zatížením g určit:

$$\epsilon_x = \epsilon_{ix} \cdot \epsilon; \quad \epsilon_y = (1 - \epsilon_{ix}) \cdot \epsilon; \quad (3.7)$$

$$m_x' = \alpha'_{ix} \epsilon_x l_x^2; \quad m_y' = \alpha'_{iy} \epsilon_y l_y^2; \quad (3.8)$$

$$m_{xp} = \beta'_{ix} \epsilon_x l_x^2; \quad m_{yp} = \beta'_{iy} \epsilon_y l_y^2; \quad (3.9)$$

kde hodnoty součinitelů α'_{ix} , α'_{iy} , β'_{ix} , β'_{iy} závisí na způsobu ulo- žení desky (viz obr. 3.19 a 3.20).



Obr. 3.20. Různé způsoby uložení obašlínkové desky o jednom poli.

Jinak lze hodnoty zmenšených kladných momentů m_x , m_y desky křížem vyztužené, stejně uložené po celém obvodě, stanovit přibližně podle vztahů:

- a) u desky prostě podepřené $m = m'(1 - \alpha)$,
 - b) u desky po obvodě částečně vetknuté $m = m'(1 - 2\alpha/3)$,
 - c) u desky po obvodě dokonale vetknuté $m = m'(1 - \alpha/3)$,
- kde $\alpha = 5 l_x^2 \cdot l_y^2 / \sqrt{l_x^4 + l_y^4}$ ($l_x^4 + l_y^4$).

Hodnoty záporných podporových momentů se nezmenšují a zůstávají v platnosti tak, jak byly stanoveny pro náhradní nosníky. Dále si povšimneme průběhu momentů a způsobů vyztužování těchto desek.

1. U obdélníkové rovnoměrně zatížené desky, po obvodě prostě uložené tak, že podpory se neprohýbají (deska se v rozích nezvedá), je možno nahradit skutečnou rávu rozdělení momentů m_x po délce řezu I - I a čáru rozdělení momentů m_y po délce řezu II - II lichoběžníky podle obr. 3.23a. V souladu s tímto průběhem momentů můžeme zmenšit na 50% výtuz u uloženu v dolního povrchu v okrajových pruzích desky o šířce rovné čtvrtině menšího rozpětí (obr. 3.23b). Zmenšení výtuz v okrajovém pruhu lze provést tím, že zde umístíme vložky stejného profilu jako ve středním pruhu ale ve dvojnásobných vzdálenostech (vzdálenost vložek však nemí překročit normou stanovené maximální vzdálenosti), anebo tím, že vzdálenosti mezi vložkami ponecháme stejné, ale použijeme vložek přiměřeně tenčích. Zvláštní uspořádání výtuz je však nutné u prostě uložených rohů desky. S přihlédnutím k hlavním momentům je třeba vyztužit rohy desky jedním ze dvou způsobů naznačených na obr. 3.23b. Výtuz v rohu desky se volí podle silnější z obou výtuzí v poli. Z prováděcích důvodů se často místo diagonálního uspořádání dává přednost doplňující výtuzí uložené rovnooběžně se stranami desky.

2. U obdélníkové rovnoměrně zatížené desky, po obvodě vetknuté, jsou zjednodušené průběhy momentů i způsoby vyztužování naznačeny na obr. 3.24.

Jsou-li v desce malé otvory, jejichž větší rozměr se rovná maximálně čtyřnásobkou tloušťky desky, nemusíme je ve statickém výpočtu respektovat; výtuz přerušenu otvorem nahradíme stejnou výtuzí uloženu u okrajů otvoru.

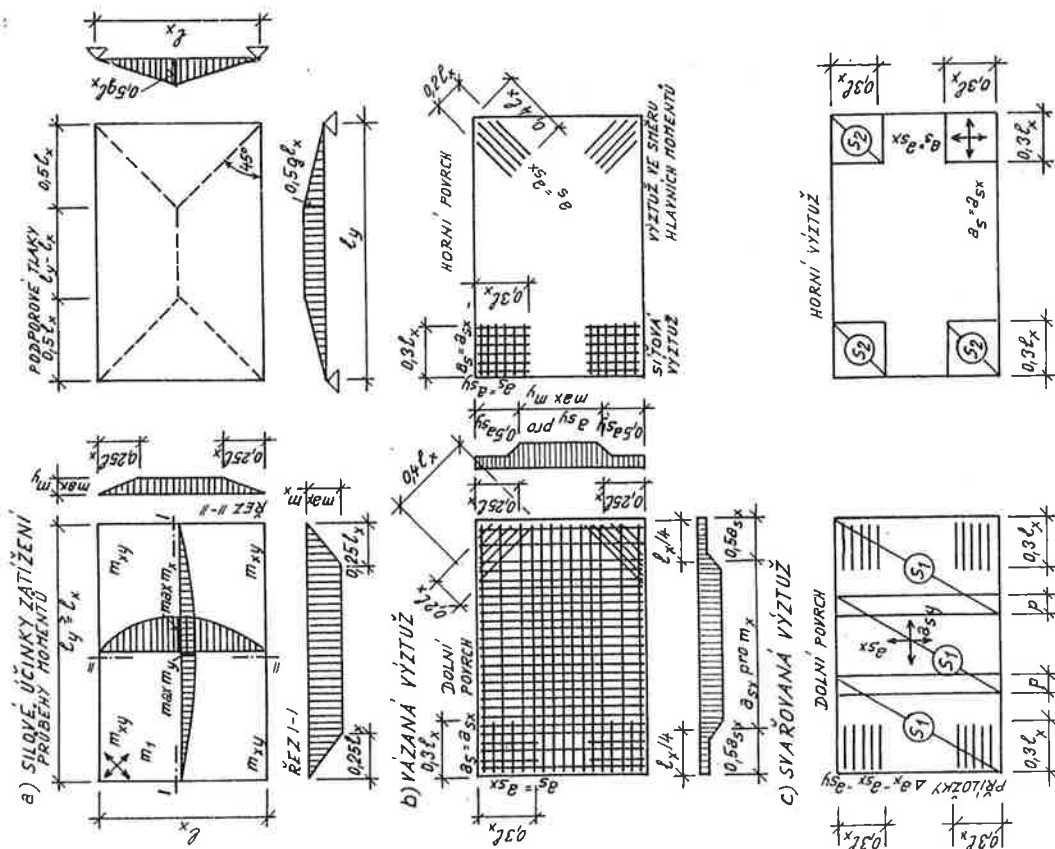
3. Spojitě křížem vyztužené desky zatížené rovnoměrným stálým a nahodilým zatížením se stejnými následnými rozpětími (event. pokud se rozpětí neliší více než o 20% většího rozpětí), lze vyšetřovat takto:

a) Kladné momenty v polích

Aby se dosáhlo maximálních kladných momentů v polích, je třeba nahodilé zatížení uspořádat šachovnicovitě. Abychom mohli použít tabelizovaných součinitelů pro výpočet dílčích zatížení a příslušných momentů jednotlivých deskových polí, rozdělíme stálé zatížení g a nahodilé zatížení do dvou částí (obr. 2.25):

- průběžné zatížení $q' = g + 0,5 v$,
- antimetrické zatížení $q'' = \pm 0,5 v$.

S přihlédnutím k tomu, že při stejných následných napětích a stejném rovnoměrném zatížení q' budou tečny průhybové čáry nad vnitřními podporami přibližně vodorovné (obr. 2.25c), můžeme hodnoty kladných momentů v polích určit za použití tabulek, vypracovaných pro jedno deskové pole, přičemž se podepření na vnějším obvodu celého stropu obvykle pokládá za prostě uložení (pokud není stropní konstrukce monoliticky spojena s masivními obvodovými trámy tak, aby zde bylo možné předpokládat vetknutí), kdežto podepření na ostatních vnitřních podporách se považuje za vetknutí (vodorovné tečny ohybové čáry). Pro zatížení q'' se určí hodnoty kladných

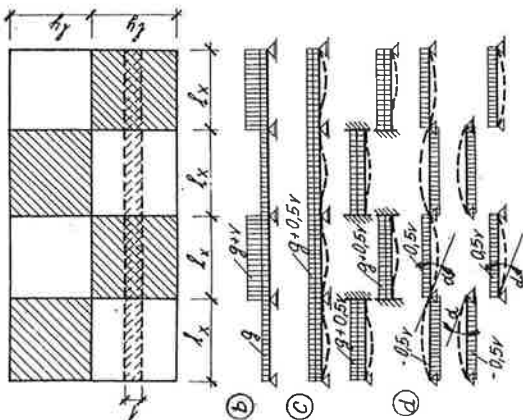


Obr. 3.23. Uspořádání výtuz u obdélníkové desky po obvodě prostě uložené,

rovnoměrně zatížené; $l_x \approx l_y$:

- a) silové účinky zatížení
- b) vázaná výtuz
- c) svarovaná výtuz.

momentů v polích jako pro deskové pole po obvodě prostě uložené, neboť působí-li zatížení q v polích o stejných následných rozpětích střídavě směrem nahoru a dolů, deformují se jednotlivá pole spojitě konstrukce jako pole prostých nosníků (obr. 3.25d). Výsledné hodnoty kladných momentů v poli se potom určí součtem dílčích hodnot určených pro zatížení q a q' .



b) Záporné podporové momenty

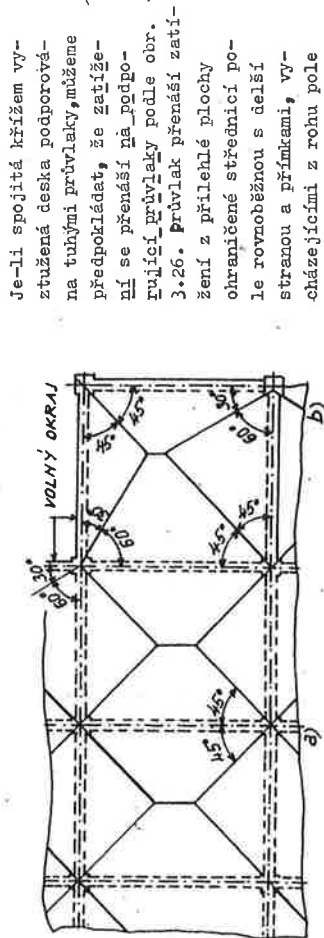
Tyto momenty se počítají za předpokladu, že stropní konstrukce je v celém rozsahu plně zatížena celkovým zatížením $\xi + \nu$. Nejprve se stanoví dílčí zatížení $\xi_x + \nu_x$ a $\xi_y + \nu_y$ za použití tabulek pro jednotlivá desková pole při uvažování takového způsobu podepření pole, jak bylo popsáno při řešení účinků q' . Záporné podporové momenty stanovíme z dílčích zatížení $\xi_x + \nu_x$ a $\xi_y + \nu_y$ za pomoci součinitele β , jehož hodnotu uvažujeme

- pro vnitřní podpory desky o dvou polích $\beta = -\frac{1}{8}$,

- pro první vnitřní podpory desky o třech a více polích $\beta = -\frac{1}{10}$,

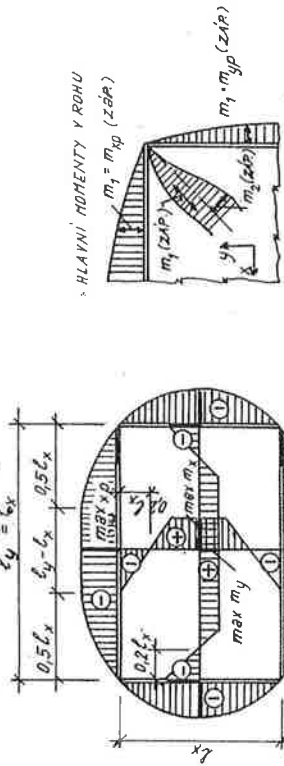
- pro ostatní vnitřní podpory desky o čtyřech a více polích $\beta = -\frac{1}{12}$.

Pokud se dílčí zatížení v následných sousedních polích různí, zavede se při výpočtu podporového momentu průměrná hodnota těchto zatížení v sousedních polích, liší-li se rozpětí sousedních polí (max. o 20%), zavede se jejich průměr.



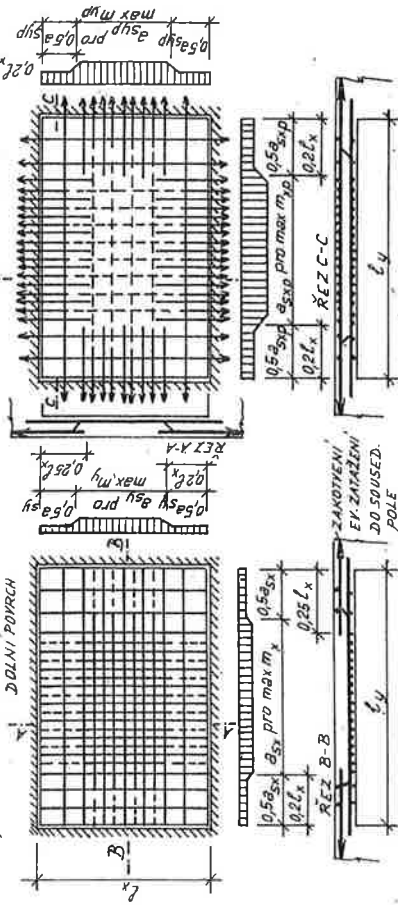
Obr. 3.26. Zatěžovací plochy pro výpočet zatížení podporujících průvlaků.

a) MOMENTY (ZJEDNODUŠENÝ PRŮBĚH)

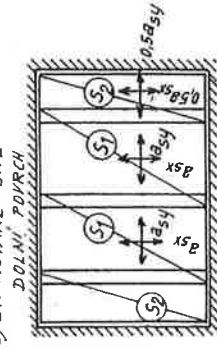


HLAVNÍ MOMENTY V ROHU

b) VÁZANÁ VÝZTUŽ



c) SVAZOVANÉ SÍŤE



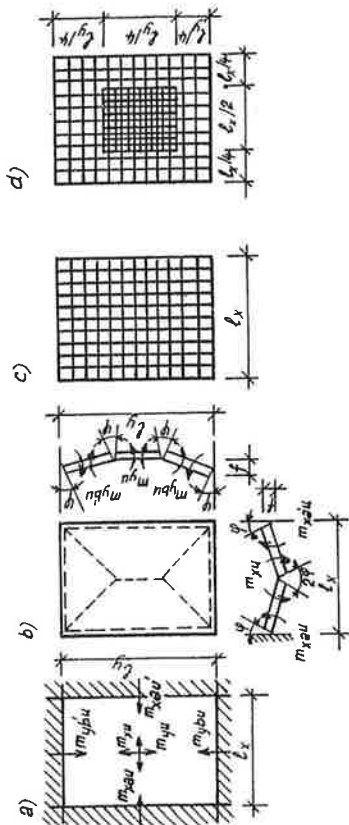
Obr. 3.24. Uspořádání výztuže u obdélníkové desky po obvodě vetknuté, rovnoměrně zatížené; $l_x \leq l_y$:
a) momenty (zjednodušený průběh)
b) vázaná výztuž
c) svazované síťe.

nepřiblížíme ke zmenšení momentů v polích v důsledku působících kroutících momentů. Je-li spojitá křížem vyztužená deska podporována průvlakly, můžeme předpokládat, že podporující prvky jsou zatíženy reakcí náhradních spojitých nosníků. Ve vnitřních deskových polích volíme uspořádání výtuzů ve smyslu obr. 3.24, výtuzů nad podporami přetahujeme do sousedních polí v závislosti na průběhu ohybových momentů náhradních nosníků. V okrajových deskových polích je třeba uspořádat výtuzů v rozích u volně uložených okrajů podle obr. 3.23 a 3.27.

V teorii plasticity předpokládáme, že křížem vyztužená deska se v mezním stavu rozdělí na jednotlivé tuhé části, spojené v lomových čarách plastickými klouby. Hodnota výpočtového momentu m_u , působícího v plastickém kloubu, vztažená na jednotku délky (na 1 m), závisí na ploše tahové výtuzě desky a_{st} (na 1 m) a určí se ze vztahu

$$m_u = \sigma_u a_{st} \rho_s P_{sd} z$$

V dalším uvažujeme obdélníkové deskové pole upnuté po celém obvodu. Označme výpočtové momenty v polích m_{xu} a m_{yu} a v podporách m_{xau} a m_{yau} a m_{ybu} a m_{ybu} (obr. 3.29).



Obr. 3.29. Obdélníková deska upnutá po obvodu - lomové čáry.

Podle teorie mezní rovnováhy virtuální práce sil vnějších (zatížení) musí se rovnat virtuální práci sil vnitřních (momentů). Pro desku uvedenou na obr. 3.29 musí platit:

a) při rovnoměrném rozložení výtuzů při spodním povrchu (obr. 3.29c)

$$\frac{(\xi_d + v_d) \cdot f \cdot l_x \cdot (3 l_y - l_x)}{6} = (2 \varphi_{m_{xu}} + \varphi_{m_{xau}} + \varphi_{m'_{xau}}) l_y + (2 \varphi_{m_{yu}} + \varphi_{m_{ybu}} + \varphi_{m'_{ybu}}) l_x$$

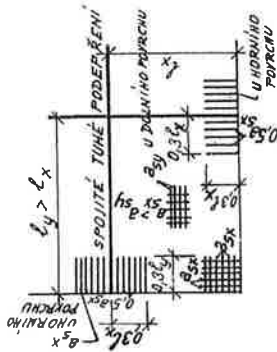
Dosadíme-li $\varphi = \tau \xi \varphi = 2 f / l_x$ obdržíme

$$\frac{(\xi_d + v_d) \cdot l_x^2 \cdot (3 l_y - l_x)}{12} = (2 m_{xu} + m_{xau} + m'_{xau}) l_y + (2 m_{yu} + m_{ybu} + m'_{ybu}) l_x \quad (3.11)$$

b) při zeslabení výtuzů při spodním povrchu na polovinu u podpor v pásech šířky $l_y/4$ (viz obr. 3.29d)

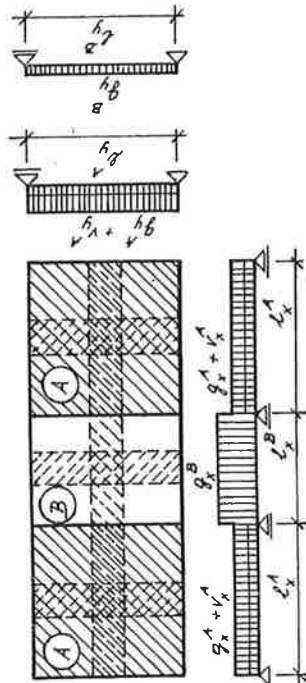
pod úhlem 45° , je-li deska po obvodě podporována stejným způsobem (obr. 3.26a); je-li však pole desky po jednotlivých stranách podporováno různě, je správnější půdorys pole, kde se střikají dvě strany různě podépně, rozdělit dělicí přímkou vedoucí pod úhlem 60° vzhledem k vektorně nebo spojitě straně (obr. 3.26b).

Vnitřní pole výtuzíme ve smyslu obr. 3.24, výtuzů nad podporem přetahujeme do sousedních polí oca $1/4$ až $1/3$ světlosti pole. V okrajových polích nesmáme zapomenout na výtuzů v rozích u volně uložených okrajů (obr. 3.23). Stýká-li se v rohu pole volně uložený okraj s okrajem vetknutým nebo spojitým, je třeba v tomto rohu přidat horní výtuzů rovnoměrnou s vetknutým nebo spojitým okrajem, jejíž průřezová plocha je rovna polovině průřezové plochy větší výtuzě v poli (obr. 3.27).



Obr. 3.27. Přídatná výtuzů v rozích okrajových polí spojitých křížem vyztužených desek.

4. Spojitě křížem vyztužené desky zatížené rovnoměrným stálým a nahodilým zatížením s neseštinými následnými rozpětími. Liší-li se rozpětí následných polí více než o 20% delšího pole, lze použít metody náhradních nosníků (obr. 3.28). Obtížnost řešení však spočívá ve výjádření průběhů střed polí spojitých nosníků zatížených příslušnými dílčími stálými zatíženími ξ_x a ξ_y a event. šachovnicovitými nahodilými zatíženími v_x a v_y , abychom mohli napsat podmíněčné rovnice, ze kterých stanovíme velikosti těchto dílčích zatížení. Přibližné hodnoty dílčích zatížení můžeme stanovit s použitím tabulek pro jednotlivá desková pole, přičemž uložení deskových polí po obvodě stanovíme stejně jako při stanovování účinku zatížení q u desek se stejnými následnými rozpětími (tj. spojitost = vetknutí).



Obr. 3.28. Metoda náhradních nosníků - uspořádání zatížení pro výpočet max. M v poli A.

Známe-li dílčí zatížení, vyšetříme ohybové momenty v obou směrech desky jako na spojitých nosnících při nejnepříznivějším uspořádání zatížení z hlediska vyšetřovaných momentů (vystřídání nahodilých zatížení pro výpočet momentů v polích, plně nahodilých zatížení pro výpočet podporových momentů). S ohledem na přibližnost řešení

$$\frac{(\epsilon_d + \nu_d) \cdot l_x^2 \cdot (3 l_y - l_x)}{12} = (2 m_{xu} + m_{xau} + m_{xbu}) l_y + (\frac{3}{2} m_{yu} - \frac{1}{2} m_{xu} + m_{yau} + m_{ybu}) l_x \quad (3-12)$$

V rovnicích se vyskytuje 6 neznámých momentů.

Zavedeme-li poměry momentů v mezích doporučených v tab. 3.2 a volíme-li poměry mezi podporovými momenty a momenty v poli, jak je dále doporučeno, obdržíme rovnici pro moment m_{xu} . Na základě zvolených poměrů pak určíme i ostatní momenty.

Tab. 3.2. Doporučený poměr m_{yu}/m_{xu} pro desky po obvodě nepodájně podepřené

l_2/l_1	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
m_{yu}/m_{xu}	od	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,45	0,4	0,35	0,20
	do	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15

U oboustranně vetknutých desek je optimální poměr mezi momentem nad podporou a momentem v poli kolem 2,0. Změna tohoto poměru v poměrně širokém rozmezí má za následek pouze malou změnu spotřeby oceli. Nedoporučuje se volit tento poměr menší než 1,7 a ne větší než 2,5.

Optimální poměr mezi momenty m_{xu} a m_{yu} je větší než odpovídá teorii pružnosti. Optimální mezní momenty v delším směru jsou velmi malé, a je obvykle nutno se zřetelem na určité minimální vyztužení desky volit hodnoty větší než optimální. V delším směru je tedy na místě volit co nejmenší moment. Pro určení dolní meze vyztuže v delším směru je rozhodující úvaha, aby vyztuž stačila udržet spojitost průhybových čar ve stadiu zlomu.

Podobně lze postupovat i při jiných způsobech podepření. U jednostranně vetknuté desky volíme pak optimální poměr mezi momentem ve vetknutí a v poli hodnotou 1,7 až 1,8. Rovněž je zde spotřeba oceli ke změně tohoto poměru poměrně necitlivá. Obrázce lomových čar při jiných způsobech podepření jsou uvedeny v četné literatuře (např. [8]).

Přetvoření desek

V případech, kdy je nutno posoudit přetvoření desky (viz ČSN 73 1201-86) lze postupovat tímto přibližným způsobem:

- a) stanoví se rozdělení momentů od provozního zatížení za předpokladu, že jde o desku s podepřeným obvodem, a to podle teorie pružnosti;
- b) stanoví se ohybové tuhosti pro oba směry (s přihlídnutím k oslabení tržlinami);
- c) stanoví se průhyb v obou směrech tak, jako by šlo o dvě samostatně působící desky;
- d) posuzuje se větší ze zjištěných průhybů.

Průhyb se dá vypočítat přesněji postupem uvedeným v ČSN 73 1201-86, popsaný způsob však pro běžné hodnocení vyhoví, neboť je na bezpečné straně, tj. dává o něco větší průhyby než přesná řešení.

Výpočtový průhyb porovnáváme s mezními průhyby stanovenými v ČSN 73 1201-86. I když v normě uvedené mezní hodnoty jsou vztaheny na nosníky, platí - se zřetelem k popsaným vlastnostem - i pro desky s podepřeným obvodem. Při stanovení hodnoty mezního přetvoření se uvažuje vždy kratší z obou rozpětí (viz ČSN 73 1201-86).

Tržliny v deskách

U železobetonových desek s podepřeným obvodem posuzujeme šířku tržlin způsobem stejným jako u nosníkůvých desek. V běžných případech deska, která vyhovuje co do průhybu, obvykle vyhovuje i co do šířky tržlin. Pokud posuzujeme šířku tržlin, stanovíme rozdělení momentů jako při posouzení přetvoření a vypočteme šířku tržlin v kritických průřezech (zpravidla stačí posoudit jeden průřez).

Přednosti

V porovnání s deskami s nosnou vyztuží v jednom směru vykazují křížem vyztužené desky některé statické přednosti:

- pevnost betonu je lépe využita je-li beton namáhán tlakem od ohybu současně ve dvou směrech k sobě kolmých,
- oba systémy nosné vyztuže jsou s to si navzájem pomáhat,
- zatížení se nepřepíná do podporujících prvků pouze ohybem, ale v závislosti na způsobu podepření ve větší nebo menší míře i působením kroutících momentů,
- průhyb vychází menší než u desek s nosnou vyztuží v jednom směru.

Největší předností stropů z křížem vyztužených desek ve srovnání s trámovými je jednodušší bednění, které vyžaduje méně dřeva a dá se snadno zhotovit ze standardních bednicích dílců.

Vyztuž je jednoduchá a umožňuje použití svařovaných sítí.

Nedostatky

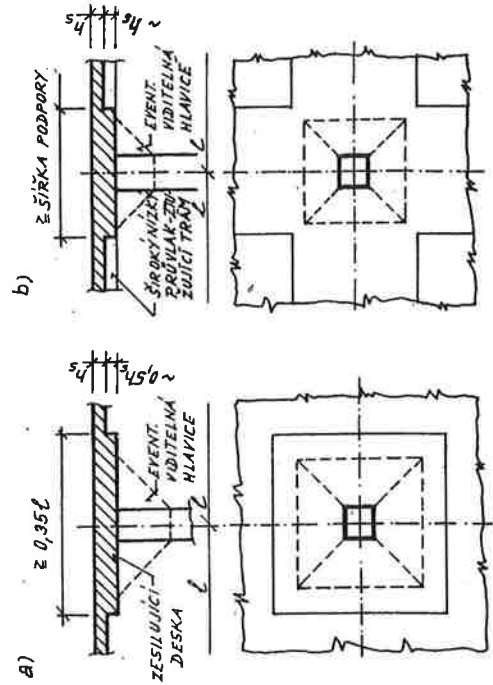
Křížem vyztužené desky musí být podporovány buď průběžnými stěnami, které někdy omezují dispoziční volnost, nebo tuhými průviaky, které ruší rovný pohled desky.

3.5. Stropní desky hřibové a bezhřibové

3.5.1. Všeobecně

Konstruční systém je vytvořen deskou působící ve dvou směrech, podporovanou lokálními podpěrami (obvykle sloupy nebo krátkými stěnami).

Vlastní deska má obvykle konstantní tloušťku, může být však i zesílena tzv.



Obr. 3.30. Možnosti zesílení desky.

zesilující deskou umístěnou v oblasti podpory (obr. 3.30a), event. opatřena širokými mízkými prvky (obvykle o málo vyššími než je tloušťka desky a širšími než podpora), ležícími ve spojnicích sloupů (obr. 3.30b).

Deska může být uložena na lokálních podporách buď prostřednictvím hlavic, pak mluvíme o tzv. hlavicových deskách, nebo přímo (bez hlavic), pak se jedná o bezhlavicové desky.

Hlavice

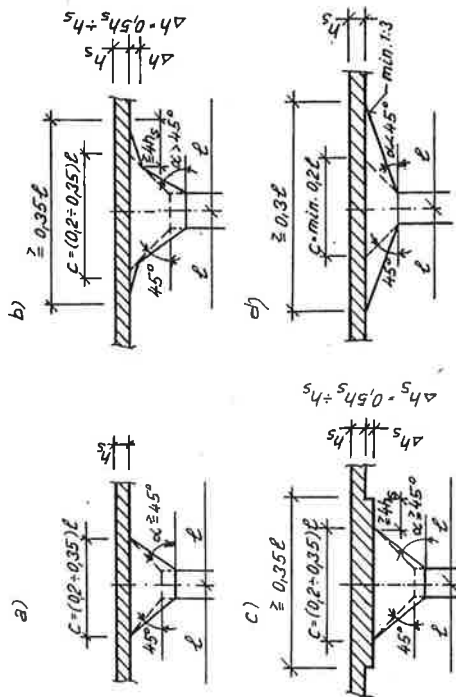
rozšiřují tedy podporu v oblasti uložení desky a usnadňují tak přenos zatížení z desky do podpory. Rozšíření podpory může být viditelné nebo skrýté v desce. Nejběžnější typy viditelných hlavic jsou:

hřibová hlavice jednoduchá (obr. 3.31a), představující zesílení sloupu ve tvaru komolého kužele nebo jehlanu;

hřibová hlavice lomená (obr. 3.31b), sestávající z hřibové hlavic jednoduché a šikmého náběhu desky;

hřibová hlavice se zesilující deskou (obr. 3.31c), sestávající z hřibové hlavic jednoduché a ze zesilující desky;

hřibová hlavice plochá (obr. 3.31d), podobná hřibové hlavic jednoduché, ale $\alpha < 45^\circ$; někdy bývá dávana přednost této hlavic z architektonického hlediska.



Obr. 3.31. Viditelné hlavice hřibové.

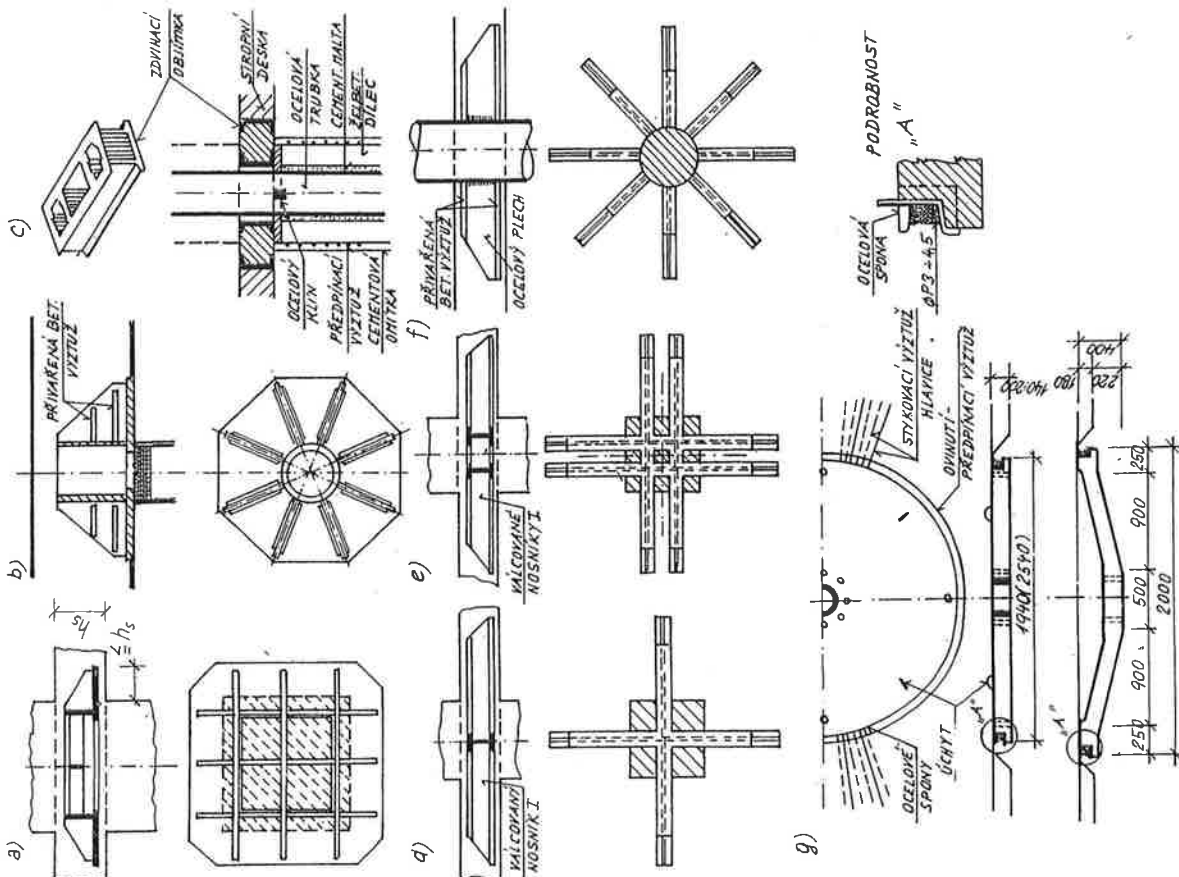
Ze statického hlediska se ve výpočtu uvažuje tzv. účinná část viditelné hlavic, která je omezena kuželem nebo jehlanem se sklonem povrchových přímek 45° od vodorovné, vepsaným do podporujícího prvku (na obr. 3.31 vyznačeny účinné části hlavic čárkovane).

Skrýté hlavice

jsou umístěny v konstrukci tak, že je zachována rovinnost obou povrchů desky.

Skrýté hlavice mohou být:

- manžetové (obr. 3.32a, b, c u zvedaných stropů), tvořené svařovanou, dostatečně tuhou a únosnou manžetou, zvětšující v podstatě úložnou plochu desky, příspěvek této manžety k ohybové únosnosti desky je zanedbatelný;
- x) tzv. ztužujícími trámy



Obr. 3.32. Skrýté hlavice ocelové a prefabrikované předpjáté.

roštové a žebrové roštové jsou tvořeny většinou z ocelových válcovaných nosníků, uložených křížem nad sloupem (obr. 3.32d,e); žebrové jsou tvořeny jako svařenez trubky a radiálně uspořádaných žeber (ocelových plechů s úzkými přírubami, vytvořenými event. přivařením betonářské výtluže, obr. 3.32e); tyto skryté hlavice zlepšují poměry v uložení desky a přispívají k ohybové únosnosti desky;

prefabrikované předpjaté vytvořené např. podle patentu prof. Wunsche ovitím kruhové desky předpjatou výtluží (obr. 3.32g).

Desky podporované viditelnými (hřibovými) hlaviciemi nazýváme desky hřibové, desky podporované podpěrami bez viditelných hlavíc nazýváme desky bezhřibové. Hřibové desky bez zesilujících plochých průvlaků se nazývají desky bezprůvlakové (zesilující deska v oblasti podpory však může být).

Bezhrubové desky se používají pro menší užitná zatížení $v_n = 1,5$ až 5 kN/m^2 , pro větší zatížení se používají desky hřibové. Při užitných zatíženích $v_n > 10 \text{ kN/m}^2$ vycházejí hřibové desky hospodárnější než křížem vyztužené desky podporované průvlakem.

Osová vzdálenost podpor bývá 5 až 9 m (obvykle 5 až 7 m) u desek nevylehčených a až 12 m u desek vylehčených.

Při vytváření podpůrné konstrukce je třeba se řídit zásadou, že rozmístění podpor má vycházet z funkčních požadavků objektu (nezavěšovat zbytečně rozpětí, konstrukce pak vychází dražší). Není třeba se zřikat podpor, pokud to nepřináší technickou logickou potíže, jen proto, že to usnadní statické řešení (např. možné podepření vnějšího okraje stropní konstrukce zmenší deformace krajního pole apod.).

Z hlediska hospodárnosti má mít konstrukce v obou směrech alespoň tři pole, jejichž rozpětí se nemají příliš lišit.

Ukončení desky

Je v zásadě libovolné, některé technologie však vyžadují zvláštní úpravy. Nejvhodnější je z statických i konstrukčních důvodů je ukončení desky ve vzdálenosti $a = (0,15 \text{ až } 0,25) l$ od spojnice os sloupu. Zvětšení vložení nad $0,25 l$ vyvolává často větší průhyby okraje desky a tak může dojít k poškozování obvodového pláště apod. V případě vložení pod $0,15 l$ dochází ke koncentraci momentů ve sloupovém průhybu a zhoršují se poměry vzhledem k protlačení desky sloupem.

Za minimální vložení bezprůvlakové desky od líce sloupu se považuje polovina tloušťky desky. V případě zvedaných stropů o minimálním vložení desky rozhoduje stropní rámeček sloužící k zavěšení zvedaných stropů. Při použití ocelové skryté hlavice nebo okrajového ztužujícího trámu lze ukončit desku i přímo u vnějšího líce sloupu, příp. i před tímto lícem. Při ukončení hřibové desky u vnějšího líce obvodových sloupů se používají hřibové průhlavice a čtverhlavice, většinou však bývá obvod těchto stropů podporován spojité.

Často je třeba vytvořit v desce zářezy např. pro komunikační spojení jednotlivých podlaží apod. Při jejich zřizování je třeba se řídit stejnými zásadami jako při vytváření konzol desky. U širších zářezů je možno vnechat dvě i několik polí vedle sebe, nutno však zachovat podmínku vložení konzoly $a = (0,15 \text{ až } 0,25) l$.

Při větších vloženích okrajů $a > 0,25 l$ se doporučuje doplňkové podepření okrajů.

Při volbě konstrukčního systému schodiště je nutné si uvědomit, že každé osamělé zatížení působící podél okraje desky, ztěžuje její konstruování. Z tohoto důvodu, pokud je to možné, vyhýbáme se schodišťovým ramenům opírajícím se přímo o desku; je-li to nutné, vytváříme lehká schodišťová ramena situovaná do středního čas-

ti pole. Nejvýhodnější je částečné nebo úplné podepření schodiště nosnými stěnami, které často výhodně spojujeme s výřahovými šachtami a vytváříme komunikační jádro, které zároveň ztužuje konstrukci proti účinkům vodorovného zatížení.

Při přenosu vodorovného zatížení konstrukcí vytvořenou z desek lokálně podporovaných sloupů je nutné mít na paměti menší vodorovnou tuhost tohoto konstrukčního systému (neztuženého ztužujícími prvky) oproti konstrukčnímu systému skeletovému a omezenou možnost přenášení ohybových momentů ve styčnicích tohoto systému.

Proto častěji než u konstrukcí skeletových zde přistupujeme k zachycení vodorovného zatížení ztužujícími svíslými prvky. Pouze u konstrukcí nízkopodlažních zachycujeme vodorovné zatížení deskovou konstrukcí spojenou se sloupem v tuhých styčnicích. Pokud je to však možné, je snadnější (mimo konstrukce jedno a dvoupodlažní), zřídit ztužující prvky. U vícepodlažních budov je zřízení těchto prvků nutné.

U zvedaných, event. i jiných stropních konstrukcí je třeba zajišťovat stabilitu konstrukce během montáže. Toto lze zajišťit

- montážním ztužením, přejímajícím zcela nebo částečně vodorovné zatížení při montáži,
- ztužením trvalým, prováděným současně se zvedáním stropů; vzhledem k technologii zvedání a betonování shora, musí horní dvě podlaží mít obvykle montážní ztužení,
- ztužením trvalým zhotoveným (vybetonovaným) před zvedáním stropních desek (obvykle ztužující jádra, se kterými se po zvednutí stropní konstrukce spojí).

3.5.2. Statické působení a vyztužování

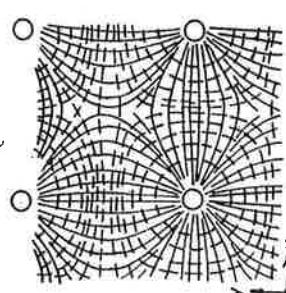
Při statickém vyšetřování deskových konstrukcí lokálně podepřených je třeba prověřovat: 1/ Mezní stavu únosnosti (zajištění spolehlivosti proti porušení); 2/ Mezní stavu použitelnosti (přetvoření, trhliny).

Silové a přetvárné účinky zatížení mají být vyšetřeny s ohledem na skutečné chování konstrukce ve vyšetřovaném mezním stavu, tj. v mezním stavu únosnosti s ohledem na trhliny, plastické deformace betonu a oceli apod.; v zásadě však lze tyto účinky vyšetřovat podle jakékoliv metody vyhovující podmínkám rovnováhy a spojitosti přetvoření za předpokladu, že jsou splněny podmínky bezpečnosti a použitelnosti konstrukce (viz odst. 3.1).

V praxi se velmi často vyskytují lokálně podepřené desky s pravouhelníkovými (obdélníkovými nebo čtvercovými) poli; proto statické chování a vyšetřování bude vysvětleno na těchto deskách.

Vyšetřujeme-li tyto deskové konstrukce podle teorie lineární pružnosti (viz rov. 3.1), obdržíme průběhy momentů m_x , m_y , m_{xy} z nichž můžeme stanovit velikosti a směry hlavních momentů (viz rov. 3.2 až 3.4). Průběh hlavních momentů pro rovnoměrné zatížení desku se čtvercovými poli je znázorněn na obr. 3.33.

Obr. 3.33. Směry hlavních momentů pro rovnoměrně zatíženou deskovou konstrukci se čtvercovými poli.

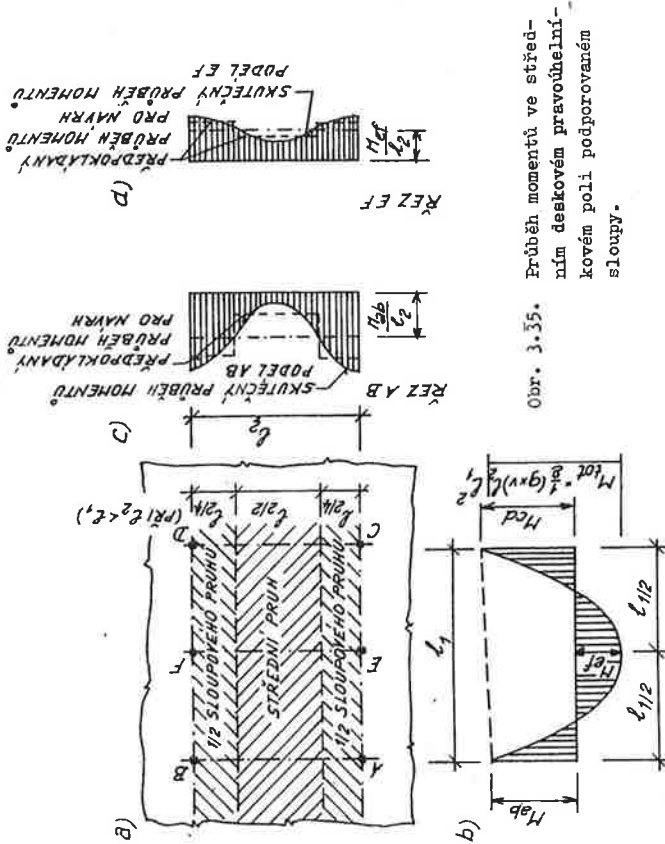


V našem případě bude tedy platit:

$$\frac{1}{2} (M_{ab} + M_{cd}) + M_{ef} = M_{tot} \quad (3.9)$$

$$M_{tot} = \frac{1}{8} (\varepsilon + \nu) l_2 l_1^2 \quad (3.10)$$

Lze si tedy představit, jako by na nosník o rozpětí l_1 působilo rovnoměrné zatížení $(\varepsilon + \nu) l_2$. Toto zatížení vyvodí na nosníku ohybové momenty v poli M_{ef} a v podporách M_{ab} a M_{cd} . Vzhledem k tomu, že však nosník má šířku l_2 a není v podporách po celé této šířce spojitě podepřen, ale je zde podporován pouze lokálně sloupky, ohybové momenty v příčném řezu nosníku (po šířce nosníku) nejsou rozděleny rovnoměrně. Charakteristické rozdělení ohybových momentů v podporovém a mezi podporovým příčném řezu je naznačeno na obr. 3.35c - řez AB a 3.35d - řez EF.



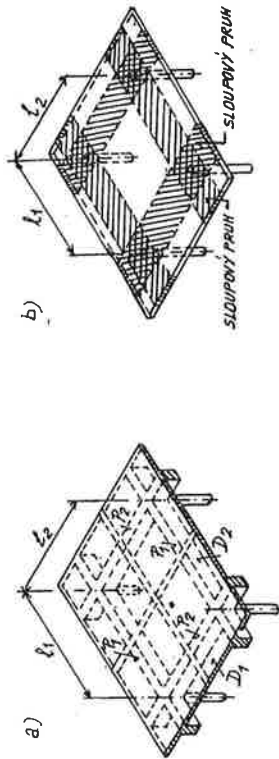
Obr. 3.35. Průběh momentů ve středním deskovým pravouhelníkovém poli podporovaném sloupky.

Přesné rozdělení momentů v řezech AB a EF je závislé na existenci případných ztužujících trámů, hlavice sloupů, jakož i na intenzitě zatížení. Pro účely návrhu je vhodné rozdělit každé pole na sloupové a střední pruhy a napříč těchto pruhů uvažovat konstantní průběhy momentů. Šířka sloupového pruhu se obvykle uvažuje rovna čtvrtině kratšího rozpětí příslušného pole po každé straně spojnice os sloupů; Sloupový pruh zahrnuje i případný ztužující trám. Pokud jsou ve sloupových pruzích ztužující trámy, pak vzhledem k tomu, že ztužující trám musí mít stejnou křivost jako připojený sloupový pruh, bude moment ztužujícího trámu větší v poměru jeho větší tuhosti, což zvolá nespojitost momentové křávy u bočního lince ztužujícího trámu. S přihládnutím k tomu, že celkový moment musí zůstat zachován, musí deska přenášet odpovídající menší moment.

Momenty v poli jsou kladné a probíhají ve velké oblasti pole ve směru os x a y , takže výztuž uložena v těchto osách může tyto momenty dobře zachytit. V podporové oblasti jsou momenty záporné, hlavní momenty mají směr radiální a tangenciální vzhledem k podpoře. Mohou být zachyceny výztuží uspořádanou v těchto směrech, nebo častěji pro jednodušost provedení výztuží uspořádanou ve dvou kolmých směrech, obvykle ve směru os x a y .

Řešení deskových konstrukcí lokálně podporovaných podle teorie pružnosti je pracné. V řadě případů lze nalézt v literatuře tabelární zpracované výsledky (viz např. [7]). Ve složitých případech, např. u desek s velkými otvory apod., výpočty mohou být usnadněny použitím programů pro samočinné počítání. Tyto programy používají obvykle metody konečných prvků, nebo řeší rovnice teorie pružnosti metodou diferenciální.

V praxi často pro deskové konstrukce s pravoúhelníkovými poli podporovanými přímo sloupky používáme přibližná řešení vycházející z následující zjednodušené představy statického chování těchto konstrukcí (obr. 3.34).



Obr. 3.34. Zjednodušená představa statického chování deskových konstrukcí s pravoúhelníkovými poli.

U deskových pravoúhelníkových polí podporovaných po obvodě průvlaky (obr. 3.34a) můžeme si představit, že zatížení z desky se přenáší na průvlaky dvěma pomyslnými deskovými pruhy D_1 a D_2 , které leží ve směru rozpětí l_1 a l_2 . Tato představa bude tím blíže skutečnosti, čím méně se uplatní vliv deskových krouticích momentů, tedy čím menší bude ohybová tuhost průvlaků. Je zřejmé, že součet zatížení přenášených např. průvlaky P_1 a dřílného zatížení přenášeného deskovými pruhy D_1 dává 100% zatížení působícího na deskové pole; obdobně je tomu i u součtu zatížení průvlaků P_2 a pruhů D_2 . Z uvedeného je zřejmé, že v každém směru musí být deska a průvlakem přeneseno 100% působícího zatížení. Obdobná situace je i u desek podporovaných přímo sloupky (obr. 3.34b). V tomto případě funkci průvlaků přebírají široké deskové pruhy ležící ve spojnicích podpoř (skryté průvlaky). Tyto pruhy desky nazýváme sloupovými pruhy, mezi nimiž jsou pak střední pruhy (viz obr. 3.34b).

Na obr. 3.35 je znázorněno střední pole deskové konstrukce podporované sloupky A B C D. Vyšetřujeme-li průběh ohybových momentů přenášených v tomto poli např. ve směru rozpětí l_1 , je zřejmé, že tyto momenty se budou koncentrovat do sloupových pruhů (obr. 3.35). Vyjádříme-li však tzv. celkový ohybový moment v poli (tj. součet momentů působících ve středním i sloupovém pruhu v poli) a celkové ohybové momenty v přílehlých podporách, pak musí součet celkového ohybového momentu v poli a průměrného celkového ohybového momentu v přílehlých podporách rovnat ohybovému momentu na prostém nosníku, tzv. součtovému ohybovému momentu pole M_{tot} (obr. 3.35b).

Celkové ohybové momenty v poli a podpore je tedy obecně nutno rozdělit na tři části připadající na: ztužující trám, zbyvájící desku sloupového pruhu a desku středního pruhu.

Představa uvedeného zjednodušeného statického chování těchto deskových konstrukcí byla získána na základě rozsáhlých statických rozborů a výsledků experimentů [12].

Dále jsou uvedeny pro ilustraci výsledky tohoto rozboru pro střední deskové pravouhelníkové pole podpírané sloupy a přímkovými ztužujícími trámy ležícími ve spojnicích sloupů ($c/l = 0$, kde c je šířka podpory a l je příslušná osová roz-
pětí pole), vyšetřené za předpokladu plného obtížení všech sousedních polí. Z obr. 3.36 je patrné, že celkový kladný moment středního pole (moment připadající na desku o šířce l_2 a ztužující trám) je roven $M_{tot}/3$ (pro $c/l = 0$), bez ohledu na tuhost ztužujícího trámu a tvar pole; celkový záporný ohybový moment musí tedy být $2/3 M_{tot}$. Při rozdělování celkových kladných a záporných momentů na jednotlivé části (ztužující trám, zbyvájící desku sloupového pruhu a desku středního pruhu) záleží již na tvaru deskového pole a na součiniteli α , charakterizujícím spolupůsobení ztužujícího trámu s deskou a u krajní podpory ještě na součiniteli β_t , který vystihuje možnost torzního pootočení okrajového krouceného prvku ležícího kolmo k rovině vyšetřovaných ohybových momentů.

Součinitel α stanovíme jako poměr ohybových tuhostí průřezu desky a průřezu ztužujícího trámu (obr. 3.37) ležících ve směru předpokládaného ohybu (např. α_1 pro prvky ležící ve směru l_1), tj.

$$\alpha = \frac{E_{bb} I_b}{E_{bs} I_s} \quad (3.11)$$

kde $E_{bs} I_s$ je ohybová tuhost průřezu desky o šířce b rovné vzdálenosti střednic pásů deskových polí přilehlých ke ztužujícímu trámu, u okrajového pásu polí pak vzdálenost střednice okrajového pásu deskových polí a okraje desky;

$E_{bb} I_b$ ohybová tuhost účinného průřezu ztužujícího trámu (obr. 3.37) ležícího v rovině předpokládaného ohybu (např. při výpočtu α_1 zvažujeme ztužující trám ležící ve směru l_1).

Součinitel β_t vystihující možnost torzního pootočení okrajového krouceného prvku ležícího kolmo k rovině vyšetřovaných ohybových momentů

$$\beta_t = \frac{G_{bb} I_t}{E_{bs} I_s} = \frac{I_t}{2 I_s} \quad (3.12)$$

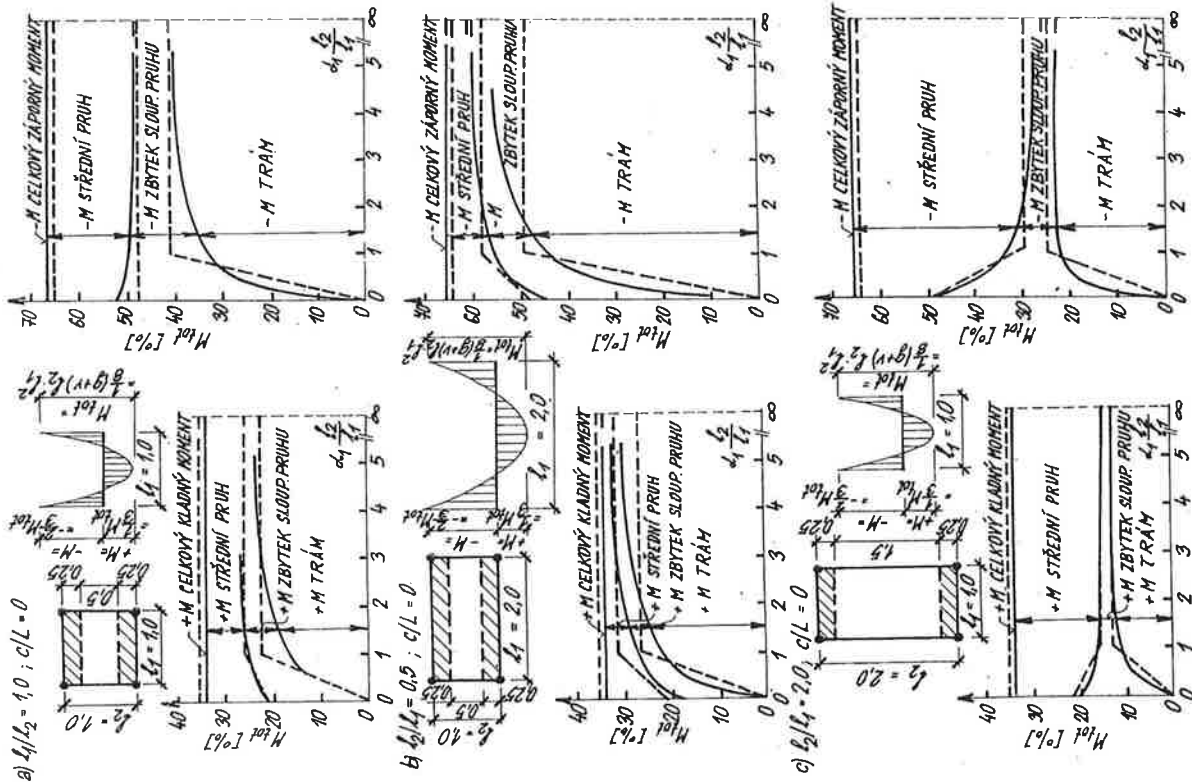
kde I_t je moment tuhosti v kroucení průřezu okrajového prvku ležícího kolmo k rovině vyšetřovaných momentů;

I_s moment setrvačnosti průřezu desky o šířce rovné rozpětí okrajového krouceného prvku;

G_{bb} modul pružnosti ve smyku betonu okrajového krouceného prvku;

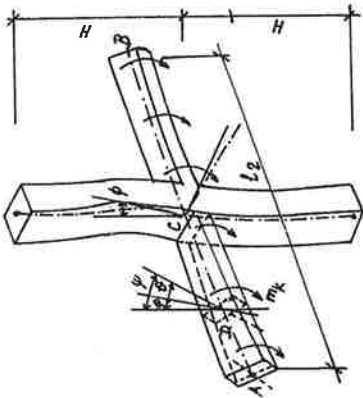
E_{bs} modul pružnosti betonu desky.

Při poměru $\alpha l_2/l_1 > 1,0$ ztužující trám přenáší 75 až 85% momentů sloupového pruhu. V obr. 3.36 jsou plnými čarami naznačeny hodnoty získané statickými výpočty, čárkovými čarami pak zjednodušený průběh, který lze uvažovat při navrhování.



Obr. 3.36. Rozdělení M_{tot} na střední a sloupový pruh a příp. ztužující trám na středním deskovém pravouhelníkovém poli - podle [12].

vliv bude nejvíce patrný u krajních podpor. Proto aby byl vystižen rozdíl v chování rámu s tímto deskovým příčlem a rámu s běžným prutovým příčlem, zavádí se do výpočtu tzv. náhradní sloup, který se skládá z skutečných sloupů a z připojených prvků nemáhaných kroucením, ležících kolmo k rovině vyšetřovaných momentů, jak je znázorněno na obr. 3.39 pro náhradní krajní sloup.



Obr. 3.39. Náhradní krajní sloup.

Tuhost náhradního sloupu lze odvodit z následující úvahy (obr. 3.39): natočení bodu D krouceného prvku ležícího kolmo k rovině vyšetřovaných momentů je

$$\psi = \phi + \theta, \quad (3.13)$$

kde ϕ je natočení stěny C vyvolané ohybem sloupů stýkajících se v tomto stýčnicku daném vztahem
$$\phi = \frac{M}{\sum K_c}; \quad (3.14)$$

θ úhel zkrácení okrajového nosníku daný vztahem
$$\theta = \frac{M}{\sum K_t}; \quad (3.15)$$

K_c je ohybová tuhost sloupu, K_t je tuhost okrajového nosníku v kroucení a M je celkový moment (ohybový i krouticí) působící na náhradní sloup.

Dosažením (3.14), (3.15) do (3.13) obdržíme
$$\psi = M \left(\frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t} \right). \quad (3.16)$$

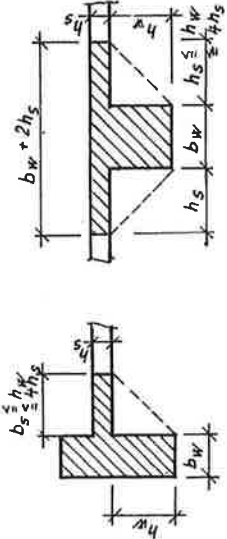
Poddajnost statického modelu $\frac{1}{K_{ec}}$ (tj. pootočení bodu D při $M = 1$, tj. $\psi_{M=1}$) je tedy
$$\frac{1}{K_{es}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_t}. \quad (3.17)$$

Ohybovou tuhost sloupu K_c vypočítáme s přihládnutím k průběhu momentů setrvačnosti příčných průřezů sloupu (včetně případné hlavičky).^{x)}

U hlavičky lze předpokládat lineární změnu momentu setrvačnosti mezi horní a dolní základnou účinné hlavičky (viz obr. 3.31). V rozsahu připojení desky, popř. k trámu ke sloupu, lze předpokládat nekonečnou hodnotu momentu setrvačnosti sloupu.

x) K_c je rovna hodnotě ohybového momentu vyvozujičímu jednotkové pootočení v místě kloubového podepření na jednostranně vetknutém prutu - např. pro sloup délky H konstantního průřezu s momentem setrvačnosti I_c je $K_c = 4 E_{bc} I_c / H$.

Obr. 3.37. Účinný průřez ztužujícího trámu.

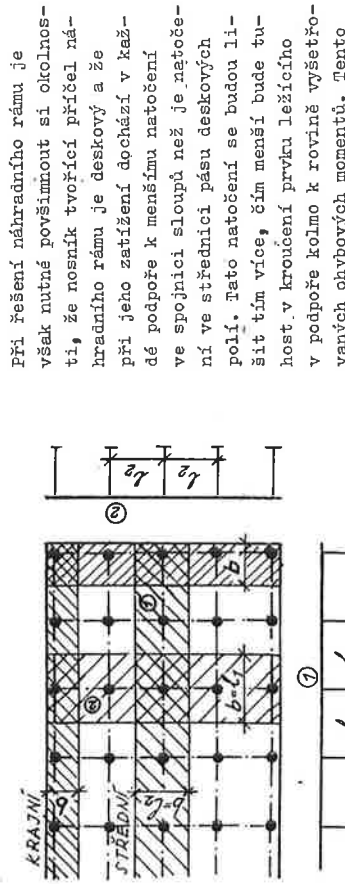


Dále byl sledován vliv rozměru podpěry na velikost momentů připadajících na desku a ztužující trám ve čtvercovém poli. Z výsledků rozboru vyplynulo, že bez zřetele na tuhost trámu klesá celkový záporný moment v podpěře z hodnoty $2/3 M_{tot}$ při $c/l = 0$ na $0,6 M_{tot}$ při $c/l = 0,3$; celkový kladný moment se musí příslušně zvětšovat. Vzhledem k tomu, že hodnotu M_{tot} vztahujeme vždy ke světlému rozpětí pole, tedy $(l - c)$, bude hodnota M_{tot} při $c/l = 0,3$ 49% hodnoty M_{tot} stanovené při $c/l = 0$ při stejném zatížení a osovém schématu pole.

Světlé rozpětí pole definujeme jako vzdálenost mezi líci podpěr, tj. líci sloupů (popř. krátkých stěn) u deskových konstrukcí bez viditelných hlavic, resp. líci horních základů účinných částí viditelných hlavic u deskových konstrukcí s viditelnými hlavicemi. Účinnou částí viditelné hlavičky rozumíme část hlavičky vymezené komolým jehlanem nebo kuželem, s úhlem sklonu povrchových přímk od jeho základny rovných 45° , vepsaným do skutečné viditelné hlavičky (obr. 3.31).

Uvedené zjednodušené pojetí statického chování deskové konstrukce nám umožňuje převést složité řešení plošné konstrukce na běžné vyšetřování prutových prvků.

Při návrhu deskové konstrukce můžeme totiž stanovit velikosti celkových podporových i mezipodporových ohybových momentů řešením tzv. náhradního nosníku, popř. náhradního rámu, který je tvořen širokým deskovým nosníkem s příj. sloupy (pokud jsou sloupy monoliticky spojeny s deskovou konstrukcí). Pro názornost volíme šířku deskového nosníku rovnou šířce desky ohraničené střednicemi pásů deskových polí přilehlých ke spojnicí řady podpor, popř. sloupů, u okrajových deskových nosníků rovnou šířce desky ohraničené střednicí krajního pásu deskových polí přilehlých ke spojnicí krajní řady podpor, popř. sloupů a okrajem desky, jak je patrné z obr. 3.38.



Obr. 3.38. Náhradní rámy.

Velikost poměrného úhlu kroucení v líci podpory je

$$\varphi = \frac{(1 - c_2/l_2)^2}{2 G_{bs} I_t} \quad (3.18)$$

Průměrný úhel zkroucení (natočení středních průřezů proti podporovému průřezu kroucivého prvku) lze určit s přihlédnutím ke zkouškám jako jednu třetinu plochy jedné z parabol znázorněných na obr. 3.41d

$$\theta = \frac{(1 - c_2/l_2)^3 \cdot l_2}{36 G_{bs} I_t} \quad (3.19)$$

Protože tuhost v kroucení je definována jako hodnota kroucivého momentu podél osy kroucivého prvku při jednotkovém natožení, lze hodnotu K_t stanovit ze vztahu

$$\frac{1}{K_t} = \frac{(1 - c_2/l_2)^3 \cdot l_2}{18 G_{bs} I_t} \quad (3.20)$$

Dosaíme-li za G_{bs} = 0,5 E_{bs} , obdržíme pro tuhost v kroucení připojeného kroucivého prvku

$$K_t = \frac{9 E_{bs} I_t}{l_2 (1 - c_2/l_2)^3} \quad (3.21)$$

Jestliže konstrukce má ve směru určených ohybových momentů ztužující trámy spojené se sloupy, pak předpoklad o trojúhelníkovém rozdělení kroucivých momentů vede proti skutečnosti k nižším tuhostem náhradních sloupů. Proto by měl být v těchto případech zaveden jiný předpoklad o rozdělení kroucivých momentů; jednodušším přiblížením je však zvětšení výpočtové hodnoty K_t poměrem momentů setrvačnosti desky se ztužujícím trámem (tj. deskový trám se šířkou desky l_2) k momentu setrvačnosti desky v monolitickém spojení s podporujícími stěny, podájnost sloupu $1/K_t$ je nahrazena ohybovou podájností stěny a podájnost stěny v kroucení K_t lze uvažovat rovnou nule, neboť při rovnoměrném zatížení desky lze předpokládat, že deformace plocha stěny bude mít tvar plochy translační, odpovídající ohybové ploše stěny a kroucení v obvyklém pojetí se prakticky neprojeví.

Poznámka: Moment tuhosti v kroucení I_t pro libovolný tvar příčného průřezu lze určit, rozdělíme-li tento průřez na jednotlivé obdélníky se stranami x (kratší strana) a y (delší strana) tak, aby hodnota I_t vycházela co největší. Pak pro I_t lze psát

$$I_t = \sum (1 - 0,63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3} \quad (3.22)$$

U konstrukcí s pravouhelníkovými deskovými poli, která jsou schopna přenášet zatížení dvěma směry, tj. pole splňující tyto podmínky:

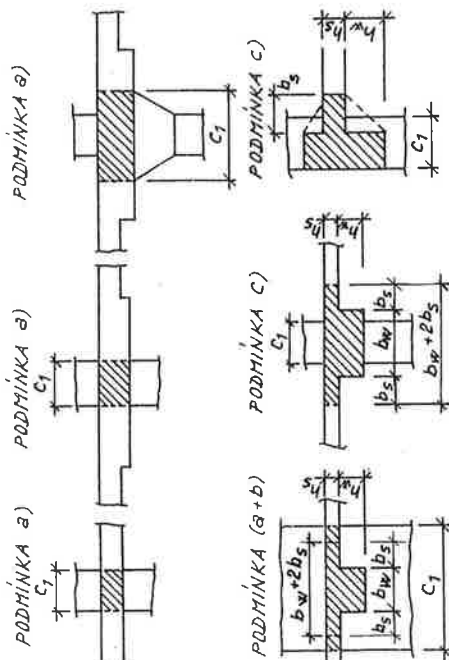
- a) poměr delší strany deskového pole ke kratší je max. 2:1,
- b) pokud má deskové pole ztužující trámy po celém obvodu, musí poměrná tuhosti těchto ztužujících trámů splňovat podmínku

$$0,2 < \alpha \frac{l_2}{l_1} < 5 \quad (3.23)$$

kde α_1 (α_2) je součinitel spolupůsobení ztužujícího trámu s deskou stanovený podle vztahu (3.11) pro směr 1 (2),

$$I_1 (I_2)$$

Při výpočtu tuhosti K_t připojených kroucivých prvků je nutno zavést několik zjednodušujících předpokladů. Především je to předpoklad o velikosti působícího průřezu kroucivého prvku. Příčný průřez kroucivého prvku lze uvažovat konstantní po celé jeho délce a rovný většímu z těchto průřezů (obr. 3.40):



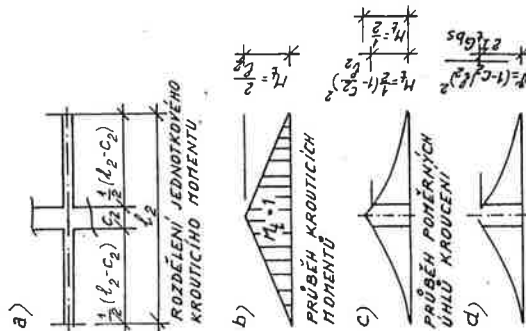
Obr. 3.40. Uvažované průřezy připojených kroucivých prvků.

- a) průřez částí desky o šířce rovné šířce sloupu, klavice ve směru určených momentů,
- b) průřez definovaný podle bodu a) a část průřezu nad a pod deskou,
- c) účinný průřez ztužujícího trámu (obr. 3.37).

Delší předpoklady zavedené pro určení hodnoty K_t jsou znázorněny na obr. 3.41.

Studie ukázaly, že nepřijatelnější hodnota prutové tuhosti v kroucení může být získána za předpokladu lineárního rozdělení kroucivých momentů měnících se od maximální hodnoty uvažované ve středě podpory k nulové hodnotě předpokládané uprostřed rozpětí kroucivých prvků (obr. 3.41b). Průběh kroucivého momentu je pak parabolický (obr. 3.41c). Známe-li hodnoty kroucivých momentů v každém průřezu, můžeme vyjádřit velikost poměrného úhlu kroucení (obr. 3.41d).

Obr. 3.41. Předpokládané rozdělení jednotlivého kroucivého momentu, průběh kroucivých momentů a poměrných úhlů zkroucení.



a neredukované extrémní nahodilé zatížení v_d připadající na příslušnou zatěžovací šířku b (viz obr. 3.38). Nahodilé zatížení v_d je třeba uspořádat tak, aby byly vyvozeny maximální a minimální momenty. Zvláště je třeba řešit rám na zatížení přenášené stůžujícími trámy (vl. tíha, tíha příček podporovaných přímo stůžujícími trámy apod.).

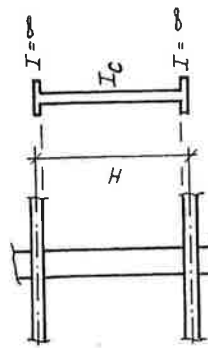
Pokud nevyšetřujeme rám na počítací, lze ověřovat pouze rámové výšky. Pro svislé zatížení můžeme vyšetřovat každé podlaží samostatně a to vždy s přílehlými sloupy za předpokladu vektů jejich vzdálenějších konců (obr. 3.42a). Vyšetřujeme-li takto odděleně každé podlaží, můžeme při výpočtu ohybového momentu ve zvolené podpoře předpokládat, že deskový přídel je vektův v podpoře vzdálené o dvě pole od této podpory za předpokladu, že konstrukce za tento bod pokračuje (obr. 3.42b).

Momenty setrvačnosti průřezů mezi lící podpor se určí z příčného průřezu betonové plochy.

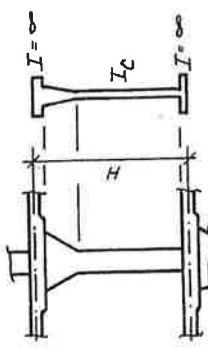
Při monolitickém spojení deskové konstrukce s podporou předpokládáme moment setrvačnosti příčle náhradního rámu v části od středu sloupu k lící podpory (sloupu, stěny nebo hlavice) rovny momentu setrvačnosti příčle v lící podpory dělený hodnotou $(1 - c_2/b)^2$; c_2, b jsou měřeny kolmo ke směru určovaných momentů. Příklady průřezů uvažovaných při výpočtech momentů setrvačnosti příčlí náhradních rámu jsou znázorněny na obr. 3.42 c, d.

Koncepce náhradního sloupu se zavádí u všech sloupů náhradního rámu. Tuhost náhradního sloupu K_{ec} můžeme stanovit ze vztahu (3.17); při určování ohybové tuhosti vlastního sloupu K_c předpokládáme v rozsahu připojení desky, příp. stůžujícího trámu nekonečnou hodnotu momentu setrvačnosti sloupu. U hlavice lze předpokládat lineární změnu momentu setrvačnosti mezi horní a dolní základnou hlavice. Příklady uvažovaných průběhů tuhosti podél sloupů jsou znázorněny na obr. 3.43.

BEZHŘÍBOVÁ DESKA



HŘÍBOVÁ DESKA



Obr. 3.43. Průřezy uvažované při výpočtu tuhostí sloupů náhradních rámu.

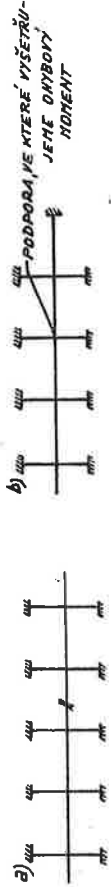
Pro dimenzování výtahu v podporové oblasti stanovíme ohybové momenty v lících čtvercových nebo obdélníkových podpor (sloupů, stěn, hlavice), ne však ve větší vzdálenosti než $0,175 l_1$ od středu podpory. U krajních podpor opatřených hlaviciemi dimenzujeme výtahu na momenty určené v průřezu, který je rovnoběžný s okrajem a vzdálený o polovinu vodorovného průmětu hlavice od líce čtvercové nebo obdélníkové podpory. Podpory kruhové nebo ve tvaru pravidelného mnohoúhelníku nahrazujeme podporami čtvercovými o stejné ploše.

Metoda součtových momentů
 Vyšetřování průběhu momentů na náhradním rámu je pracné. Proto pokud jsou splněny dále uvedené omezující podmínky, týkající se tvarového uspořádání a poměru stálého

lze užít ke stanovení celkových momentů v polích a podporách
 - metodu náhradních rámu (nosníků),
 - metodu součtových momentů (při splnění určitých omezujících podmínek).

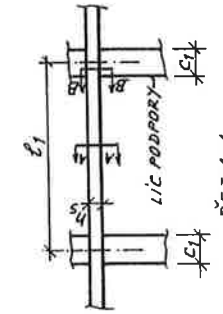
Metoda náhradních rámu (nosníků)

Konstrukci rozložíme na dva vzájemně se křížící systémy krajních a středních náhradních rámu probíhajících v obou směrech sloupových řad (obr. 3.38). Pokud desková konstrukce není monoliticky spojena s podporami, uvažujeme náhradní nosníky.

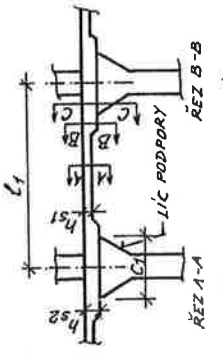


Obr. 3.42a, b. Rámové výšky náhradních rámu.

c) BEZHŘÍBOVÁ DESKA



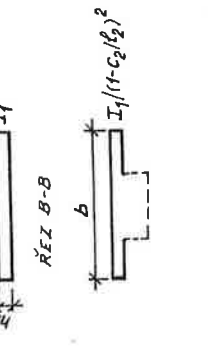
d) HŘÍBOVÁ DESKA



ŘEZ A-A

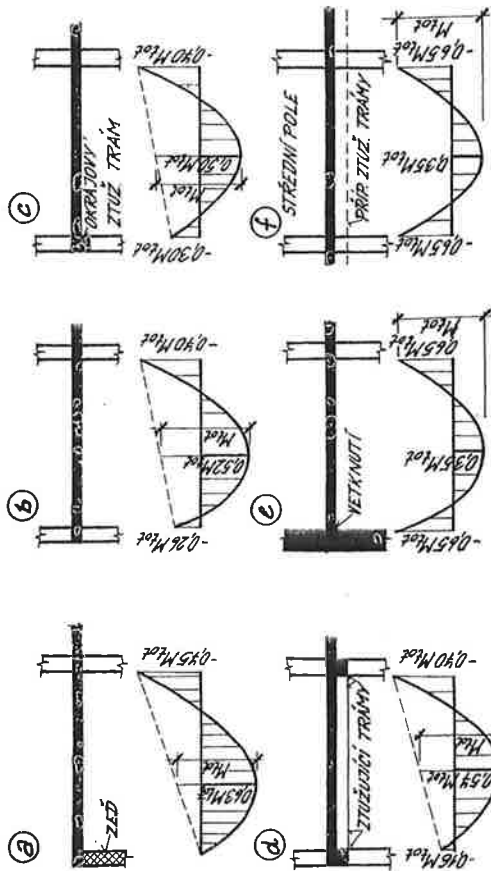
ŘEZ B-B

ŘEZ C-C



Obr. 3.42c, d. Průřezy uvažované při výpočtu tuhosti příčlí náhradních rámu.

Každý náhradní rám sestává z řady náhradních sloupů a deskového příčle ohraničeného podélně střednicemi pásů deskových polí přilehlých k osové čáře sloupů nebo podpor (u krajního rámu ohraničeného střednicí krajního pásu deskových polí a okrajem desky). Náhradní rámy vyšetřujeme pro neredukované extrémní stálé zatížení ξ_d



Obr. 3.45. Rozdělení součtového momentu M_{tot} .

V podpoře navrhuje výztuž na větší hodnotu z přílehlých podporových momentů a jejich rozdílu uvažujeme při návrhu podpory. Je však možné momentový rozdíil rozdělit v poměru tuhosti na všechny přílehlé prvky (většně desky) a prvky dimenzovat na takto upravené hodnoty.

Při šachovnicovitě nebo pásově uspořádáním nahodilém zatížení je velikost momentů v poli závislá na poměru součtu $\sum K_c$ ohybových tuhostí sloupů nad a pod deskou k součtu $\sum (K_s + K_p)$ ohybových tuhostí desek a stůžujících trámů ve styčnicku, uvažovaných ve směru vyšetřovaných momentů, tj. na poměru

$$\alpha_c = \frac{\sum K_c}{\sum (K_s + K_p)} \quad (3.25)$$

Pokud hodnota α_c je menší než jistá minimální hodnota $\alpha_{c,min}$ a současně je počet $\sum \xi_d$ extrémních hodnot všech plošných rovnoměrných stálých zatížení menší než dvojnásobek součtu $\sum v_d$ extrémních hodnot všech plošných rovnoměrných nahodilých zatížení, pak celkový ohybový moment v poli podporovaném těmito sloupy musí být vynásoben zvětšovací součinitelem

$$\delta_s = 1 + \frac{2 - \sum v_d}{4 + \sum v_d} \left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{c,min}} \right) \quad (3.26)$$

Hodnoty $\alpha_{c,min}$ jsou uvedeny v tab. 3-3.

Stěny a sloupy

monoliticky spojeny s deskami musejí přenést momenty vznikající při zatížení desky. Okrajové sloupy musí přenést momenty z připojené vodorovné konstrukce, vnitřní sloupy (popř. stěny) musí přenést moment

$$M_{sup} = 0,07 \left[(\sum \xi_d, ln + \sum v_d, ln) b_{ln}^2 I_{n,ln} - \sum \xi_d, sh b_{sh}^2 I_{n,sh} \right] \quad (3.27)$$

a nahodilého zatížení, lze počítat s možnou redistribucí ohybových momentů a stanovit ohybové momenty na náhradním rámu bez jeho podrobného řešení.

Musí být splněny tyto podmínky:

- desková konstrukce má v obou směrech alespoň tři desková pole,
- rozpětí deskových polí ve vyšetřovaném směru se neliší o více než 1/3 rozpětí kratšího pole,
- sloupy nejsou odchýleny od osového systému o více než 10% vzdálenosti os kolmých na směr vychýlení,
- konstrukce je zatížena pouze svislým zatížením, rovnoměrně rozděleným po celém deskovém poli, přičemž normová hodnota nahodilého zatížení v_n není větší než 2,2 násobek normového stálého zatížení ξ_n .

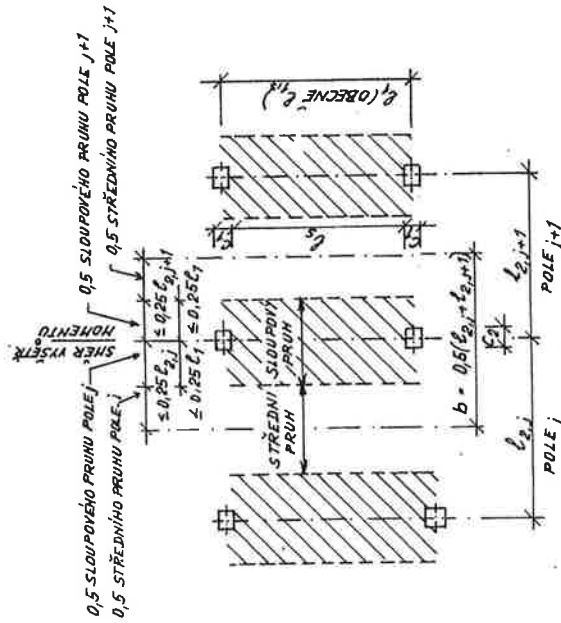
V metodě součtových momentů nejprve určíme součtový ohybový moment pole ze vztahu

$$M_{tot} = \frac{(\sum \xi_d + \sum v_d) \cdot b \cdot l_n^2}{8} \quad (3.24)$$

kde $(\sum \xi_d + \sum v_d)$ je součet extrémních hodnot všech plošných rovnoměrných stálých (nahodilých současně se vyskytující) zatížení desky;

b šířka pruhu ohraničeného střednicemi přílehlých polí (viz obr. 3.44);

l_n světllost pravouhelníkového deskového pole ve směru určovaných momentů, l_n nesmí být menší než 0,65 příslušného rozpětí.



Obr. 3.44. Rozdělení konstrukce na pruhy.

Tab. 3.4. Hodnoty ω udávající poměrné části celkových záporných a kladných výpočtových momentů, připadajících do sloupového pruhu x)

M o m e n t	$\alpha_1 l_2/l_1$	ω pro l_2/l_1		
		0,5	1,00	2,00
v krajní podpoře	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00
		$\beta_t \geq 2,5$	0,75	0,75
Záporný	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1,0$	$\beta_t = 0$	1,00	1,00
		$\beta_t \geq 2,5$	0,90	0,75
ve střední podpoře	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$		0,75	0,75
	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1,0$		0,90	0,75
Kladný	$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$		0,60	0,60
	$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1,0$		0,90	0,75

Poznámka: Pro mezilehlé hodnoty se lineárně interpoluje.

V tab. 3.4. značí:

- l_1 rozpětí deskového pravouhelníkového pole ve směru vyšetřovaných momentů;
- l_2 rozpětí deskového pravouhelníkového pole ve směru kolmém k rozpětí l_1 ;
- $\alpha_1 l_2/l_1$ poměrnou tuhost prvků lešícího pole ve směru rozpětí l_1 ;
- ω součinitel spolupůsobení ztužujícího trámu s deskou, stanovený podle vztahu (3.11);
- β_t součinitel kroucení obvodového ztužujícího trámu, stanovený podle vztahu (3.12).

Je-li desková konstrukce podepřena po obvodě stěnou, pak návrhový pruh desky rovnoběžný s touto stěnou nepřenáší žádné momenty. Aby se zde zabránilo nežádoucím malému vyztužení, musí být tento celý pruh vyztužen na stejné momenty jako jsou v bezprostředně přilehlé polovině středního pruhu podporovaného řadou sloupů.

Ztužující trám musí být dimenzován na 0,85 momentu sloupového pruhu jestliže $\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1,0$. Pro hodnoty $\alpha_1 l_2/l_1$ mezi 1,0 a 0 určíme poměrnou část momentu přenesenou ztužujícím trámem lineární interpolací mezi 0,85 a 0. Mimo to ztužující trámy musí být dimenzovány na momenty vyvolané jejich přímým zatížením. Zbývající část desky ležící ve sloupovém pruhu musí být dimenzována na zbytek momentů, které nepřenáší ztužující trám.

Při určování posouvajících sil u ztužujících trámů s poměrem $\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1,0$ předpokládáme, že ztužující trámy přenesají zatížení z přilehlé plochy ohraničené přímkou vycházející pod úhlem 45° z rohu pole a střednici rovnoběžnou s delší stranou, je-li deska po obvodě podporována stejným způsobem (obr. 3.26a); je-li však deska na jednotlivých stranách podporována různě, pak dělicí příčka vycházející z rohu pole se vede pod 60° vzhledem k vektorné nebo spojité straně (obr. 3.26b).

U ztužujících trámů s poměrem $\alpha_1 l_2/l_1 < 1,0$ určíme posouvající síly jako x) Pokud rozpětí l_2 deskových polí přilehlých ke spojnicí podpor se liší, dosazuje se jejich průměrná hodnota.

Tab. 3.3. Hodnoty $\alpha_{c,min}$

$\sum E_d / \sum V_d$	l_2/l_1	Hodnoty $\alpha_{c,min}$ pro $\alpha = E_{bb} I_b / (E_{bs} I_s)$			
		0	0,5	1,0	2,0
2,0	0,5 - 2,0	0	0	0	0
1,0	0,5	0,6	0	0	0
	0,8	0,7	0	0	0
	1,0	0,7	0,1	0	0
	1,25	0,8	0,4	0	0
0,5	2,0	1,2	0,5	0,2	0
	0,5	1,3	0,3	0	0
	0,8	1,5	0,5	0,2	0
	1,0	1,6	0,6	0,2	0
0,33	1,25	1,9	1,0	0,5	0
	2,0	4,9	1,6	0,8	0,3
	0,5	1,8	0,5	0,1	0
	0,8	2,0	0,9	0,3	0
0,25	1,0	2,3	0,9	0,4	0
	1,25	2,8	1,5	0,8	0,2
	2,0	13,0	2,6	1,2	0,5
	2,0	2,0	0,3	0,3	0

Pozn.: Hodnotu α_c určíme podle vztahu (3.11). Liší-li se hodnoty pro obě pole přilehlá ke sloupu, uvažujeme hodnotu průměrnou.

kde $\sum E_{d,ln}$, $\sum V_{d,ln}$, b_{ln} , $l_{ln,ln}$ jsou hodnoty stanovené pro delší rozpětí ve směru vyšetřovaných momentů, přilehlé k uvažované podpoře;

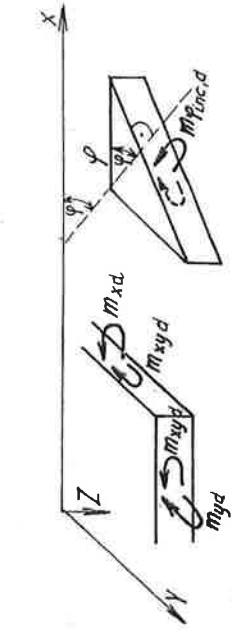
$\sum E_{d,sh}$, b_{sh} , $l_{ln,sh}$ jsou hodnoty stanovené pro kratší rozpětí ve směru vyšetřovaných momentů, přilehlé k uvažované podpoře.

Ohybový moment M_{sup} se rozdělí na sloupy (popř. stěny) v přímém poměru jejich tuhosti, pokud se neprovádí přesnější výpočet.

Rozdělení celkových momentů do sloupových a středních pruhů
 Celkové ohybové momenty v podporách i v polích stanovené metodou náhradních rámu (popř. nosníků) nebo metodou součtových momentů, rozdělíme do sloupových a středních pruhů. Sloupový pruh má po každé straně spojnice podpor šířku rovnou čtvrtině kratšího rozpětí příslušného deskového pole (obr. 3.44). Sloupový pruh zahrnuje i případný ztužující trám. Na sloupový pruh připadá násobek příslušného celkového momentu; hodnoty ω jsou uvedeny v tab. 3.4. Rozdělení momentů napříč pruhů se předpokládá rovnoměrné.

Jsou-li podpory tvořeny sloupy nebo stěnami rozloženými po délce rovné nebo větší než $3/4 l_2$, pak záporné momenty v podporách se předpokládají rovnoměrně rozdělené podél l_2 .

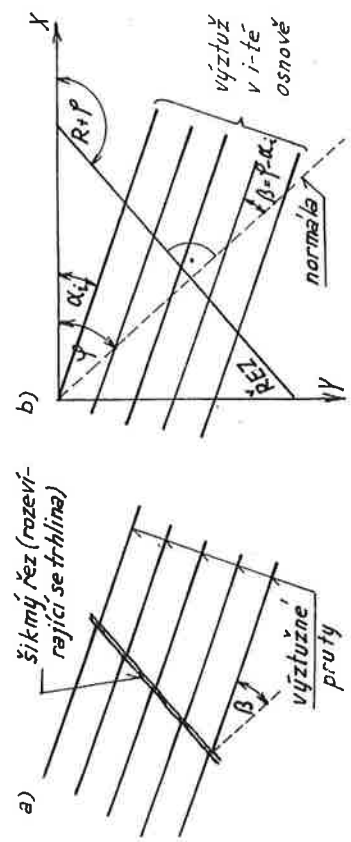
Část příslušného momentu, kterou nepřenáší sloupový pruh, musí být rozdělena úměrně na odpovídající poloviny středních pruhů. Každý střední pruh musí být dimenzován na součet momentů přidělených jeho dvěma polovinám.



Obr. 3.46. Ohybové momenty - označení.

kde m_{y1} je výpočtový ohybový moment na mezi porušení v řezu kolmém k ose výztuže.

Vztah (3.29a) udává bezpečnou hodnotu, protože nedbá toho, že v rozsvřácející se tržlině mají výztužné vložky snahu napřimovat se - směr tahové síly ve vložkách se předpokládá stále shodný, sledující jejich původní sklon. Tahová síla se promítá do normály k šikmému řezu, kromě toho je plocha výztuže na jednotku délky šikmého řezu menší, úměrná $\cos \beta$.



Obr. 3.47. Prutové výztuž - označení.

Jestliže je více osnov výztuže (obr. 3.47b), přičemž α_i je úhel mezi osou X a pruty i-té osnovy, je součtová únosnost v šikmém řezu dána vztahem

$$m_{inc,u} = \sum_{i=1}^n m_{iu} \cos^2 (\varphi - \alpha_i) \quad (3.29b)$$

kde m_{iu} je výpočtový ohybový moment na mezi porušení vztážený na jednotku délky v řezu, který svírá s osou X úhel $(R + \varphi)$, stanovený s přihládnutím k výztuži svřácející s osou X úhel α_i ; n počet směrů výztužení u spodního povrchu desky.

Podmínku spolehlivosti lze napsat ve tvaru

$$m_{inc,d} \leq m_{inc,u} \quad ; \quad t.j. \quad m_{inc,u} - m_{inc,d} \geq 0 \quad (3.30a, b)$$

Graficky lze podmínku spolehlivosti znázornit diagramy (obr. 3.48), v nichž vyneseme na paprsek normály k řezu jednu hodnotu momentové únosnosti, jednak působící ohybový moment. Spojením příslušných bodů získáme dvě křivky: křivku

$\alpha_1 \approx 1/2 \sqrt{1}$ násobek posouvajících sil stanovených pro $\alpha_1 \approx 1/2 \sqrt{1} \approx 1,0$

Krajní ztužující trámy nebo okraje desky musí být navrženy tak, aby přenesly též smyk od kroucení, který vyvolá záporný moment u krajní podpory. U desek podporovaných sloupy je třeba prokázat spolehlivost proti protlačení desky sloupem.

Pozn.: Deskové konstrukce lokálně podepřené s pravouhelníkovými deskovými poli a průběžnými dostatečně tuhými trámy ($\alpha_1 \approx 1/2 \sqrt{1} = 2$; $\alpha_2 \approx 1/4 \sqrt{1/2} = 2$), lze vyšetřovat za předpokladu nepoddajného podepření deskového pole po jeho obvodu a samostatného řešení prutové rámové soustavy v obou směrech, jak bylo uvedeno v odst. 3.4.

3.5.3. Dimenzování

Při dimenzování železobetonových deskových konstrukcí obvykle prověříme:

- 1) mezní stavy únosnosti
 většinou konstrukce nebývá namáhána na únavu a proto vycházíme ze silových účinků vypočtených extrémním zatížením a dimenzujeme výztuž při uvážování:
 a) porušení ohybovým momentem a příp. deskovým krouticím momentem (ohybová výztuž desky); porušení normálovou silou a ohybovým momentem (příp. výztuž podprůměrné konstrukce);
 b) porušení posouvající silou, porušení protlžením (příp. smyková výztuž desky a ztužujícího trámu);
- 2) mezní stavy použitelnosti
 omezení přetvoření a šířky tržlin při provozním zatížení; mezní stavy použitelnosti je možné kontrolovat:
 a) nepřímým omezením tloušťky desky ve vztahu k rozpětí, podepření a použitým materiálem;
 b) vyšetřením průhybu a šířky tržlin desky při provozním zatížení a jejich porovnáním s mezními hodnotami.

ad 1a) Pokud deskovou konstrukci vyšetřujeme zjednodušenými metodami bez uvážování krouticích momentů (např. metodou náhradních momentů nebo součtových momentů), obrážíme hodnoty ohybových momentů vztážených na příslušnou šířku pruhu desky (popř. stanovíme hodnoty na 1 m šířky desky) a na tyto momenty dimenzujeme výztuž.

Pokud však ve výpočtu počítáme s krouticími momenty (např. vyšetřování desky metodou konečných prvků), musíme tyto krouticí momenty zohlednit při návrhu výztuže. Z výpočtu pak obvykle obrážíme hodnoty momentů m_{xd} , m_{yd} a $m_{xyd} = m_{yxd}$ (momenty vyvozené extrémním zatížením vztážené na jednotku délky).

Při dimenzování se vychází z předpokladu, že k porušení dojde obecně v šikmém řezu, v němž ohybový moment vyvozený zatížením nejdříve dosáhne výpočtového ohybového momentu meze porušení.

Ohybový moment v šikmém řezu, jehož normála svírá s osou X úhel φ , je roven

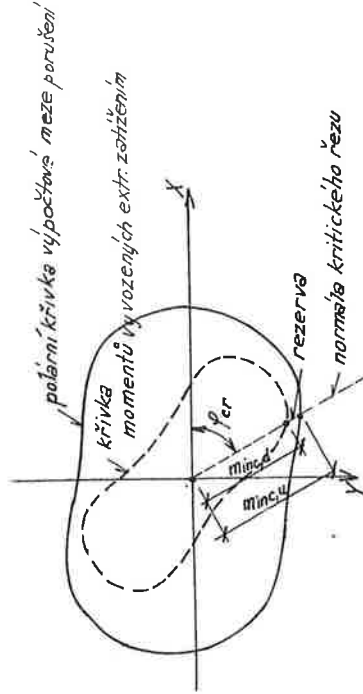
$$m_{inc,d} = \frac{1}{2} (m_{xd} + m_{yd}) + \frac{1}{2} (m_{xd} - m_{yd}) \cos 2\varphi + m_{xyd} \sin 2\varphi \quad (3.28)$$

jak je známo z teorie obýbených desek. Znaménková konvence odpovídá obr. 3.46.

Pro názornost výkladu uvězuje nejprve případ, kdy ohybový moment ve všech řezech je kladný, tabová výztuž je tedy umístěna při spodním lici desky. Moment únosnosti v šikmém řezu, závislý na pravdelné osnově výztuže umístěné při spodním lici a svřácející úhel β s normálovou řezu (obr. 3.47a) můžeme vyjádřit vztahem

$$m_{u\varphi} = m_{u1} \cos^2 \beta \quad (3.29a)$$

ohybových momentů v šikmém řezu a křivku porušení. Podmínka (3.30) požaduje, aby křivka momentů byla uvnitř oblasti okruženě křivkou porušení, nebo se jí nejvýše dotýkala.



Obr. 3.48. Polární diagramy ohybových momentů.

Má-li být splněna podmínka (3.30b) pro každý úhel φ , stačí, je-li splněna v řezu, v němž je levá strana relace minimální. Tento řez můžeme označit jako kritický řez: dosezením vztahů (3.28) a (3.29b) do podmínky (3.30b) a položením první derivace levé strany podle φ nule, lze odvodit pro úhel kritického řezu vztah

$$\operatorname{tg} 2 \varphi_{cr} = \frac{\sum m_{1u} \sin 2\alpha_1 + 2 m_{xyd}}{m_{1u} \cos 2\alpha_1 - m_{xd} + m_{yd}} \quad (3.31)$$

Dosezením do vlastních podmínky (3.30b) obdržíme po úpravě

$$m_{1u} - (m_{xd} + m_{yd}) - \sqrt{(\sum m_{1u} \cos 2\alpha_1 - m_{xd} + m_{yd})^2 + (\sum m_{1u} \sin 2\alpha_1 + 2m_{xyd})^2} \geq 0 \quad (3.32a)$$

Je třeba poznamenat, že obecně není kritický řez totožný ani s řezem, v němž je ohybový moment na mezi porušení minimální, ani s řezem, v němž působí hlavní ohybový moment vyvozený zatížením.

V předešlém se uvažoval případ, kdy ohybový moment ve všech řezech je kladný (tažen spodní líc desky). Zcela analogicky je možné odvodit podmínku pro záporné momenty (tažen horní líc desky); momenty únosnosti m_{1u} nahradíme m_{1u} s uvažovanými záporně, a obrátíme znaménko nerovnosti, neboť záporné ohybové momenty vyvozené zatížením musí být algebraicky větší (v absolutní hodnotě menší) než negativní ohybové momenty na mezi porušení, tedy

$$m_{1u} - (m_{xd} + m_{yd}) + \sqrt{(\sum m_{1u} \cos 2\alpha_1 - m_{xd} + m_{yd})^2 + (\sum m_{1u} \sin 2\alpha_1 + 2m_{xyd})^2} \geq 0 \quad (3.32b)$$

Pokud je tedy splněna podmínka

$$m_{xd} \cdot m_{yd} - m_{xyd}^2 \geq 0 \quad (3.33)$$

užije se pro posouzení jen jedné z podmínek (3.32a,b) a to

- a) podmínka (3.32a), jestliže působící momenty jsou kladné ($m_{xd} \geq 0, m_{yd} \geq 0$);

b) podmínka (3.32b), jestliže působící momenty jsou záporné ($m_{xd} \leq 0, m_{yd} \leq 0$).

Pokud není splněna podmínka (3.33), je nutné ověřit splnění obou podmínek (3.32a,b) současně (pro kladné i záporné momenty).

Je-li deska vyztužena jen ve dvou vzájemně kolmých směrech rovnoběžných s osami X a Y (a to při jednom nebo při obou povrchích), jsou podmínky (3.32a,b) splněny, platí-li

$$m_{xu} \geq m_{xd} + |m_{xyd}|; \quad m_{xu} \leq m_{xd} + |m_{xyd}| \quad (3.34)$$

$$m_{yu} \geq m_{yd} + |m_{xyd}|; \quad m_{yu} \leq m_{yd} + |m_{xyd}|$$

kde m_{xu} a popř. m_{yu} (m_{xu} a m_{yu}) jsou ohybové momenty meze porušení průřezu v ohybu kladného (záporného) smyslu, tj. $m_{xu} \geq 0; m_{yu} \leq 0$ ($m_{xu} \leq 0; m_{yu} \geq 0$).

Z uvedených vztahů (3.34) lze odvodit i jednoúčelové podmínky pro navrhování výztuže, uvažujeme-li ve vztazích (3.34) rovnosti.

- ad 1b) Mez porušení deskových konstrukcí posouvající silou, popř. posouvající silou a ohybovým momentem se musí prověřovat při:
 - **hojnějším působení**, kdy deska může působit jako široký trám; toto působení je zúročeno, leží-li ve spojnicí podpor trámů porušení při tomto působení je stejné jako u nosníků;
 - **deskovém působení**, kdy může dojít k **protlačení** desky.

Protlačení je porušení desky vyvolané zatížením přenášeným z přilehlé desky do sloupce, popř. soustředěným zatížením (3.49a,b). Při protlačení vzniká posuv ploše porušení, která svírá s rovinou desky úhel α . Velikost úhlu α závisí na způsobu zatížení desky atd.; α se pohybuje v mezích cca 25° až 45°.

Nejstarší a nejvíce rozšířený způsob ověření protlačení je stanovení smykové napětí τ_g na definovaném povrchu kolem plochy zatížení (obvykle v tzv. kritickém průřezu) a jeho porovnání s hodnotou fiktivní smykové pevnosti betonu v protlačení R_{bq} vztáženou k pevnosti betonu v tahu. Tento způsob ověření síce málo souvisí s vlastní fyzikální podstatou protlačení, ale je jednodušší a při vhodné zvolené hodnotě R_{bq} poskytuje přiměřenou předpověď meze porušení v kritickém průřezu velikosti napětí, ale velikosti posouvajících sil vztážených na jednotku délky obvodu kritického průřezu (tedy smykové napětí vynásobená výškou kritického průřezu).

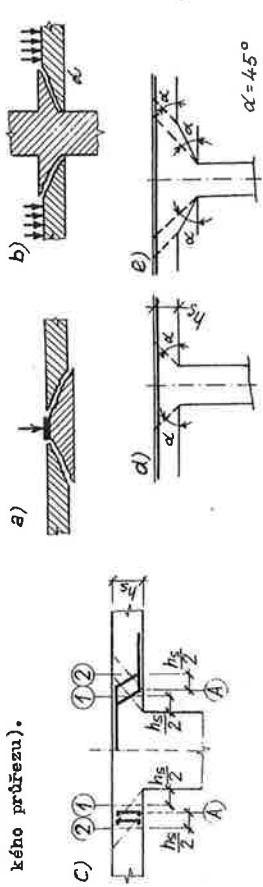


Fig. 3.15. Protlačení desky: a, b) porušení protlačením; c, d, e) kritické průřezy na protlačení.

Podmínka spolehlivosti na mezi porušení protlačení u nepřepjatých desek tedy zní

$$|q_{d,max}| \leq q_u \quad (3.35)$$

kde $q_{d,max}$ je maximální posouvající síla vztážená na jednotku délky obvodu kritického průřezu;

$$q_u$$

výpočtová posouvající síla na mezi protlačení vztážená na jednotku délky obvodu kritického průřezu.

Kritický průřez v protlačení u desky o tloušťce h_g je veden kolmo k rovině desky ve vzdálenosti $0,5 h_g$ od hrany styčné plochy tak, aby jeho obvod byl minimální. Za styčnou plochu při ověřování protlačování považujeme plochu s minimálním obvodem těsně přiléhající ke skutečné ploše, v níž se přenáší zatížení. Obvod kritického průřezu, který nemá tvar pravouhelníka se dovoluje nahradit pravoúhelníkem o stejném obvodu, stejném těžišti obvodu a se stejným poměrem obrusu do směrů os desky.

Pokud je třeba ve vyšetřovaném kritickém průřezu navrhnout smykovou výtuz, musí se ještě posoudit na protlačení kritický průřez, pro nějž se považuje za styčnou plochu obrys navržené smykové výtuzy na protlačení (obr. 3.49c). Obdobně je třeba postupovat v případech změny tloušťky desky (obr. 3.49d,e). Poslední kritický průřez musí vyhovět bez smykové výtuzy.

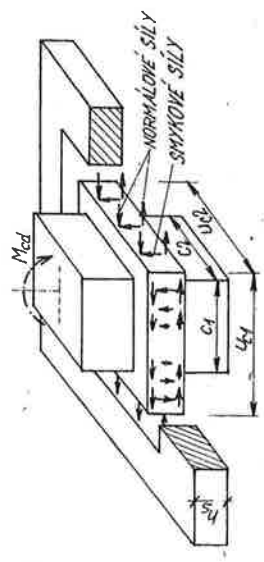
V kritickém průřezu se přenáší posouvající síla Q_{cd} smykovými silami, obvodový moment M_{cd} smykovými silami (moment M_{cqd}) a normálovými silami (moment M_{cnd}), jak je znázorněno na obr. 3.50. Smykové síly přenáší moment M_{cqd} jsou jednou svazlé, jedním vodorovné. U desek malých tloušťek je příčinou vodorovných smykových sil zanedbatelný, uplatní se pouze v těch případech, kdy tloušťka desky je srovnatelná s rozměrem kritického průřezu.

Ohybový moment, který vyhovuje podmínce

$$|M_{cd}| \leq 0,2 |Q_{cd}| h_g \quad (3.36)$$

Lze při vyšetřování účinků protlačení zanedbat.

Vztahy pro rozdělení momentu M_{cd} na M_{cqd} a M_{cnd} byly odvozeny na základě výsledků zkoušek prováděných převážně pro čtvercové, popř. obdélníkové styčné



Obr. 3.50. Přeměnění ohybového momentu v kritickém průřezu smykovými a normálovými silami.

plochy, odkud

$$M_{cqd} = (1 - \nu_n) M_{cd}$$

$$M_{cnd} = \nu_n M_{cd}$$

kde

$$\nu_n = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{u_{c1}}{u_{c2}}}}$$

u_{c1} je rozměr kritického průřezu ve směru rovnoběžném s rovinou působícího momentu M_{cd} ;
 u_{c2} rozměr kritického průřezu kolmo k u_{c1} .

Ohybový moment M_{cnd} musí být přenesen tahovou výtuzí umístěnou v pruhu desky o šířce rovné příslušnému rozměru styčné plochy zvětšené po každé straně o $1,5 h_g$ (pokud je tam deska).

Předpokládáme-li lineární průběh posouvajících sil po obvodě kritického průřezu o odlišného tvaru, lze stanovit v rozích hodnoty q_d ze vztahu

$$q_d = \frac{Q_{cd} + \frac{M_{1cd}}{l_{1cr}} (1 - \frac{\nu_n}{2}) + \frac{M_{2cd}}{l_{2cr}} (1 - \frac{\nu_n}{2})}{l_{1cr}} \quad (3.40)$$

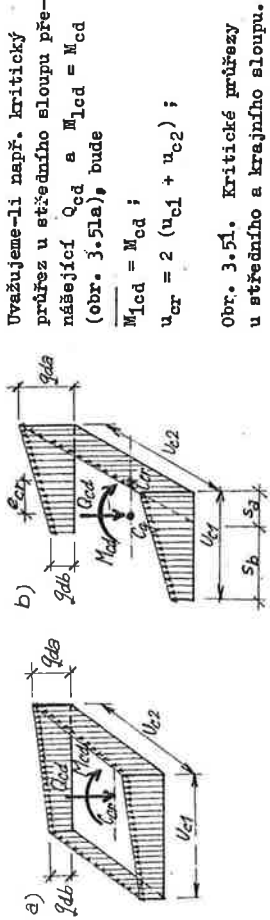
kde Q_{cd} je posouvající síla vyzvozená extrémním zatížením přeměšená podél obvodu kritického průřezu

M_{1cd} (M_{2cd}) ohybové momenty přeměšené z desky do podpory ve směru 1 (2) vztážené k těžišti C_{cr} obvodu kritického průřezu;

l_{1cr} (l_{2cr}) obvod kritického průřezu;

l_{1cr} (l_{2cr}) veličina obdobná polárnímu momentu setrvačnosti obvodu kritického průřezu;

$s_{1a,b}$ ($s_{2a,b}$) vzdálenosti těžiště C_{cr} od obvodu kritického průřezu v protlačení měřené ve směru 1 (2).



Obr. 3.51. Kritické průřezy u středního a krajního sloupu.

Uvažujeme-li např. kritický průřez u středního sloupu přeměšený Q_{cd} a $M_{1cd} = M_{cd}$ (obr. 3.51a), bude

$$M_{1cd} = M_{cd}$$

$$u_{cr} = 2 (u_{c1} + u_{c2})$$

poslední člen ve vztahu pro I_{cr} se uvažuje jen tehdy, uvažujeme-li vodorovné smykové síly (obr. 3.50);

$$I_{cr} = \frac{u_{c1}^3}{6} + \frac{u_{c2}^3}{6} + \frac{u_{c1}^2 u_{c2}}{2} + \frac{u_{c1} u_{c2}^2}{2}$$

obdobně pro kritický průřez u krajního sloupu (obr. 3.51b)

$$M_{1cd} = M_{cd} - Q_{cd} e_{cr} ; u_{cr} = 2 u_{c1} + u_{c2}$$

$$I_{cr} = \frac{2}{3} (s_a^3 + s_b^3) + u_{c2} s_a^2 + \frac{u_{c1} s_b^2}{2}$$

Výpočtová posouvající síla na mezi protlačení q_u se stanoví

- u desek bez smykové výtuzě

$$q_u = q_{bu}$$

- u desek se smykovou výtuzí

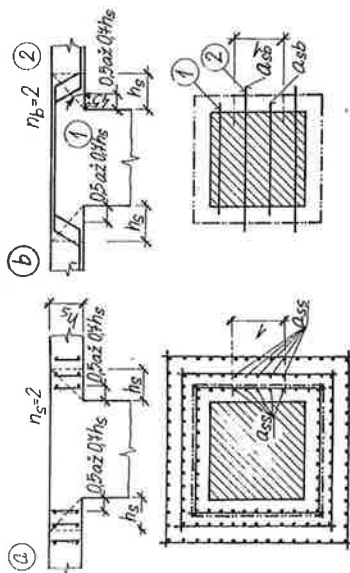
$$q_u = 0,5 q_{bu} + q_{su}$$

s omezením

$$q_u \leq 2 q_{bu}$$

kde q_{bu} je výpočtová posouvající síla přeměšená na mezi protlačení betonem, vztážená na jednotku délky obvodu kritického průřezu;

λ_{ss} součinitel účinnosti třmínků (svařované třmínky $\lambda_s = 1,0$;
 vázané třmínky $\lambda_s = 0,7$);
 α_b úhel sevřený ohyby a rovinou desky;
 R_B výpočtová pevnost v tahu R_{sd} smykavé výtluže vlnásobená součinitelům podmíněk působení smykavé výtluže γ_s .



Obr. 3-53. Uspořádání smykavé výtluže na protlačení. S přihlídnutím k možnostem řádného zakotvení a provedení smykavé výtluže, může být smykavá výtluž používána pouze u desek, jejichž tloušťka je min. 200 mm.

Aby nedošlo k přílišnému rozevření smykavých trhlín, zavádí se požadavek, aby na mezi porušení protlačení se napětí ve smykavé výtluži uvažovalo max. $R_{sd} = 300$ MPa. Při ověřování meze porušení protlačení nejprve určíme kritický průřez a jeho potřebné charakteristiky.

Dále stanovíme $q_{d,max}$ a q_{bu} .
 Je-li splněna podmínka

$$q_{d,max} \leq q_{bu} \quad (3.45)$$

$$q_{d,max} \leq 2 q_{bu} \quad (3.46)$$

průřez vyhoví bez smykavé výtluže, jinak pokud platí

Lze navrhnout smykavou výtluž. V ostatních případech je třeba navrhnout jiná opatření (lepší kvalita betonu, zvětšení tloušťky desky, popř. styčné plochy, použití slyřných hlavíc atd.).

sd 2a.) Vztahy, ze kterých se vychází při stanovení minimální tloušťky desky, jsou však většinou založeny na zkušenosti a zohledňují přetvoření z hlediště vlastních desek, nikoliv podporovaných prvků (příček apod.), což může vést k přílišným podmínkám, než jaké jsou požadovány pouze pro vlastní desku.

Tloušťka desky nosné v dvou směrech, mající poměr delšího rozpětí ke kratšímu nepřesahuje 2,0, pro niž je předepsána mezní průhyb $l_c/200$, musí vyhovovat ustanovením dále uvedeným; jinak je třeba ověřovat stav použitelnosti (přetvoření, trhliny).
 Tloušťka desky musí vyhovovat vztahu $h_b \geq 1,1 h_{s,lim}$, kde

q_{bu} výpočtová posouvající síla na mezi protlačení přenášená smykavou výtluží, vztahovaná na jednotku délky obvodu kritického průřezu.
 Výpočtová posouvající síla q_{bu} se stanoví ze vztahu

$$q_{bu} = 0,42 \alpha_b \alpha_h \alpha_n \gamma_b R_{btd} h_b$$

kde $\alpha_s, \alpha_h, \alpha_n$ jsou součinitelé výtlužení, tloušťky desky h_b a normálové síly N_d ;
 γ_b součinitel podmíněk působení betonu v tahu;
 R_{btd} výpočtová pevnost betonu v tahu.

Hodnoty součinitelů $\alpha_s, \alpha_h, \alpha_n$ se v běžných případech dovoluje uvažovat takto:
 $\alpha_s = 1,0$
 $\alpha_h = \dots$ při $h_b \leq 150$ mm $\alpha_h = 1,3$
 150 mm $< h_b \leq 300$ mm $\alpha_h = 1,2$
 $h_b > 300$ mm $\alpha_h = 1,0$
 $\alpha_n = 1,0$... pokud $N_d = 0$.

Hodnoty součinitelů $\alpha_s, \alpha_h, \alpha_n$ lze však stanovit i přesněji podle vztahů uvedených v kap. 1, avšak do vztahu (1.53) za ω_{stw} se dosadí ω_{stw} průměrný stupeň výtlužení desky tahovou výtluží, který se při výtlužení desky nepřepjatou výtluží stanoví ze vztahu

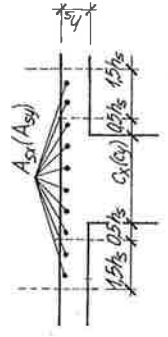
$$\omega_{stw} = \sqrt{\omega_{stx} \cdot \omega_{sty}} \quad (3.41)$$

s omezením $\omega_{stw} \leq 0,01$,

kde $\omega_{stx}, \omega_{sty}$ jsou stupně výtlužení desky ve dvou k sobě kolmých směrech

$$\omega_{stx} = \frac{A_{sx}}{h_s (c_x + 4 h_s)} ; \quad \omega_{sty} = \frac{A_{sy}}{h_s (c_y + 4 h_s)} \quad (3.42a, b)$$

kde $A_{sx} (A_{sy})$ je průřezová plocha nepřepjaté výtluže umístěné v šířce kritického průřezu zvětšené po každé straně o 1,5 násobek tloušťky desky, tj. v šířce $c_x + 4 h_s, (c_y + 4 h_s)$ - viz obr. 3.52).

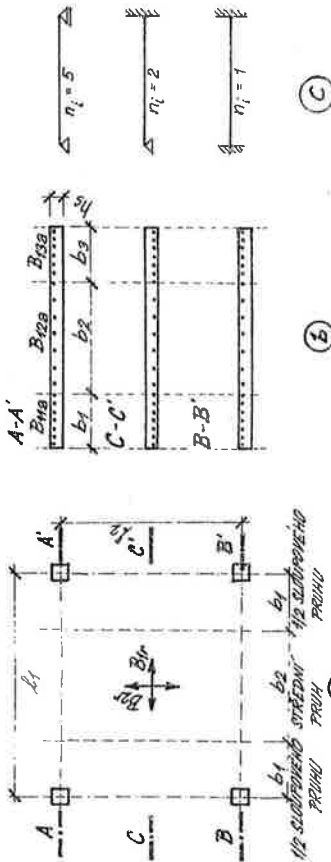


Výpočtovou posouvající sílu q_{bu} přenášenou na mezi porušení protlačení smykavou výtluží (třmínky, popř. ohyby) stanovíme podle vztahů

$$\text{pro třmínky: } q_{bu} = n_b \cdot \lambda_{ss} \cdot a_{ss} \cdot R_B \quad (3.43)$$

$$\text{pro ohyby: } q_{bu} = n_b \cdot a_{sb} \cdot \sin \alpha_b \cdot R_B \quad (3.44)$$

Obr. 3.52. Tahová výtluž v oblasti krit. průřezu.
 kde $a_{ss} (a_{sb})$ je průřezová plocha jedné řady třmínků (ohybů) na jednotku délky obvodu kritického průřezu;
 n_b počet řad třmínků umístěných ve vzdálenosti $0,5 h_b$ až h_b od obvodu styčné plochy, přičemž 1. řada třmínků nesmí být vzdálena od obvodu styčné plochy o více než $0,7 h_b$ (obr. 3.53);
 n_b počet řad ohybů protínajících šikmý řez vycházející pod úhlem 45° od obvodu styčné plochy, 1. ohyb musí protínat řez v max. půdorysné vzdálenosti $0,7 h_b$ obvodu styčné plochy;



Obr. 3.54. Stanovení náhradní tuhosti deskového pole.

následovně:

Pro každý z obou směrů (1, 2) vypočteme jak v řezech nad podporami, tak v řezu v poli (obr. 3.54a) ohybové tuhosti úseku řezu různě vyztužených (úseky sloupových a středních pruhů - obr. 3.54b). Velikosti ohybových momentů potřebných v uvažovaném dílčím úseku řezu stanovíme z pružného řešení desky jako průměrné hodnoty momentů v tomto úseku. Průměrnou tuhost na jednotku délky lze např. v řezu A-A určit ze vztahu

$$B_{1ra} = 1,2 \frac{B_{11ra} + B_{13rb}}{b_{11} + b_{13}} + 0,8 \frac{B_{12ra}}{b_2} \quad (3.50)$$

tj. za předpokladu větší váhy tuhostí v blízkosti podpory (o 20%), neboť tuhost v tomto místě ovlivňuje průhyby desky výrazněji než v poli.

Z hodnot tuhostí v poli (B_{1rc}) a v podporách (B_{1ra} , B_{1rb}) určíme výslednou hodnotu tuhosti ve směru 2 a to:

- při spojitosti desky v řezech A-A i B-B ze vztahu

$$B_{2r} = \frac{1}{4} (B_{1ra} + 2 B_{1rc} + B_{1rb}) \quad (3.51a)$$

- při spojitosti desky v řezu A-A a volném uložení v řezu B-B

$$B_{2r} = \frac{1}{3} (B_{1ra} + 2 B_{1rc}) \quad (3.51b)$$

Obdobným postupem stanovíme hodnotu B_{1r} .

Náhradní tuhost B_e určíme ze vztahu

$$B_e = \frac{1 + n_1 \lambda^{4/n_2}}{B_{1r} + n_1 \lambda^4 B_{2r}/n_2} B_{1r} B_{2r} \quad (3.52)$$

kde n_1 je součinitel charakterizující uvolnění desky v příslušném směru

$$(obr. 3.54c); \lambda = l_1/2.$$

Jiný způsob výpočtu přetvoření desky využívající pružného řešení desky je uveden v ČSN 73 1201-86.

β) Při bližší metodě založenými na vyšetřování deformací vzájemně se křížících širokých nosníků lze uplatnit u desek řešených metodou náhradních rámb.

Pro výpočet uvažujeme pole ohraničené modulovým systémem sloupů. Průhyb stře-

$$h_{e,lim} = l_{n,max} \frac{800 + 0,7 R_{sn}}{36 + 3 \epsilon \eta} \quad (3.47)$$

$$\eta = \alpha_m - 0,5 (1 - \epsilon) (1 + \frac{1}{2}) \quad (3.48)$$

hodnotu η uvažujeme pouze v intervalu < 0 ; $1 + \epsilon$; jinak za η dosazujeme příslušnou krajní mez intervalu.

Ve vztazích (3.47) a (3.48)

$l_{n,max}$ je větší ze světlostí obdélníkového deskového pole měřených od líce sloupů a bezřibových desek a od líce trámů, popř. od účinných hlavnic v ostatních případech;

R_{sn} normová pevnost betonářské výztuže v tahu v MPa;

ϵ poměr delšího světlého rozpětí ke kratšímu světlému rozpětí deskového pole;

α_m průměrná hodnota α podle vztahu pro všechny trámy po obvodě deskového pole;

ϵ poměr součtu délek stran pravouhelníkového deskového pole, ve kterých je deska spojitá k celkovému obvodu pole (pro vnitřní pole $\epsilon = 1$, pro rohové pole $\epsilon = 0,5$, atd.).

Pro $\eta = 0$ (bezřibové a říbové desky) lze výraz (3.47) upravit na

$$h_{e,lim} = l_{n,max} (22,2 + \frac{R_{sn}}{51,4})$$

Tloušťka desky nesmí být menší než:

u bezřibových desek 0,16 m,

v ostatních případech 0,10 m.

Je-li deska v krajním poli při obvodu stropní konstrukce volně uložena nebo jen nepatrně vetknuta (málo tuhý okrajový nosník $\alpha < 0,80$), je třeba limitní tloušťku desky určenou podle vztahu (3.47) zvětšit o 10%.

ad 2b) Stanovení průhybu a řídky tržlin deskového světlému

Průhyb deskového systému nosného ve dvou směrech lze zásadně vyšetřovat: a) za předpokladu platnosti teorie pružnosti

Přibližnou hodnotu největšího průhybu železobetonového deskového pole zatíženého provozním zatížením stálým a nahodilým ($\xi_g + v_g$) lze určit s využitím průhybu f_{el} vypočteného při řešení desky podle teorie lineární pružnosti (při uvažování $\mu = 0$) ze vztahu

$$f = f_{el} \frac{B_{el}}{B_e} \frac{v_{g,st} + (\xi_g + v_{g,lt}) (1 + 1,7 \beta_{r1})}{\xi_g + v_g} \quad (3.49)$$

kde B_{el} je ohybová tuhost desky použitá při lineárně pružném výpočtu

B_e náhradní tuhost železobetonového průřezu desky stanovená podle ČSN 73 1201-86;

$\xi_g + v_{g,st} + v_{g,lt}$ složky provozního zatížení - stálé a nahodilé dlouhodobé a krátkodobé;

β_{r1} součinitel dlouhodobého přetvoření stanovený podle ČSN 73 1201-86.

Hodnota $1,7 \beta_{r1}$ ve výrazu (3.49) představuje započtení účinku dotvarování a smrštění betonu. Náhradní tuhost B_e charakterizuje globálním způsobem tuhost ve vyšetřovaném deskovém poli při dané úrovni zatížení a lze ji stanovit

nocení vřoví, neboť je na bezpečné straně, tj. dává o něco větší průhyby než přesná řešení.

Šířku trálin se dovoluje vyšetřovat podle zásad uvedených v ČSN 73 1201-86 pro lineární prvky.

3.5.4. Konstruktivní pokyny, vyztužení

Abyste bylo nutné uvažovat při statickém řešení bezřibových desek vliv otvorů, má být při jejich zřizování dbáno pokynů uvedených v ČSN 73 1204-86. Otvory větších rozměrů musí být respektovány ve statickém výpočtu.

Vyztužení

U desek musí být slabší navržena tahová vyztuž větší než odpovídá $\sigma_{st, min} = 0,0020$ a musí mít průřezovou plochu rovnou alespoň $1/4$ průřezové plochy silnější vyztuže v druhém směru. Vzdálenosti prutů desky nesmí být větší než je dvojnásobná tloušťka desky, a ne větší než 400 mm.

U bezřibových deskových stropů musí být vyztuž v desce koncentrována v oblasti nad podporou. Pruh desky rovný šířce sloupu nebo hlavice zvětšené po každé straně o $1,5$ ti násobek tloušťky přilehlé desky musí zachytit moment přenášený normálně vými silami (ohybem) z desky do sloupu.

V krajních polích musí být všechna kladná vyztuž kolmá k okraji dovešena až do okraje a zde řádně uložena; všechna záporná vyztuž kolmá k okraji musí být opatřena háky nebo jinak zakotvena do okrajových prvků. Okrajové prvky musí být vyztuženy i na příslušné kroutivé momenty.

Desky bodově podepřené je možné vyztužovat jednak vázauou vyztuží, jednak svařovanými sítěmi, případně jejich kombinací.

Možné uspořádání vyztuže v desce lokálně podporované je naznačeno na obr. 3.56.

Uvedené délky přesahů lze použít u konstrukcí, jejichž rozpětí posloupných polí se neliší více než o $1/3$ většího rozpětí; mají-li sousední pole nestejná rozpětí, přesah záporné vyztuže od lince podpory v kratším poli se určuje z hodnot pro větší rozpětí. Délky přesahů prutů od lince podpory uvedené na obr. 3.56 musí být kontrolovány výpočtem a případně upraveny v případech, kde deskové stropy působí jako část konstrukce nezařizované proti vodorovným posunům a namáhané vodorovně působícím zatížením, jakož i v případech, kdy rozpětí polí se liší více než je výše uvedeno.

Desky podporované průvlaký, kde hodnota α je větší než $1,0$, musí být vyztuženy zvláštní přídavnou vyztuží ve všech vnějších rozích, a to jak u spodního, tak u horního povrchu (obr. 3.27).

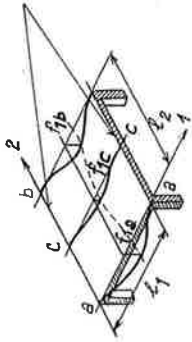
Smrková vyztuž v železobetonových deskách namáhaných na protlačení musí být v oblasti podpor uspořádána tak, aby bylo zajištěno spolehlivé přenesení vnitřních sil. Doporučuje se navrhnout některé uspořádání podle obr. 3.53, lze však použít i jiných obdobných uspořádání vyztuže. Třísmrková vyztuž musí obejmout nejméně jednu polohu horní a dolní vyztuže desky.

V zásadě lze desky vyztužovat:

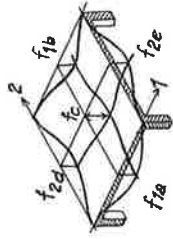
- vázanou vyztuží (pomalé, prasná),
- vázanými rohožemi (šástečné urychlení železářských prací na stavbě),
- sítěmi (např. KARI), event. svařovanými rohožemi (při větších profilech vyztužných prutů); síť, rohože s nosnou vyztuží buď v jednom nebo v obou směrech (racionalizace železářských prací); nosnou vyztuž klademe obvykle ve směru spojnic podpůrných sloupů (obr. 3.57a); kladné momenty v poli lze však

du deskového pole stanovíme superpozici průhybu deskového pole vyšetřovaného samostatně v každém směru (1, 2) za předpokladu, že pro vyšetřovaný směr je deskové pole přímkově podepřeno kolmo k vyšetřovanému směru (obr. 3.55).

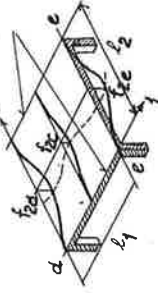
předpokládané
přímkové podepření



a) ohyb ve směru x



předpokládané
přímkové podepření



b) ohyb ve směru y

c) složený ohyb

$$f_c = \frac{1}{2} (f_{1a} + f_{1b}) + f_{2c}$$

$$f_c = \frac{1}{2} (f_{2d} + f_{2e}) + f_{1c}$$

obr. 3.55. Superpozice průhybů deskového pole vyšetřovaného samostatně ve směrech X a Y.

Nejprve tedy vyšetříme deformace desky o šířce l_2 a rozpětí l_1 (obr. 3.55a). Je třeba poznamenat, že sloupový a střední pruh desky se nedéformují stejně vzhledem k průběhu momentů a ohybové tuhosti v příčném směru. Rozdílmost deformací je třeba ve výpočtu respektovat.

Dále vyšetříme deformace desky o šířce l_1 a rozpětí l_2 (obr. 3.55b); tedy obdobně jako v předchozím, ale při působení desky v druhém směru.

Přibližný průhyb desky např. ve středu pole získáme jako součet průhybů uprostřed sloupového pruhu v jednom směru s průhybu uprostřed středního pruhu v druhém směru (obr. 3.55c).

Vzhledem k nerovnoměrnému rozdělení ohybových momentů po šířce příslušného řezu deskou, případně menší šířce sloupového pruhu i změnám ohybové tuhosti v důsledku rázných namáhání i vyztužení jednotlivých pásů musíme vyšetřit zvlášť přetvoření sloupového a středního pruhu. Sloupové hlavice vyzádují uvažování průměrného momentu setrvačnosti ve sloupovém pruhu. Přetvoření pruhů určíme s přihlídnutím k ustanovením ČSN 73 1201-86.

Urtíme-li průhyby sloupových a středních pruhů, můžeme určit výsledný průhyb pole jako součet průhybů sloupového pruhu v jednom směru a středního pruhu v druhém směru, tj. ze vztahu

$$f_c = 0,5 (x_{1a} + f_{1b}) + f_{2c} \text{ nebo } f_c = 0,5 (f_{2d} + f_{2e}) + f_{1c} \quad (3.53a, b)$$

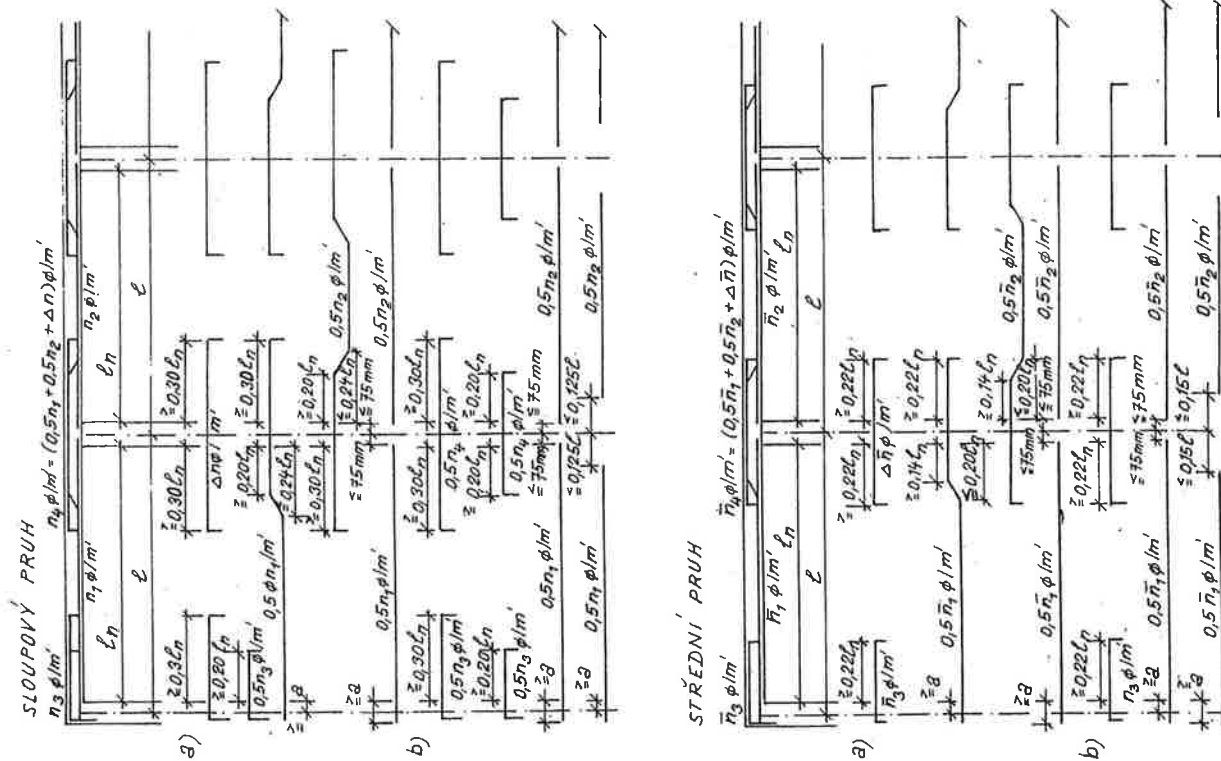
Pokud se hodnoty stanovené podle vztahů (3.53a) a (3.53b) liší, považujeme za výsledný průhyb aritmetický průměr z těchto hodnot. Popsaný způsob pro běžné hod-

zachytit i síťemi s nosnou výztuží ve směru diagonálních spojnic deskového pole (obr. 3.57b),
 d) pomocí armokošů; výztuž obvykle nad podporou se sváže, ev. svaří v prostoro-
 vý prvek; nad podporou lze výztuž klást buď ve dvou směrech na sebe kolmých
 (obr. 3.57a) nebo vyztužovat radiálními vložkami a kruhovou event. spirálovou
 výztuží (obr. 3.57b),
 e) mřížovinami; lze vyztužovat desky vylehčené kazetkami; mřížovinami se vyztu-
 žují křížující se žebírka; mřížoviny musí být jednak otevřené (bez horního
 montážního prutu - pro výztuž uloženou blíže k dolnímu povrchu), jednak uza-
 vřené (kladou se ve směru kolmém k mřížovinám otevřeným); nad podporami se
 výztuž doplňuje buď vázanou výztuží nebo nadpodporovými mřížovinami.

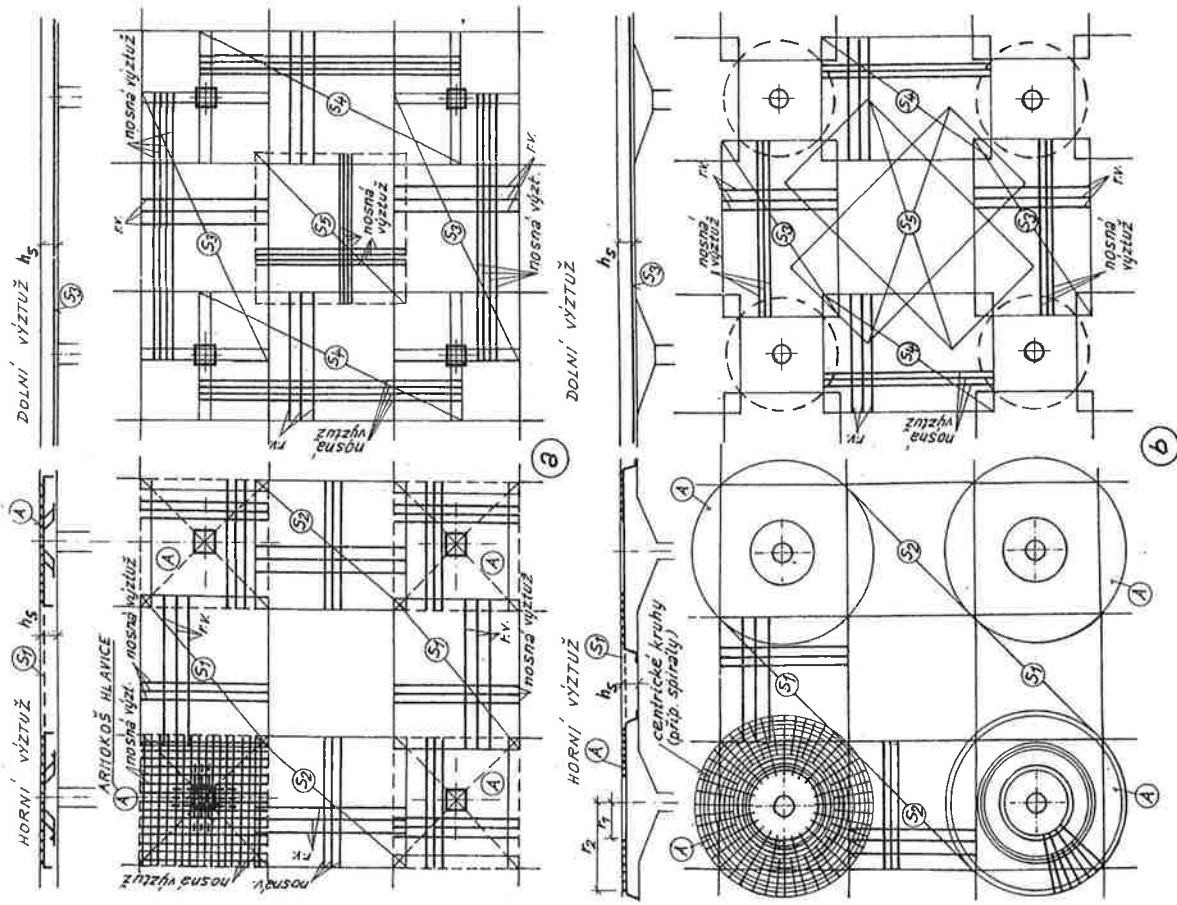
Přednosti a nedostatků stropů s deskami lokálně podporovanými

Hříbové stropy jsou výhodné při velkých užitných zatíženích (nad 10 kN/m²).
 Předností hříbových stropů je malá konstrukční výška, rovný podhled umožňující snad-
 né větrání, osvětlování, vedení instalací a hlavně jednoduše bednění. Nevýhodou
 hříbových stropů je větší spotřeba betonu a oceli oproti stropům křížem vyztužených
 desek.

Bezhríbové stropy se výborně hodí pro budovy s menším užitným zatížením. Před-
 ností bezhríbových stropů je, že obedněná plocha je nejmenší a bednění je nejjedno-
 dušší ze všech druhů stropních konstrukcí, dílčí velkou výhodou je zcela nerušený
 rovný podhled.



Obr. 3.56. Schema uspořádání výztuže lokálně podporovaných desek; $a \geq 15 d_e$
 $\geq 150 \text{ mm}$.



Obr. 3-57. Uspořádání výztuže deskového stropu - sítě, armokoše.

4.1. Uspřádání a konstrukční řešení

Nežastějí se vyskytující jednodílní budovy jsou víceúrovňové průmyslové haly.

Podle dispozicního uspořádání mohou být: haly jednodílní, dvoudílní a víceúrovňové.

Pro některé druhy výroby se přitahuje k normálnímu tzv. výrobnímu nebo podélným lodím, které jsou v potřebném počtu řazeny vedle sebe, ještě lode přičně, probíhajíci kolmo k výrobním lodím. Příčné lode slouží k přípravě materiálů, montáží, dokončování pracím apod.

Podle druhu dopravy v hale rozlišujeme:

- a) haly bez mostových jeřábů,
- b) haly s mostovými jeřáby.

Podle konstrukčního systému rozlišujeme:

- a) vazníkové haly, které mají příčný nosný systém. Je to nosný systém sestávající z příčných rámu (rámu ve směru rozpětí lodi) a podélné kladených střešních panelů;
- b) bežvázníkové haly, které mají podélný nosný systém. Na podélné rámy se ukládá střešní konstrukce (lomenice, Tl panely apod.) o délce rovné rozpětí lodi.

Průmyslové haly se až do roku 1953 prováděly převážně jako monolitické železobetonové s příčnými nosnými rámy (rámovými vaznicemi). Od této doby se stále používají montované haly ze železobetonu s příčnými prvky z předpjatého betonu.

V montované verzi se na podělnou vaznicovou soustavu, v poslední době začal i rozvoj bezvaznicových systémů. U montovaných hal se oproti monolitickým zkracuje doba výstavby, snižuje se pracnost, setří stavební materiál (hlavně bednění, ale i výtuz a beton) a odstraňuje se sezonnost práce. Typizované haly mají výhodat co největšímu počtu výrobních technologií s možností volby libovolné velikosti zastavěné plochy, včetně možnosti jejich dodatečného rozšíření a prodloužení.

Pokud se týká materiálů, lze navrhnout haly: betonové, kombinované (např. sloupy železobetonové, prvky předpate a vaznicí ocelové) a ocelové.

V dalším je pojednáno pouze o konstrukčních sestavách hal založených na bázi slídkové.

Pro nosné konstrukce hal jsou unitizované především moduové půdorysné osnovy, tj. rozpětí lodi L a rozteče sloupů B (obr. 4.1) s odstupňováním po 3 m.

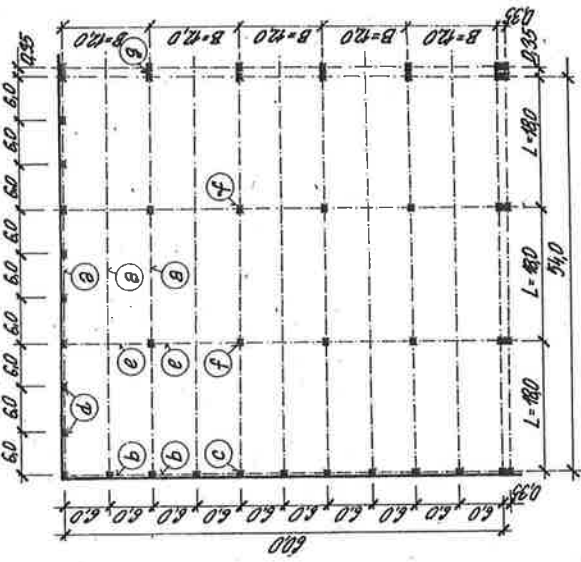
Prakticky používané půdorysné osnovy hal jsou uvedeny v tab. 4.1. Nejčtenější použíti mají haly s parametry $L \times B = 18,0 \times 12,0$ m.

Tab. 4.1. Používané moduové půdorysné osnovy hal

L [m]	9,0	12,0	15,0	18,0	24,0	30,0
B [m]	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	6,0	12,0	12,0	18,0	6,0	18,0
	6,0	6,0	12,0	12,0	12,0	18,0

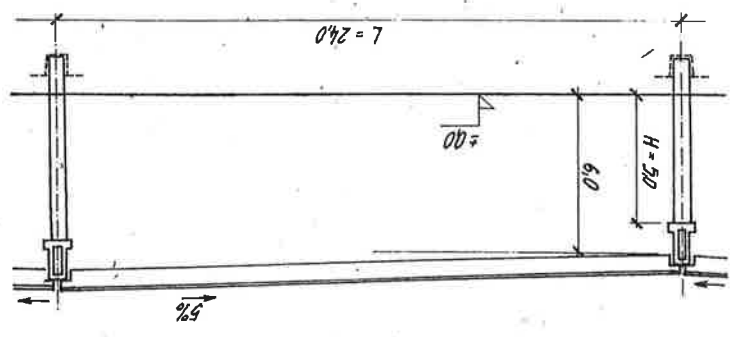
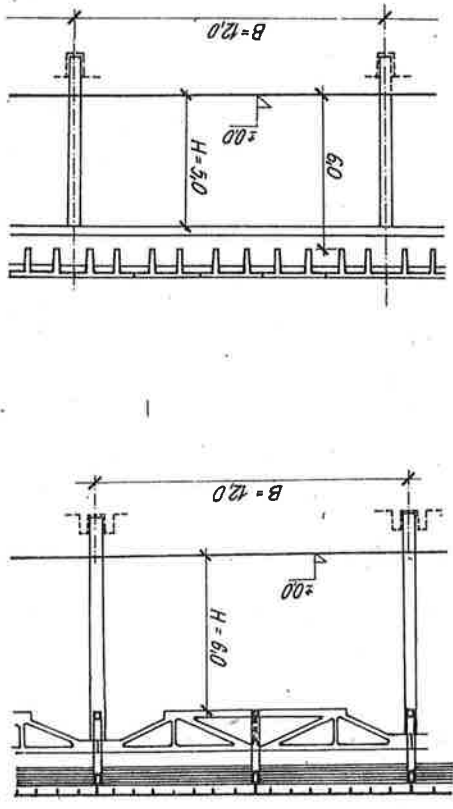
Světla výška hal je značně ovlivněna požadavky výrobní technologie a druhem

dopravních zařízení. Obvykle jsou haly bez mostových jeřábů, ale často s dopravním zařízením upraveným na střešní konstrukci (např. s podvěsnými jeřáby), světla výšky 6,0 m (obr. 4.2 a 4.3). U hal s mostovými jeřáby (s jeřábovými dráhami upravenými na sloupech) byla světla výška haly větší, obvykle kolem 10,0 m (obr. 4.4).



Obr. 4.1. Půdorys a skladebné parametry půdorysné osnovy hal 18/12 m:
 a - střešní vazník rozpětí 18 m ; b - římsový nosník ;
 c - krajní sloup ; d - štítový mezisloup ; e - průvlak o rozpětí 12m;
 f - vnitřní sloup ; g - dilatační vložka .

V některých provozech (např. tam, kde výrobní technologie probíhá též v příčném směru) se požaduje, aby světelná výška byla zachována v celé hale. V takových případech bývá pro výšku haly rozhodující výška mezi podlahou a spodní hranou průvlaků, neboť většinou je spodní hrana průvlaků nižší než spodní hrana vazníků (obr. 4.3). Výhodné jsou pak konstrukce, u kterých leží spodní hrany průvlaků a vazníků v jedné rovině (obr. 4.2). V jiných případech, např. u hal s mostovými jeřáby většinou stačí, jestliže požadovaná světelná výška haly je dodržena pouze v lodích.

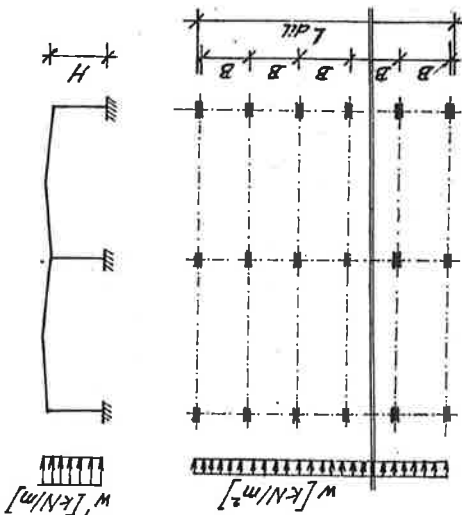


Obr. 4.2. Vazníková hala bez mostových jeřábů
 a) příčný řez ; b) podélný řez .

Obr. 4.3. Bezvazníková hala bez mostových jeřábů
 a) příčný řez ; b) podélný řez .

Obr. 4.4. Hala s mostovými jeřáby.

Např. u vazníkové haly znázor-
něné na obr. 4.5. zajistí vodo-
rovná střešní desková konstruk-
ce stejné vodorovné posuny všech
příčných rámy a proto bude na
jeden příčný rám připadat vodo-
rovné zatížení



$$w' = \frac{w \cdot L_{dil}}{n + 1} \quad [kN/m] \quad (4.1)$$

kde w je tlak větru v kN/m^2 ;
 L_{dil} rozměr dilatační čás-
ti objektu měřený kol-
mo k rovině příčných
rámy v m ($L_{dil} = n \cdot B$);
 n počet polí mezi příč-
nými rámy ve vyšetřo-
vané dilatační části;
 B osová vzdálenost příč-
ných rámy.

Obr. 4.5. Rozdělení vodorovného zatížení
na příčné rámy.

Statické chování montovaných hal je ovlivněno požadavky na smadné sestavení

tyčových prefabrikova-
ných dílců a jejich
jednoduché zmonolitně-
ní. Z těchto důvodů
se styky mezi svíslý-
mi a vodorovnými prv-
ky navrhnou jako klou-
bové.

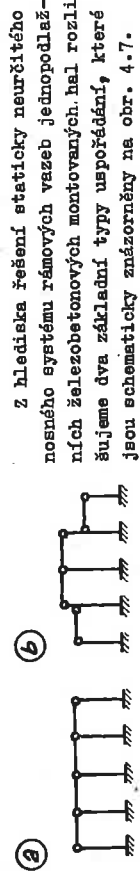
Základní statické

schéma pro montova-

nou halu s mezilehlými

vazníky je naznačeno na obr. 4.6.

Statická neurčitost se vyskytuje u sloupů větknutých do základů, domucených
ke spolupůsobení v příčném směru kloubové připojeními vazníky při přenesení zatiže-
ní způsobujících stejné vodorovné posuny jejich hlav. Vazníky samy se obvykle uva-
žují jako staticky určitě (vliv síly X se zanedbává). V podélném směru zajišťují
spolupůsobení sloupů prtlavky, resp. žlabové nosníky a střešní panely.



Obr. 4.6. Základní statické schéma:

a) příčný směr b) podélný směr.

Z hlediska řešení staticky neurčitěho
nosného systému rámových vazeb jednopodlaž-
ných železobetonových montovaných hal rozli-
šujeme dva základní typy uspořádání, které
jsou schematicky znázorněny na obr. 4.7.

Obr. 4.7. Dva základní typy hal.

1. Haly se střešními vazníky uloženými v jedné úrovni

2. Haly se střešními vazníky uloženými v různých úrovních.

Konstrukce hal je ovlivňována i dalšími požadavky provozu, např. na:
- ověštění (příčné nebo podélné sedlové světlíky, popřípadě pouze okna ve svis-
lých stěnách),
- tepelnou techniku (studené, teplé a horké provozy),
- agresivitu prostředí v hale (suché, vlhké, mokré a agresivní provozy),
- užitná zatížení (především požadavky na zatížení dopravními zařízeními).

4.2. Zatížení a statické chování průmyslových hal

Zatížení nosných konstrukcí průmyslových hal tvoří jednak stálá zatížení
(vlastní tíha nosných konstrukcí a tíha střešního pláště všech izolačních
vrstev) a dále zatížení mšodilů, u kterých je třeba navíc rozlišovat zatížení
glouboobé (např. u střešy tíha usazeného popílku, osvětlovacího a klimatizačního
zařízení, případně ventilátorů; u sloupů tíha různých rozvodů a teplotovzdušných sou-
prav, případně dlouhodobé teplotní účinky provozních zařízení) a zatížení krátkodobé
(např. sněhem, větrem apod.).

Užitné zatížení podlahy u jednopodlažních budov nemá obvykle vliv na nosnou
konstrukci haly (nespůsobuje-li nerovnoměrné přetvoření základové plochy v okolí slou-
pů). V této skupině zatížení jsou proto významné především požadavky na zatížení
konstrukce dopravními zařízeními. Provozu mohou ovšem vyhovovat i dopravní zařízení
zcela nezávislá na nosné konstrukci haly (např. vysokozdvíhané vozíky poježdějící po
podlaze haly). Velmi často se však požadují dopravní zařízení upevněná na střešní
konstrukci, a to převážně podvěšený jeřáb nosnosti 3,2 t. Haly s těžším provozem vy-
žadují již mostové jeřáby, jejichž jeřábové dráky (obvykle ocelové) se připevňují
na sloupky haly (obr. 4.4). Nejčastěji používané mostové jeřáby mají nosnost od 5 t
do 12,5 t.

Jeřáby vyvolávají na konstrukci haly účinky statické a dynamické, jež se ve vý-
počtu uvažují jako statická zatížení sviselá a vodorovná (viz ČSN 73 0035-86).

1. Zatížení sviselá:

- a) tlaky kol jeřábů od tíhy břemene i konstrukce jeřábu
- b) dynamické účinky sviselých setrvačných sil při závihání i spouštění břemene a
při poježdění jeřábu, vyjádřené dynamickým součinitelem.

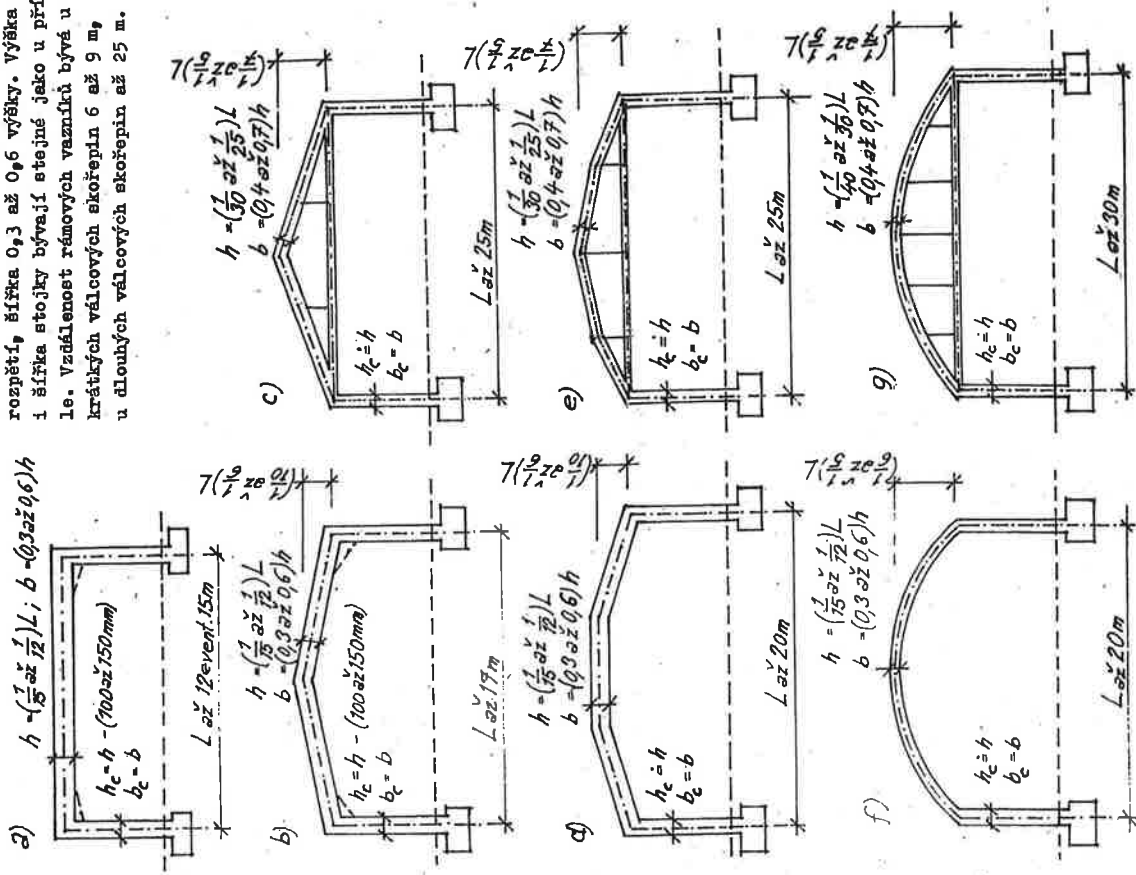
2. Zatížení vodorovná:

- a) podélná brzdná síla od vodorovných setrvačných sil při rozjíždění a brzdění
jeřábů;
- b) příčná brzdná síla od setrvačných sil při rozjíždění i brzdění jeřábové kočky
a příčná síla od přízení mostových jeřábů vedených na jeřábové dráze nákolky;
případně příčné tlaky kol konzolových jeřábů od tíhy břemene i konstrukce je-
řábu.

Při prověřování konstrukce průmyslové haly je třeba uvážit možné kombinace za-
tížení podle ČSN 73 0035-86, přitom u prefabrikované montované konstrukce jednopod-
lažní haly se nesmí zapomenout na zatěžovací stavy, kterými konstrukce prochází ve
stadiu výroby, skladování, dopravy a montáže (zavěšení prefabrikátů, dočasné pode-
pření či zakotvení).

Při stanovení účinku větru se předpokládá, že betonová střešní desková kon-
strukce tvoří pro vodorovné zatížení tuhý vodorovný prvek, který zajišťuje spolupu-
sobení jednotlivých prvků při přeměnění účinků vodorovných zatížení.

Rám s obloukovým příčlem bez táhla je vhodný pro zastřešení válcovými skořepinami pro rozpětí do 20 m, je-li spolehlivá základová půda a nejsou-li stojky příliš vysoké. Aby v obloukovém příčli byly ohybové momenty co nejmenší, volí se střednice tak, aby se co nejvíce přimýkala k výhlednicové čáře od stálého zatížení. Tomuto požadavku vyhovují parabola a u plochých oblouků i kružnice (obr. 4.8f). Vzepětí obloukového příčle bývá 1/6 až 1/5 rozpětí. Výška příčle se volí 1/15 až 1/12 rozpětí, šířka 0,3 až 0,6 výšky. Výška i šířka stojky bývají stejné jako u příčle. Vzálenost rámových vazníků bývá u krátkých válcových skořepin 6 až 9 m u dlouhých válcových skořepin až 25 m.



Obr. 4.8. Základní tvary monolitických rámových vazníků.

V podélném směru haly je konstrukce zatěžována tlakem a sáním větru na štít a případně brzdnými silami jeřábů. Tyto síly se rozkládají rovnoměrně na sloupky. Teď obyčejně při n sloupech v podélném směru přebírá n-ty sloup n-tou část podélné síly. Tutu sílu musí zachytit sloup, který je tak namáhán jak v příčném, tak i v podélném směru a musí být tedy dimenzován na šikmý ohyb. Výjimečně se podélné síly zachycují pomocí stůžádel podobně jako u ocelových hal. Tato stůžidla jsou buď z oceli, nebo mají tvar šikmých železobetonových vzpěr.

4.3. Vazníkový systém

4.3.1. Vazníkový systém monolitických hal

Základní nosnou konstrukci jednopodlažních monolitických vazníkových hal tvoří monolitické rámové vazníky podporující střechní plášť. Tyto rámové vazníky zachycují též vodorovné zatížení haly v příčném směru (zatížení větrem, vodorovné zatížení od jeřábů apod.) a zajišťují tak vodorovnou tuhost konstrukce v příčném směru. Vodorovnou tuhost konstrukce v podélném směru zajišťuje jednak střechní plášť, jednak systém podélných stůžádel a event. jeřábových trámů, které vytvářejí spolu se sloupky rámy podélné. Účinek větru vanoucího na štít budovy obvykle pomáháji přemášet mezi-sloupky umístěné ve štítové stěně haly.

Rámové vazníky jsou tvořeny sloupky a rámovým příčlem. Příčlel může být podle tvaru střednice buď přímý, nebo lomený, případně obloukový. Rámové vazníky jsou tvořeny buď jako rámy jednoduše (u jednolodních hal) nebo sdružené (u hal více-lodních). Při volbě tvaru a půdorysného uspořádání rámových vazníků se významně uplatní i okolnost, zda je pro vlastní zastřešení haly použito deskových stropů, nebo tenkostěnných konstrukcí skořepinových (viz odst. 7.6).

4.3.1.1. Jednolodní haly

Pro jednolodní haly se používají v zásadě následující tvary rámových vazníků: Obloukový rám je vhodný při rovinném zastřešení pro menší rozpětí haly asi 12 až 15 m (obr. 4.8a). Výška příčle bývá 1/15 až 1/12 rozpětí, šířka asi 0,3 až 0,6 výšky, ale ne méně než 1/20 osové vzdálenosti vazníků. Výška stojky (tj. rozměr rovnoběžný s rovinou vazníku) je stejná nebo o málo menší (o 100 až 150 mm) než výška příčle, šířka se rovná šířce příčle.

Sedlový rám je vhodný při rovinném zastřešení pro menší rozpětí haly asi do 15 až 17 m (obr. 4.8b). Výhoda sedlového tvaru je v tom, že se získá přímo sklon střechy. Vzepětí lomeného příčle bývá podle druhu střechní krytiny rovno 1/10 až 1/6 rozpětí. Rozměry příčle a rozměry stojky se volí jako u obloukového rámu. Sedlový rám se někdy vytváří s převýšenými konci (příčlel přechází přes líc stojek); takové vazníky jsou vhodné pro přízemní skladiště, kryté překládací rampy, nádražní nástupiště apod.

Sedlový rám s táblem se zřizuje při rovinném zastřešení haly pro rozpětí až do 25 m, je vhodný i při některých typech skořepinového zastřešení (křížové střechy). Táblo spojuje patní průřezy příčle (obr. 4.8c). Se zřetelem na příznivější rozložení ohybových momentů vycházejí rozměry příčle i stojek menší než u rámu bez táhla. Vzepětí lomeného příčle se volí 1/7 až 1/5 rozpětí. Výška příčle bývá 1/30 až 1/25 rozpětí, šířka 0,4 až 0,7 výšky. Rozměry stojky bývají stejné jako u příčle.

Rám s několikaleté lomeným příčlem se používá zřídka; zřizuje se při rovinném zastřešení buď bez táhla do rozpětí 20 m (obr. 4.8d), nebo s táblem pro rozpětí až do 25 m (obr. 4.8e). Konstrukční pokyny jsou stejné jako u sedlového rámu.

Rámové styčníky

Ve styčnicích je složitý stav napjatosti, ke kterému je nutno při konstruování styčnicu přihlídnout.

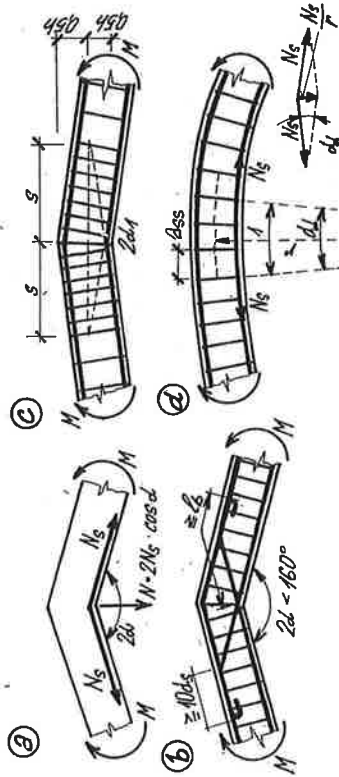
Příklady uspořádání výtuzů v rámovém styčníku jsou uvedeny v odst. 5.2.1.

Opatrně se musí vyztužovat rámové styčníky v případě, že tahová výtuz je na straně výtuz a tlaková výtuz na straně vypouklé. Aby se tahové vložky z betonu nevytrhávaly (obr. 4.10a), je třeba obvykle ve styčníku tahovou výtuz přerušit a stykovat ji přesahem se zakotvením v tlačeném betonu (obr. 4.10b), nebo při menších úhlech zalomení styčníku zachytit sílu vytrhávající vložky z betonu pomocí třmínků (obr. 4.10c). Vytlačování tlakové výtuz při vypouklém okraji se zabrání hustěji uspořádanými třmínky.

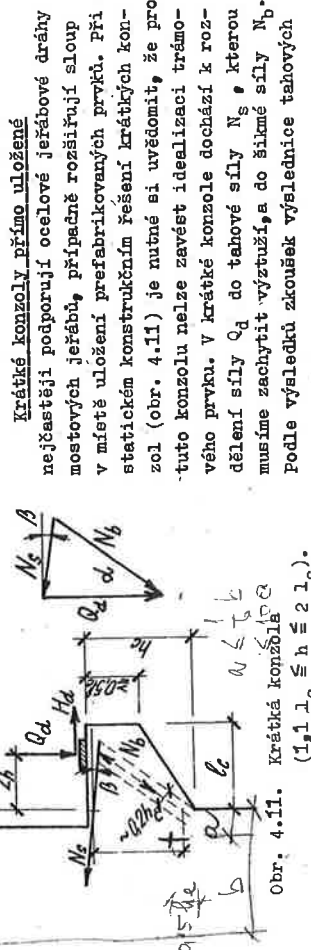
Zvláštní pozornost vyzaduje i uspořádání výtuz v průtech se zakřivenou střednicí. Prohází-li tažená výtuz podél výtuz okraje nosníku, má snahu se z betonu vytrhnout. Tomu je třeba zabránit hustě uspořádanými třmínky náležitě zakotvenými do tlačené oblasti nosníku (obr. 4.10d). Průřezovou plochu těchto třmínků vztáženou na 1 bm délky nosníku, stanovíme s přihlédnutím k obr. 4.10d ze vztahu

$$a_{ss} = \frac{N_s}{R_{ss} \cdot r}$$

kde N_s je tahová síla ve výtuzi uložené podél výtuz okraje nosníku; R_{ss} výpočtová pevnost oceli třmínků; r poloměr zakřivení tahové výtuz.



Obr. 4.10. Uspořádání výtuz v místě zalomení, popř. zakřivení střednice.



Obr. 4.11. Krátká konzole. (1,1) $l_c \leq h \leq 2 l_c$.

Rám s obloukovým příčlem a tállem se zřizuje při zastřešení válcovými skořepinami pro rozpětí do 30 m (obr. 4.8g). Vzepětí obloukového příčle bývá 1/7 až 1/5 rozpětí. Výška příčle bývá 1/40 až 1/30 rozpětí, šířka 0,4 až 0,7 výšky. Rozměry stojky bývají stejné nebo pouze o málo větší než rozměry příčle. Vzdálenost vazníků při krátkých skořepinách bývá 6 až 12 m.

Rozměry sloupů jsou orientace, neboť závisí na výšce haly, vzdálenosti příčných rámtě apod. Při jeřábových dráhách nutno stanovit rozměry sloupů na základě předběžných výpočtů.

4.3.1.2. Vícelodní haly

Trojlodní haly bývají často uspořádány tak, že střední loď s větším rozpětím je vyšší a může být proto osvětlena ze stran přes nižší lodě boční. Příklad řešení je patrný z obr. 4.9a.

Nepřevyšují-li střední loď lodě postranní a je-li osvětlení střední lodě provedeno vrcholovým světlíkem, lze nosnou konstrukci vytvořit např. ze dvou pultových samostatných rámtě, jak je patrné z obr. 4.9b.



Obr. 4.9. Příčné rámy vícelodních hal.

4.3.1.3. Rámové vazníky a jejich detaily

Rámové vazníky jsou konstrukce staticky neurčité, jen výjimečně se vyskytují konstrukce staticky určité, např. trojkolbový rám používaný někdy pro haly s velkými rozdíly teplot (sklářské pece, rotační pece v cementárnách apod.).

Rámové příčle jsou zpravidla namáhány mimostředním tlakem. U přímých a lomených příčlů bývá to mimostřední tlak s velkou výstředností (tahové porušení). Vliv normálové síly v rámových příčlích se obvykle se obvykle při dimenzování zanedbává, pokud se jedná o tlak, jehož hodnota je $N_d = 0,1 A_b R_{bd}$ kde A_b je průřezová plocha betonu příčle a R_{bd} je výpočtová pevnost betonu v tlaku.

Tato tlaková normálová síla má příznivý vliv na zmenšení spotřeby výtuz, zanedbáme-li ji, je dimenzování na straně společlivé.

U příčle je třeba kromě hlavní podélné výtuz navrhnout správně i výtuz smykovou (třmínky, příp. i ohyby).

U obloukových příčlů, zejména je-li vodorná síla oblouku zachycena tállem, je účinek ohybu malý a průřezy jsou v důsledku toho namáhány převážně tlakem. Napětí v hlavním tahu bývají menší, takže k jejich zachycení postačí zpravidla třmínky.

Někdy u rámových vazníků podporujících skořepiny se přenáší do příčle normálová tahová síla vyvozovaná smykovým tokem skořepinové konstrukce. Potom je třeba řešit průřezy příčle pro kombinace tahu a ohybu.

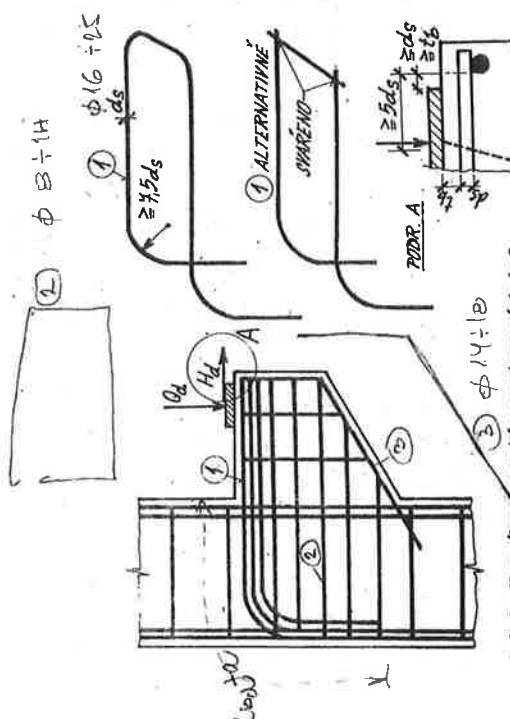
Rámové stojky jsou namáhány kombinací tlaku a ohybem. Průřez rámových stojek bývá zpravidla obdélníkový, s větším rozměrem rovnoběžným s rovinou rámtě.

konstrukce střešní vazníky

síl N_s není vodovárná, ale mírně skloněná pod úhlem β (obr. 4.11).

Návrh výztuže krátké konzoly přímo uložené podle ČSN 73 1201-86 je uveden v lit. [5].
Příklad vyztužení je patrný z obr. 4.12.

Obr. 4.12. Příklad konzoly přímo vyztužené.



4.3.2. Vazníkový systém montovaných hal

Nosný systém sestává z příčných vazeb vytvořených sloupy v patách vetknutých do základů a v hlavách spojených kloubově uloženými vazníky. Na vazníky se ukládají střešní desky. Při požadované větší roztěči sloupů než je vzdálenost vazníků, ukládají se mezilehlé vazníky na průvlak. Tyto průvlaky pak spolu se sloupy vytvářejí v podélném směru haly sdrúžené rámy. Účinek větru na štít budovy pomáhají přemášet mezisloupy ve štítové stěně haly.

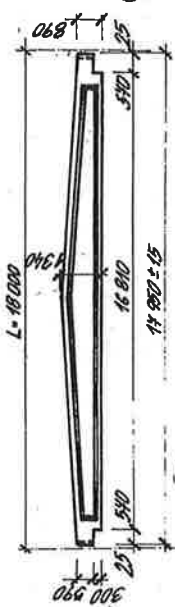
Nosná konstrukce jednopodlažních montovaných železobetonových hal vazníkového systému je tedy vytvořena následujícími prefabrikovanými prvky:
- sloupy, průvlak, vazníky, střešními panely a doplňkovými dílci (mezisloupy, římsové prvky, světelníkové nosníky apod.).

Střešní panely jsou prostě uloženy na střešních vaznicích. Mají většinou dostatečně stálé zatížení, takže se nemusí kotvit proti účinkům sání větru, i když základním požadavkem při návrhu panelů je co nejmenší jejich vlastní hmotnost. Nejlépe se osvědčují panely kasetové, event. žebírkové, příp. i dutinové předpjaté. Rozpětí panelů bývá obvykle 6 m, vzácněji i větší (do 12 m). V některých případech se střešní panely vzájemně mezi sebou spojují, aby se vytvořila dostatečná tuhost střešní tabule pro zachycení účinků větru.

Střešní vazníky jsou hlavním nosným prvkem střešní konstrukce haly. Vzdorovná vzdálenost vazníků bývá obvykle 6 m, vzácněji až 12 m.
Podle konstrukčního provedení se rozlišují vazníky:
- plnostěnné, příhradové, obloukové.

Plnostěnné vazníky

Tvar vazníků závisí na příčném profilu střechy. Vyrábějí se vazníky s oboustranným sklonem horního obrysu (sedlové) i s jednostranným sklonem (pultové). Minimální sklon horního obrysu vazníku závisí na nejmenším přípustném sklonu střešní krytiny (obr. 4.13).



Obr. 4.13. Plnostěnný vazník.

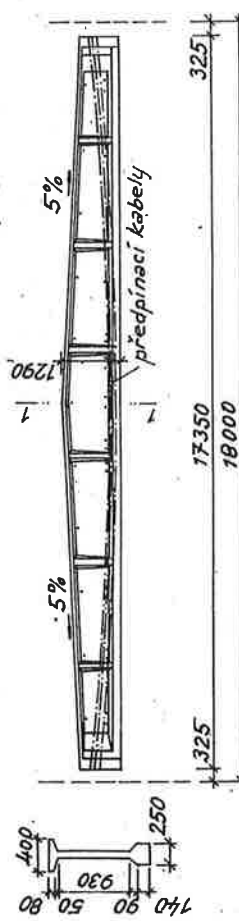
Plnostěnné vazníky se používají pro rozpětí 9 až 24 m; jejich vzdálenost v podélném směru haly bývá obvykle 6 m. Aby se zmenšila vlastní tíha a uspořil beton, volí se příčný průřez vazníku ve tvaru T, příp. I.

U podpor, kde je výška nosníku nejmenší a kde účinek hlavního šikmého tahu je maximální, se průřez zesiluje na obdélníkový, resp. lichoběžníkový. Kromě toho se někdy vyztužuje stěna nosníku od místa k místu oboustrannými žebry. Ve střední části rozpětí, kde jsou napětí v hlavním šikmém tahu malá, prolamuje se někdy stěna vylehčovacími otvory, kterými lze protáhnout potrubí a instalace. Někdy se ve stěnách zřizují též otvory pro uchycení podvěsných jeřábů.

Výška vazníku uprostřed rozpětí bývá 1/10 l, sklon horního pásu bývá 1:20 až 1:15.

Šířka horní příruby se volí s přihlédnutím k uložení dílce střešních panelů, s ohledem na možnost vybočení při dopravě a montáži by neměla být menší než 1/50 až 1/60 vzdálenosti úchytů. Šířka dolní příruby se volí tak, aby zde bylo možné vhodně rozmístit taženou výztuž; bývá 200 až 400 mm. Tloušťka stěny se volí s přihlédnutím k porušení posouvající silou; bývá 70 až 90 mm. Přechody přírub do stěn se volí ve sklonu 1:3 až 1:4 s přihlédnutím k pozvolnějšímu změně napjatosti i možnosti odbednění (odklápěcí formy).

Plnostěnné vazníky se zhotovují jak z železového, tak z předpjatého betonu (strunobetonu nebo kabelobetonu). Na obr. 4.14 je znázorněn plnostěnný vazník z kabelobetonu.



Obr. 4.14. Prefabrikovaný plnostěnný nosník z kabelobetonu.

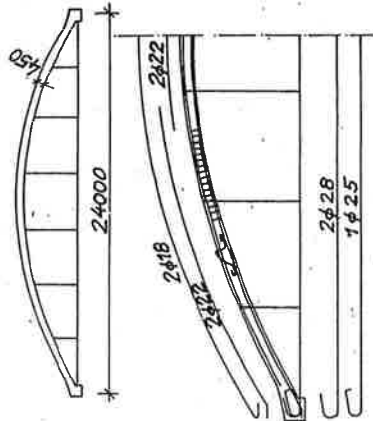
Příhradové vazníky jsou v porovnání s plnostěnnými vazníky lehčí, jsou proto výhodné při větších rozpětích, jsou však pracnější.

Tvar vazníku závisí na profilu střechy. Horní obrys se volí nejčastěji s oboustranným sklonem (sedlové vazníky), event. s jednostranným sklonem (pultové), někdy se volí i obrys segmentový, polygonální. Dolní pás bývá přímý nebo spuštěný pod úroveň podpor. Spuštěný dolní pás je výhodnější s ohledem na větší stabilitu vazníku při montáži (těžší stěna se volí pod spojnici podpor).

Za statického hlediska se řeší příhradové vazníky jako prutové soustavy. Za předpokladu, že se pruty ebrhají ve styčných bodech centricky, že jsou ke styčníku kloubově připojeny a že zatížení se přenáší pouze jako osamělá břemena ve styčných bodech, vznikají v prutech pouze osové síly a to:

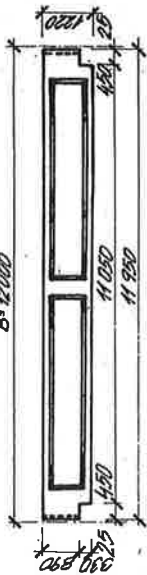
- v prutech dolního pásu síly tahové,
- v prutech horního pásu síly tlakové,
- v mezilehlých vyplňovacích prutech (sviřících a diagonálních) síly tahové nebo tlakové v závislosti na poloze prutu a způsobu zatížení.

1/40 až 1/30 rozpětí, šířka 0,4 až 0,7 výšky. Pro větší rozpětí se volí oblouková příčle ve tvaru I. Táhlo pro zmenšení účinku vlastní tíly se zavěšuje do obloukového příčle. Aby se obloukové vazníky při zvedání nepřeklopily, je nutno umístit závěsné háky dostatečně vysoko nad těžištěm (obr. 4.16).

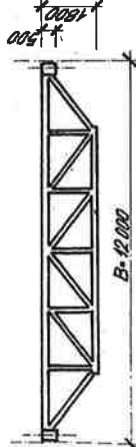


Obr. 4.16. Prefabrikovaný obloukový vazník.

Průvlaky se obvykle vyrábějí z předpjatého betonu buď jako plnostěnné (obr. 4.17) nebo příhradové (obr. 4.18). Rozpětí průvlaku bývá cca 12 až 18 m. Těžiště průvlaku bývá pod úrovní uložení (stabilita průvlaku při montáži), výška uložné hlavičky u příhradových nosníků má být alespoň 0,5 až 0,6 m.

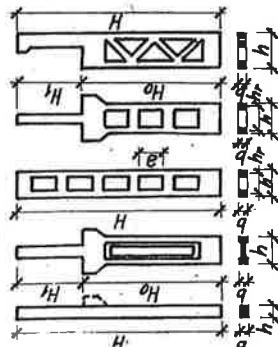


Obr. 4.17. Plnostěnný průvlak.



Obr. 4.18. Příhradový průvlak.

Sloupy se obvykle vyrábějí v celku na celou výšku haly (obr. 4.19). Zhlaví sloupu bývá různě upraveno pro uložení vazníků. Vazník se osazuje většinou přímo na sloup. Spojení sloupů s vazníkem je možné provést pomocí výztuže vyčnívající ze sloupu, příp. přivařením ocelového prvku vazníku na destičku kotvenou do sloupu apod.



Pro uložení nosníků jeřábových drah se vytvářejí krátké konzoly.

Průřez sloupů bývá obdélníkový, při větších výškách sloupu se pro úsporu vlastní tíly volí průřez I. Sloupy podporující těžší jeřábové dráhy se vyrábějí členěné. Členění sloup sestává v dolní části pod jeřábovou dráhou ze dvou dřvků vzájemně spojených příčkami, horní část obvykle tvoří jediný dřvk obdélníkového průřezu. Vzdálenost os dřvků dolní členěné části kolísá mezi 0,8 do 1,5 m, vzdálenosti spojovacích příček bývají 1,6 až 3,0 m.

Celkový přehled o uspořádání prefabrikované vazníkové haly dává obr. 4.20.

Obr. 4.19. Tvary sloupů jedno-
podlažních hal.

Osově síly se stanoví například z Cremonových obrazců. S přihlédnutím k tomu, že ve skutečnosti nejsou splněny předpoklady kloubového připojení prutů ke styčníkům a zatížení vazníků pouze osamělými břemeny, vznikají v konstrukci přidatné ohybové momenty. K podružnému ohybu, který vzniká tím, že pruty nejsou ke styčníkům připojeny kloubově, ale v celku se styčníkem vybetonovány, se zpravidla nepřihlíží. Naproti tomu se respektují ohybové momenty, které vznikají v prutech horního pasu v důsledku průběžného zatížení střešním pláštěm. Tyto momenty se stanoví jako na spojitěm nosníku. V souladu s tímto se dimenzují:

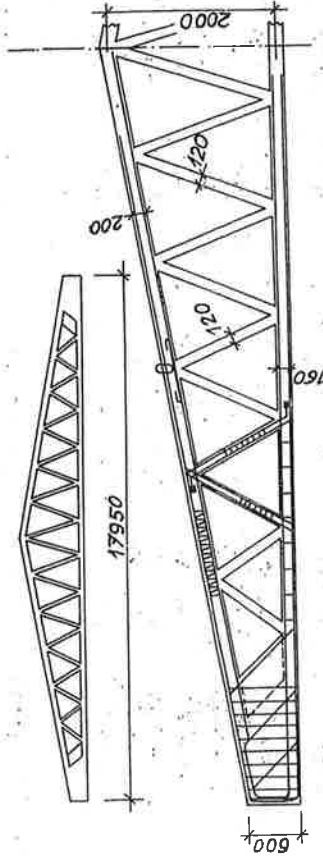
- pruty dolního pasu na dostředný tah,
- pruty horního pasu na kombinaci tlaku a ohybu,
- pruty svazlic a diagonál na dostředný tah nebo dostředný tlak.

U tlačených prutů je třeba přihlížet k podélnému ohybu prutu vznikajícímu v důsledku štířlosti prutu. Vzpěrná délka l_e se uvažuje:

- u prutů horního pasu při vybočení v rovině vazníku rovna teoretické délce prutu, při vybočení kolmo na rovinu vazníku rovna vzdálenosti styčníků zabezpečných proti vybočení zavětrováním,
- u svazlic a diagonál při vybočení v rovině vazníku i kolmo na rovinu vazníku rovna teoretické délce prutu.

U předpjatých příhradových vazníků se vede předpínací výztuž v prutech dolního pasu. Při statickém řešení těchto vazníků je třeba uvažovat vliv přidatných momentů, které vznikají v jednotlivých prutech v důsledku tuhosti styčníků.

Pro menší rozpětí, asi do 18 m, se vyrábějí příhradové vazníky ze železobetónu. Konečné části vazníku se často při malé výšce vytvářejí jako plnostěnné. S ohledem na velký účinek hlavního šikmého tahu v blízkosti podpory je třeba koncové oblasti vyztuzit smyčkovou výztuží, tj. třmínky a ohyby (obr. 4.15).



Obr. 4.15. Prefabrikovaný příhradový vazník ze železobetonu.

Při větších rozpětích se příhradové vazníky zhotovují z předpjatého betonu (18 až 30 m). Vazníky větších rozpětí lze sestavovat ze dvou nebo tří dílů (délenné příhradové vazníky). V takovém případě se díly sepnou v dolním taženém pase předpínacími kabely; v horním tlačeném pase se spojí svařením stykovacích článků a zálitím spáry cementovou maltou, nebo někdy též sepmutím, obvykle jedním předpínacím kabelem.

Obloukové vazníky se pro svou malou tíhu hodí pro větší rozpětí. Používá se dvoukloubového oblouku s táhlem. Střednice má tvar kruhového segmentu nebo kvadratické paraboly. Vzepětí číni asi 1/5 až 1/8 rozpětí. Výška obloukového příčle bývá

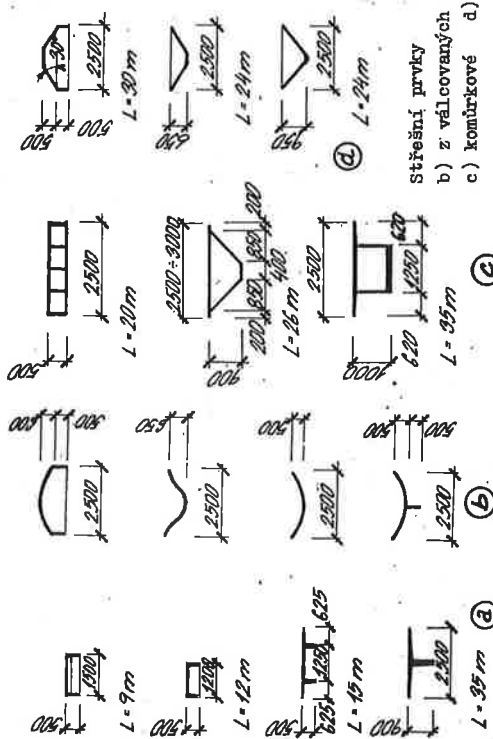
stýk středního sloupu, průvlaků (používaných při vynacházení mezilehlých středních sloupů) a vazníků je na obr. 4.21b.

4.4. Bezvazníkový systém

Základní nosnou konstrukci bezvazníkového systému tvoří podélné nosné rámy, na které se ukládá střešní konstrukce přeměšující zatížení ve směru rozpětí lodí. Bezvazníkový systém se rozvíjí v montované verzi.

Střešní konstrukce může být vytvořena z různých prvků, např. TT průřezy (obr. 4.22), HP prvků, válcových skořepinových prvků, lomenic apod. Příklady střešních prvků pro bezvazníkové zastřešení vyráběných v cizině jsou uvedeny na obr. 4.23.

Obr. 4.22. Střešní deskový nosník TT.

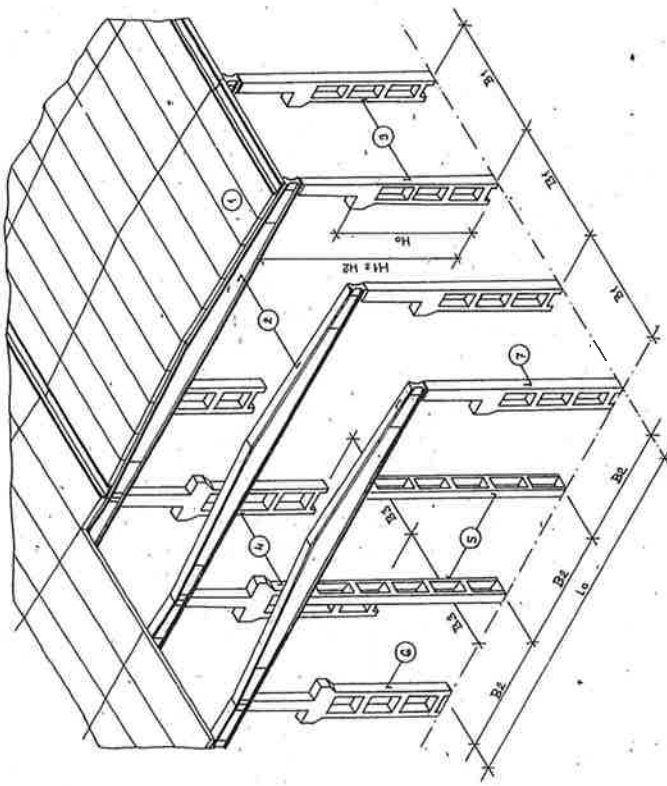


Střešní prvky a) deskové
b) z válcovaných skořepin
c) komůrkové d) lomenicové.

Obr. 4.23.

Ze statického hlediska podélné rámy jsou sdužené rámy obvykle o rozpětí 6 až 20 m, se sloupy vetknutými do základů. Podélný rám se většinou montuje z tyčových prvků. Spojení příčlů se sloupy bývá provedeno tak, že při menších rozpětích příčlů může přemášet toto spojení ohybové momenty, při větších rozpětích příčlů bývá spojení navrhováno jako kloubové. Průvlak se vyrábějí z vyzub-

Obr. 4.24. Vylehčené průřezové průvlaků.

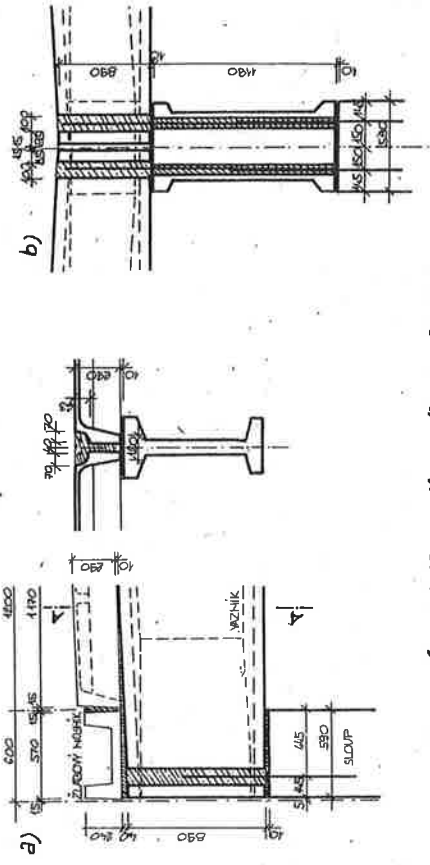


Obr. 4.20. Prefabrikovaná vazníková hala - axonometrie

- 1 - střešní panel
- 2 - vazník
- 3 - krajní sloup
- 4 - vnitřní sloup
- 5 - mezisloup
- 6 - štítový sloup
- 7 - rohový sloup.

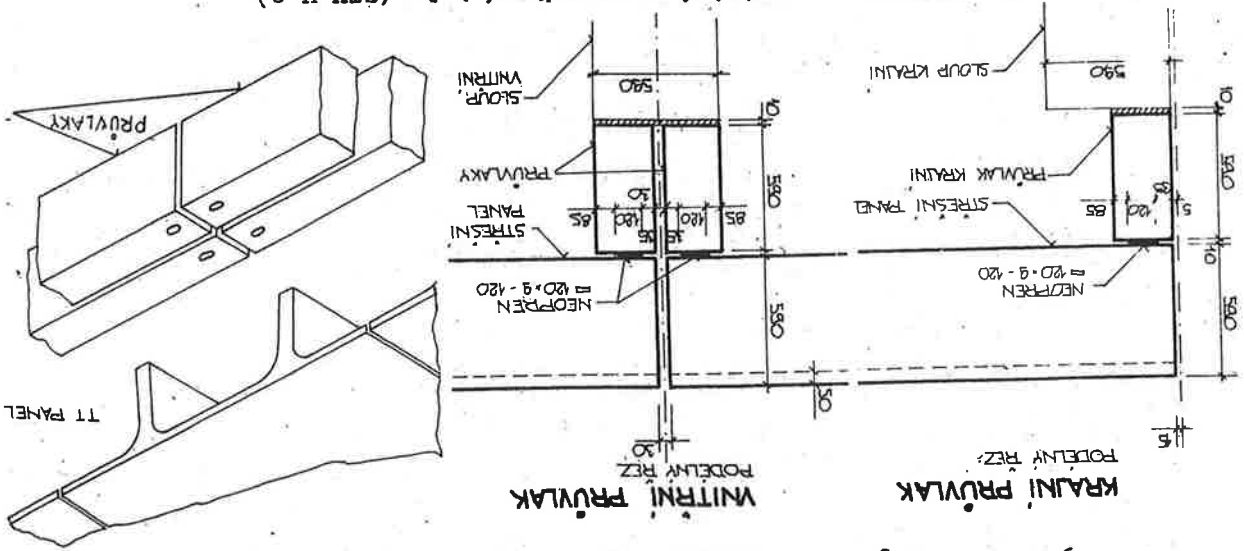
Detaily stýků vazníkových hal (STU-H.1) jsou patrné z obr. 4.21. Stýk žlabového nosníku, kazetového střešního panelu, vazníku a krajního sloupu (obr. 4.21a),

ŘEZ A-A

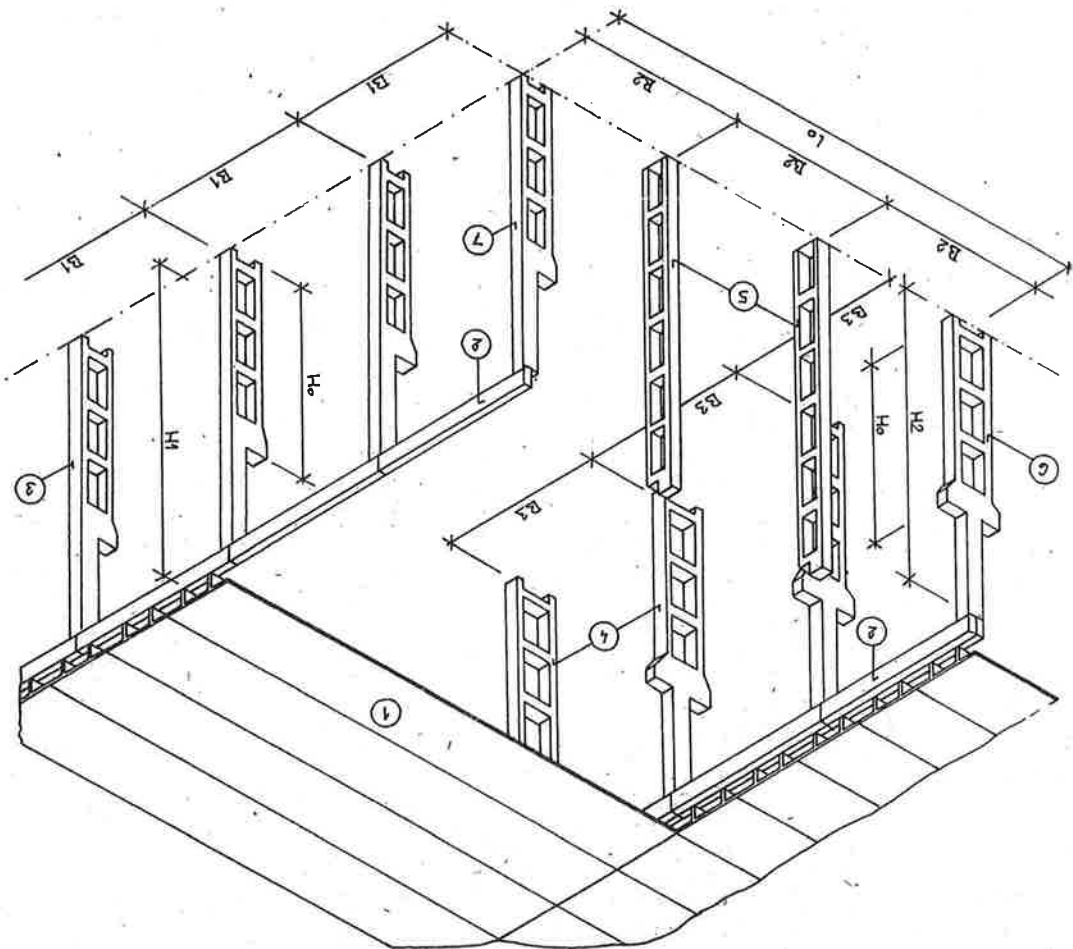


Obr. 4.21. Detaily spojů vazníku se sloupy

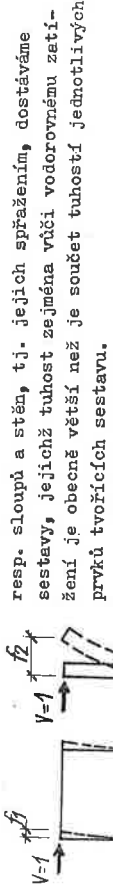
Obr. 4.26. Detaily uspořádání bezaznikové haly (STU-H.2).



Obr. 4.25. Prefabrikovaná bezazniková hala - axonometrie
 1 - střešní panel 2 - průvlak 3 - krajní sloup 4 - vnitřní sloup
 5 - mezisloup 6 - stítový sloup 7 - rohový sloup.

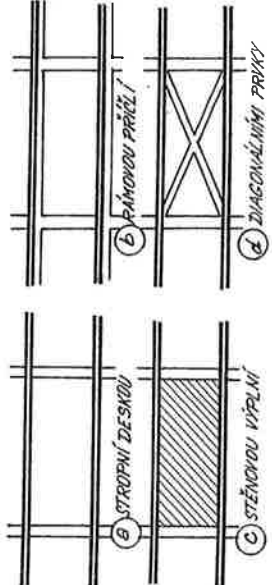


4.25., 4.26.
 Zenoňo betonu obdělňikovéňo průřezu, při většich rozpětich (až do 20 m) vyléňene (obr. 4.24). V ČSSR se vyrábějí průvlaký obdělňikovéňo průřezu pro rozpětí 6 m žez-
 lezobetonové, pro rozpětí 9 a 12 m předpřáté. Při používaní skoreplňových střeš-
 nich prvků tveru U nebo V, případeňe lomenic, se na průvlaký montují čela těch-
 to prvků. Celkový přehled o uspořádání prefabrikované bezaznikové haly dáve obr.



Obr. 5.2. Vodorovná tuhost stěny a sloupu.

resp. sloupů a stěn, tj. jejich sprážením, dostávají se sestavy, jejichž tuhost zejména vůči vodorovnému zatížení je obecně větší než je součet tuhostí jednotlivých prvků tvořících sestavu.



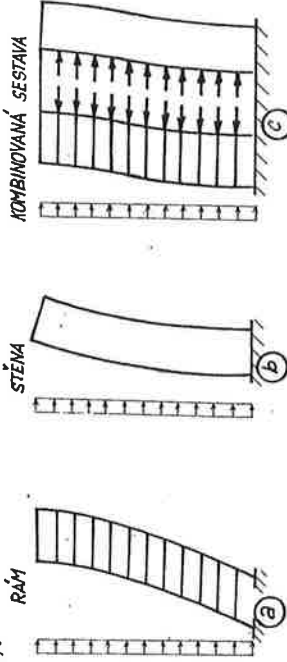
Obr. 5.3. Základní způsoby sprážení sloupů.

a) Sprážení sloupů vlastní stropní deskou

v důsledku malé tuhosti stropní desky nezajišťuje příliš účinné spolupůsobení sloupů. Může se uplatnit pouze v případech menší vzdálenosti sloupů (do 4 m) a větší tloušťce stropní desky (min. 0,25 m). Zpravidla bývá toto spojení považováno za kloubové. Stropní desky tedy prakticky při vodorovném zatížení "rozpírají" sloupů, tuhost systému je přibližně rovna prostému součtu ohybových tuhostí sloupů.

b) Sprážení sloupů rámových příčlím (průvlakly)

Rámové příčle v důsledku své ohybové tuhosti zajišťují spolupůsobení sloupů; rámová konstrukce namáhaná vodorovnými silami je však měkčí - méně účinná než stěna (obr. 5.4).



Obr. 5.4. Charakter deformace rámu a stěny při vodorovném zatížení.

polo jsou zkosená). Zvyšování tuhosti rámu vůči vodorovnému zatížení zvětšováním

rozměrů sloupů a příčlím není ekonomické, vhodnější je sprážení rámu se stěnou.

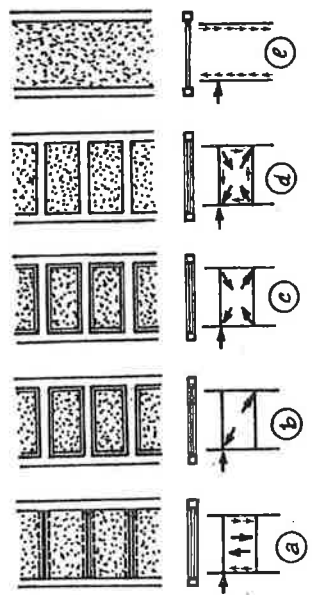
c) Sprážení sloupů stěnovými výplněmi (diagramy)

zajišťuje zpravidla velmi účinné spolupůsobení sloupů. V závislosti na způsobu spojení stěnových výplní se sloupů lze rozeznávat:

- stěnové výplně jsou neposuvně spojeny se sloupem, v úrovni stropní desky však spojení není, aby výplně nepřetáhly účinky svislých zatížení (viz obr. 5.5a). Tyto výplně působí jako relativně nekonečně tuhé vodorovné příčle. Sestava přenáší veškeré vodorovné zatížení jako celek, sloupů jsou namáhány pouze normálními silami;
- stěnové výplně jsou volně vložené do jednotlivých rámových polí (obr. 5.5b). Výplně působí jako tuhé desky, které svou tuhostí brání deformaci polí a tím i systému. Vzhledem k tomu, že výplně jsou volně vložené do rámových polí, při vodorovném zatížení "rozpírají" sloupů v protilehlých rozích a vytvářejí tak tlakové diagonály;
- stěnové výplně jsou v rozích neposuvně spojené se sloupem (obr. 5.5c). Při vodorovném zatížení systému, výplně nejen "rozpírají", ale i "stahují", brání zkošením jednotlivých polí. Výplň působí tedy jako tlaková a tahová diagonála. Při praktickém řešení lze, obdobně jako v předchozím, nahradit soustavu sloupů a výplní příhradovou konstrukcí s šikmými diagonálami;
- stěnové výplně jsou spojeny neposuvně se sloupem i se stropními konstrukcemi (obr. 5.5d). Stěna spolupůsobí se sloupem i vodorovnými konstrukcemi. Při vodorovném zatížení působí proti předchozímu ve spojení výplně se sloupem a vodorovnými konstrukcemi ještě smykové síly;
- sloupů jsou spráženy s výplní (stěnou), která kontinuemně probíhá od paty až k vrcholu sestavy (obr. 5.5e). Při tomto uspořádání vzniká stěnový útvar se svislými obvodovými obrubami.

a) Sprážení sloupů diagonálními prvky a stropní deskou

zajišťuje velmi účinné spolupůsobení sloupů. V betonovém provedení není však běžné.

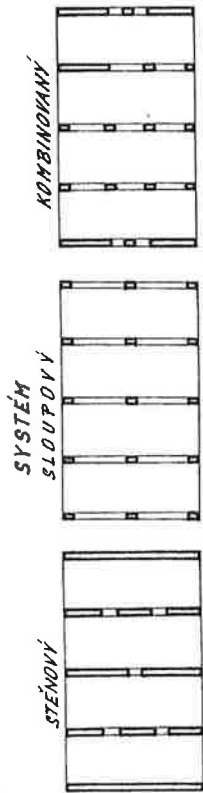


Obr. 5.5. Varianty sprážení sloupů stěnovými výplněmi.

Z hlediska vodorovného zatížení jsou účinnější spolupůsobení svislých prvků, vyplňujících z jejich sprážení vají, jednoznačně kladné. Sprážení se však uplatňuje i při přenášení ostatního zatížení. Příznivě se uplatňuje i při přenášení účinků svislých zatížení, neboť napomáhá k rovnoměrnějšímu rozdělení namáhání do jednotlivých svislých prvků a vyrovnání jejich deformací (stlačení). Při působení některých vnějších účinků může však sprážení mít i nepříznivé důsledky. Při účincích, které způsobují např. objemové změny prvků (změna teploty, dotvarování, smršťování apod.) brání sprážení volné deformaci svislých prvků a tím v nich vyvolává přídatná namáhání. Např. sloup vnitřní a sloup vnější s rozdílnými teplotami se snaží rozdílně deformovat, sprážení však této volné rozdílné deformaci brání. Obdobný je i případ rozdílné deformace podloží. V uvedených přípa-

a vzdálenosti uvedených příčných vazeb a na míře příčného spolupůsobení podélné uspořádání prvků.

b) Systémy s příčně rozmístěnými prvky mají svislé nosné prvky uspořádané a navzájem sřážené v příčném směru budovy (obr. 5.8).

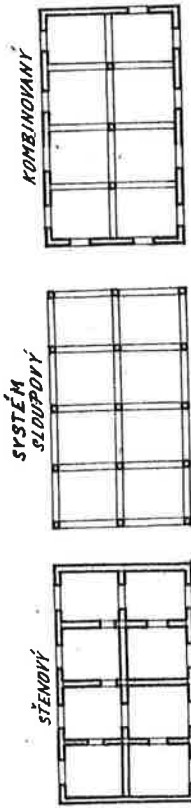


Obr. 5.8. Příčné uspořádání svislých prvků.

U budov obdélníkového půdorysu s příčně uspořádanými prvky je poměr tuhosti v příčném a podélném směru kvalitativně v souladu s poměrem vodorovného zatížení. Často se však systém doplňuje o jediné svislé prvky uspořádanými v podélném směru.

Z hlediska dispoziční volnosti a variability dávají systémy s příčně uspořádanými prvky menší možnosti v řešení než systémy s podélným uspořádáním. Proto je používáme převážně u budov s příčně uspořádaným provozem, kde příčně uspořádané nosné prvky mohou současně samy nebo spolu s výplňovou konstrukcí plnit funkci dělící a zvukoizolační. Používají se u budov bytových, lázeňových (hotelů, ubytovny) apod.

c) Systémy s obousměrně rozmístěnými prvky mají svislé nosné prvky uspořádané jak v podélném, tak příčném směru budovy (obr. 5.9).



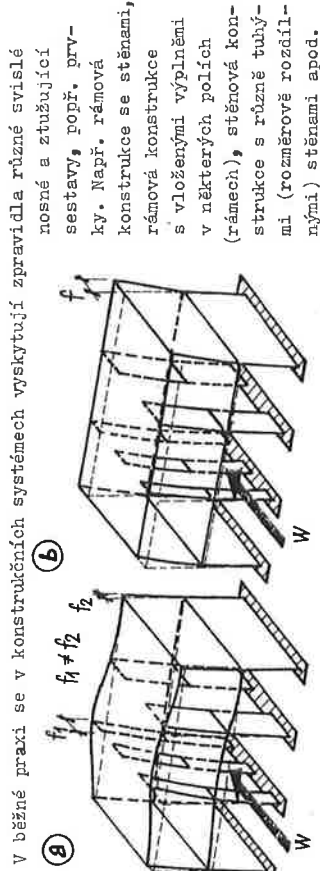
Obr. 5.9. Obousměrné uspořádání svislých prvků.

Budovy s obousměrně rozmístěnými prvky vykazují poměrně dobrou tuhost vůči vodorovnému zatížení jak v podélném, tak příčném směru.

U vysokých budov přibližně čtvercového půdorysu se u těchto systémů často používá obvodového rozmístění svislých ztužujících prvků (obr. 5.10a,b), tj. svislé prvky zajišťující tuhost budovy vůči vodorovnému zatížení jsou umístěny a vzájemně sřázeny po obvodě objektu. Toto rozmístění a sřázení po obvodě dává předpoklady pro získání maximální tuhosti systémů v obou směrech a dosažení minimálního namáhání svislých prvků od vodorovných účinků.

Nejrozšířenějším způsobem půdorysného rozmístění svislých ztužujících prvků u vysokých objektů je jádrové rozmístění (obr. 5.10c), tj. svislé prvky zajišťující tuhost budovy vůči vodorovnému zatížení jsou uspořádané a sřázeny v "jádro" budovy, poblíž těžších objektů. Vzhledem k tomu, že vzdálenost těchto ztužujících

dech vznikají ve spojovacích konstrukcích smykové síly, které namáhají nejen tyto spojovací části, ale vyvolávají i přidatná namáhání i ve svislých prvcích.



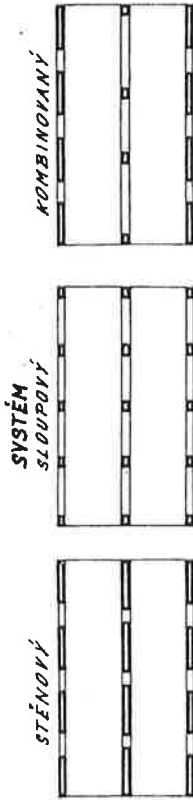
Obr. 5.6. Funkce stropní desky v konstrukčním systému.

stružce větší část tohoto vodorovného zatížení. Toto rozdělení zatížení musí být zprostředkováno dostatečně tuhými stropními konstrukcemi, které svislé prvky a sestavy svazují v úrovní jednotlivých podlaží a tím zajišťují souvislost mezi jejich vodorovnými deformacemi (obr. 5.6).

5.1.3. Prostorové rozmístění svislých nosných prvků

Prostorovým rozmístěním svislých prvků rozumíme převažující uspořádání svislých nosných prvků vzhledem k osám systému, přičemž osu X označujeme jako podélnou a osu Y jako příčnou osu systému. Např. stěnový příčný konstrukční systém zpravidla může mít i některé stěny uspořádané ve směru podélném (u vyšších objektů k zajištění tuhosti v podélném směru); charakteristické v tomto případě však je uspořádání převažující části stěn ve směru příčném.

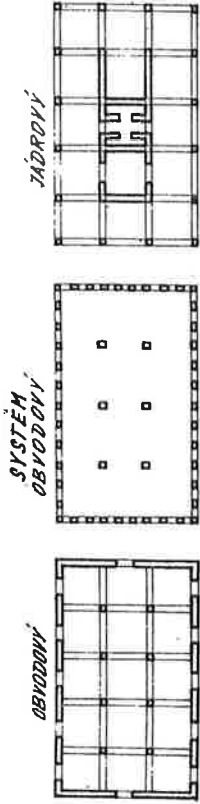
a) Systémy s podélně umístěnými prvky mají svislé nosné prvky rozmístěné a sřázené ve směru podélné osy objektu (obr. 5.7). Používají se obvykle u budov obdélníkového půdorysu s menším počtem podlaží.



Obr. 5.7. Podélné uspořádání svislých prvků.

Ze statického hlediska není tento systém příliš vhodný pro vyšší budovy, neboť v příčném směru vyžaduje menší tuhost než ve směru podélném, přičemž právě v příčném směru působí větší vodorovné zatížení (plocha vystavená účinku větru vanoucího v příčném směru je větší než plocha vystavená účinku větru vanoucího ve směru podélném). Proto bývá nutné systém doplnit o jediné svislé prvky uspořádanými v příčném směru, nebo sřádnout v příčném směru některé podélně uspořádané prvky. Účinnost takového systému a tím i jeho použitelnost pro vyšší budovy je závislá na množství

svislých prvků od neutrálních os objektu je menší ve srovnání se ztužujícími prvky rozmístěnými po obvodu, je menší i tuhost vůči vodorovnému zatížení při tomto járovém uspořádání vůči obvodovému uspořádání. Járové uspořádání má však řadu výhod provozních i dispozičních i předností z hlediska seismických účinků, objemových změn od teplotních účinků apod. a je schopno zajistit vodorovnou tuhost objektu i při jeho poměrně velké výšce.



Obr. 5.10. Uspořádání svislých ztužujících prvků.

5.1.4. Zajištění vodorovné tuhosti výškových budov

Každá konstrukce musí být schopna vzdorovat vnějším zatěžovacím účinkům, aniž přitom dochází k nadměrným nebo nepřípustným deformacím (objektu) jako celku nebo jeho částí, nebo dokonce k jeho úplné destrukci, popř. překlolení. Rozhodujícím kritériem vzhledem k velikosti deformací je tuhost systému, na niž jsou závislé hodnoty přetvoření vyvolané vnějšími zatěžovacími účinky. Výjimkou je pouze zrychlení způsobené účinkem vodorovného zatížení větrem a účinky seismických zatížení, které je funkcí hmotnosti systému. Lze tedy, s výjimkou předchozího, považovat u výškových budov jejich vodorovnou tuhost za důležitě kritérium vhodnosti použitého konstrukčního systému a stability objektu.

Jestliže sledujeme závislost spotřeby materiálu na počtu podlaží u výškové budovy (obr. 5.11), můžeme konstatovat, že se vzrůstajícím počtem podlaží se uplatňuje vliv svislého zatížení na spotřebě materiálu přibližně lineárním přírůstkem, zatímco vliv vodorovného zatížení se uplatňuje progresivněji. Tzv. "příspěvek na výšku" vyjadřuje v podstatě zvýšení spotřeby materiálu (event. nákladů) vyvolané vodorovným zatížením. Velikost tohoto "příspěvku na výšku" závisí na použitém konstrukčním systému. Je zřejmé, že do určitého počtu podlaží vyhoví jistý konstrukční systém bez jakéhokoli jeho zesílování i na účinky vodorovného zatížení, neboť při uvažování současně působících nahodilých krátkodobých zatížení (např. užitného zatížení a zatížení větrem) se zavádí součinitel kombinace.

Obr. 5.11. Schematické znázornění závislosti spotřeby materiálu na počtu podlaží u výškových budov.

Při zvyšujícím se počtu podlaží se musí s přihlédnutím k účinkům vodorovného zatížení zesilovat jednotlivé prvky systému. Dále je zřejmé, že každý systém má i své hranice použití, protože při určitém počtu podlaží nepomáhá ani zesilování, vodorovná tuhost systému je malá a vodorovné výchylky vycházejí větší než výchylky



limitní, které často vyplývají z podmínek zajištění funkce konstrukcí PSV (otevření ránní dveří, oken apod.), obyvatelnosti objektu apod.

Ukazuje se, že místo zesílování je vhodnější upravit konstrukční systém, nebo jej doplnit dalšími ztužujícími prvky zajišťujícími jeho vodorovnou tuhost. Těmito úpravami lze "příspěvek na výšku" podstatně zmenšit. Vzhledem k této úpravě, které zvýšily vodorovnou tuhost systému, lze takto upravený systém použít i do většího počtu podlaží. Otázkou je tedy navrzení vhodné úpravy nosného systému. V zásadě úprava má být taková, aby při požadovaném počtu podlaží vycházel "příspěvek na výšku" co nejmenší.

a) Skeletové systémy

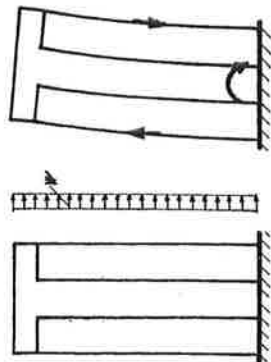
Hospodárná výšková hranice skeletu závisí na počtu traktů budovy, na uspořádání rámu a konstrukčních výškách podlaží; počet podlaží nebyvá zpravidla větší než 10. Pro zajištění větší vodorovné tuhosti se rámové konstrukce spřahují se stěnovými prvky.

Při koncepčním řešení vysokých stíhlých rámových konstrukcí je třeba věnovat zvýšenou pozornost některým vlivům, které se při výpočtu nižších tradičních skeletů zanedbávají. Jde zejména o účinky změny délek střednic (od normálových sil a objemových změn), které mohou ovlivnit způsob řešení stýčnic (např. netuhé až kloubové stýčky stojek a příli v horních podlažích vysokého rámu), návrh výplňových konstrukcí a jejich osazení do nosného systému. Při působení vodorovného zatížení má deformace samotného rámu charakter smykový, samotné stíhlé stěny charakter ohybový (obr. 5.4a,b). Spřahením rámu se stěnou dostáváme konstrukci, jejíž deformace od vodorovného zatížení bude závislá na poměrech tuhosti obou spřahovaných systémů a svým tvarem bude někde mezi extrémními případy (obr. 5.4c). S přihlédnutím k smykovému charakteru deformace rámové konstrukce, stává se aktuálním nebezpečí porušení nenosných výplň rámových konstrukcí při zatížení vodorovnými silami. Tomuto nebezpečí lze čelit vhodným výběrem materiálu výplňových panelů, správnou volbou jejich tvaru, konstrukčním řešením jejich spojení s prvky nosného systému a stanovením limitní hranice tuhosti systému při namáhání vodorovnými silami, např. omezením přípustné velikosti vodorovného posuvu horního okraje konstrukce (naše předpisy zatím omezují posuv horního okraje rámové konstrukce hodnotou $H/500$, kde H je výška objektu nad úrovní terénu).

Vyztužením stěnovými prvky se stávají reálnými pro výškové budovy i skeletové systémy s netuhými až kloubovými stýčnicí (např. montované skelety) a konstrukce s tenkými deskovými bezprůvlakovými stropy, podepřenými kyvnými stojkami (např. konstrukce zvedaných stropů).

Jedna z možností dalšího zvýšení vodorovné tuhosti spřahené rámové a stěnové konstrukce je provedení tuhého vodorovného stěnového nosníku u úrovní nejvyššího podlaží (obr. 5.12). Touto úpravou se na přemášení ohybového momentu od vodorovného zatížení podílejí i obvodové sloupky.

Často z dispozičních důvodů se stěnové prvky umísťují dovnitř objektu, příp. se zde vzájemně spojují (schodišťové stěny, výťahové šachty, sanitární šachty apod.). Vznikají tak zavětrovací jádra (obr. 5.10c). Svislé prvky přenášející též vodorovné síly působí



Obr. 5.12. Zvýšení vodorovné tuhosti rámo-stěnové soustavy.

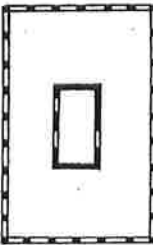
Železobetonové skelety vyztužené stěnovými prvky mohou být ekonomicky a s přijatelnými rozměry prvků navrhovány až do 20 až 25 podlaží.

Přes tuto hranici mohou být ekonomicky navrhovány tuhé konstrukční varianty s obvodovými stěnami. Řešenými jako nosné skeletové konstrukce (husté sloupky mezi okenními otvory ve vzdálenosti cca 3 m a tuhé příčle, příp. na celou výšku nadpraží otvorů). Při zatížení vodorovnými silami se zapojuje do spolupůsobení celý prostorový rám po obvodu objektu (obr. 5.15 - v ob-
rázku je čárkovaně naznačen průběh napětí od vodorovného zatížení při tuhé kombrkové stěnové konstrukci).

Obr. 5.15. Průběh svislého napětí od vodorovného zatížení obvodového prostorového rámu.

Umístěním ztužujícího prvku až na obvod objektu jsme v podstatě maximálně zvětšili moment setrvačnosti příčného řezu tohoto ztužujícího prvku, protože hmotu tohoto prvku jsme umístili do maximální možné vzdálenosti od těžiště půdorysu.

Ze statických, konstrukčních a výrobních důvodů by měly ztužující obvodové stěny, zajišťující stabilitu celé budovy, procházet bez přerušení a s nezmešnou tuhostí až do základů. Tento logický požadavek bývá však někdy v rozporu s požadavkem maximálního uvolnění prvního podlaží nad úrovní terénu. Obvodové stěny je pak nutné oslabit právě v úseku, kde jsou maximálně exponovány (některé sloupky jsou neprůběžné a podčerpávají se nad 1. podlažím mohutnými prvky). Dochází pak ke konstrukčním komplikacím a statická účinnost ztužujícího systému se nepříznivým rozložení vnitřních sil a zmenšením tuhosti v 1. podlaží zmenší.



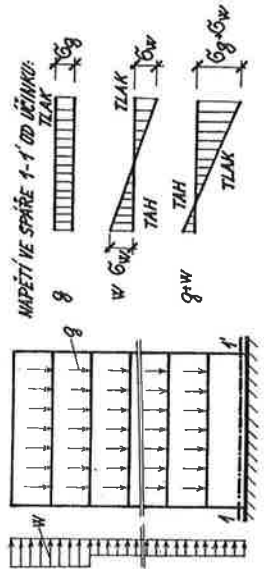
Obr. 5.16. Obvodový prostorový rám sražený s vnitřním stěnovým jádrem.

Nevýhodou omezení dispoziční volnosti a relativně velkého procenta zastavení užitého prostoru nosným systémem u vysokých objektů lze do značné míry odstranit tzv. superstrukturou, tj. v podstatě dvoustupňový konstrukčním systémem. Základní myšlenkou superstruktury je nadřazená specializace konstrukci, která se u velkých mostních nebo halových staveb používá již dlouho. Na velké rozpětí se volí malý počet mohutných hlavních nosných elementů, na které se přenáší zatížení ze sekundárního (lokálního) nosného systému.

Přímá nosná systém vysokých budov obvykle bývá tvořen mohutnou prostorovou rámovou konstrukcí částečně nebo úplně předřazenou před uživatelský prostor budovy. Základními prvky tohoto primárního rámu (superrámu) jsou vodorovné příčle a svislé

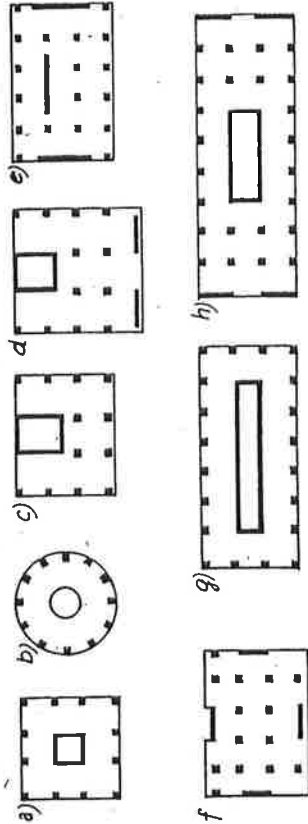
ci na konstrukci nazýváme ztužující svislé prvky.

- Při zřizování ztužujících svislých prvků je třeba dbát následujících zásad:
 - ztužující prvky mají mít dostatečnou tuhost, aby prakticky zachytily celé vodorovné zatížení,
 - umístění ztužujících svislých prvků, má být takové, aby nedocházelo k pootáčení stropních tabulí a výtěžné prvky aby tak nebyly navíc namáhány ještě nákrucením (výslednice vodorovného zatížení má ležet blíže k těžišti),
 - ztužující svislé prvky mají být umístěny tak, aby nebránily deformacím od teplotních změn a smušťování betonu,
 - ztužující svislé prvky mají přenášet pokud možno co největší svislé zatížení (odstranit z jejich blízkosti sloupy), neboť toto svislé zatížení příznivě ovlivňuje jejich namáhání od vodorovného zatížení (obr. 5.13).



Obr. 5.13. Průběh normálových napětí v patě stěny od účinku svislého a vodorovného zatížení.

však možné i jejich excentrické umístění, pak mají být dostatečně tuhé, aby zachytily namáhání od krucením (obr. 5.14c); lépe je však při excentrickém umístění jádra přidat ztužující stěny (obr. 5.14d). Možné je zachycení vodorovného zatížení i samotnými stěnami (obr. 5.14e,f). V případě protáhlých půdorysů je možné zřízení buď centrálního jádra (obr. 5.14g), event. doplněného stěnami (obr. 5.14h). Umístění ztužujících prvků uvedené na obr. 5.14 prakticky neomezuje vodorovné deformace stropní desky. Omezují-li ztužující svislé prvky vodorovné deformace stropní desky, je třeba toto uvážovat i ve statickém výpočtu a ztužující prvky na tato namáhání rádně vyztužit, pokud možno máme se však takovému neekonomickému uspořádání ztužujících svislých prvků vyhnout.



Obr. 5.14. Příklady uspořádání ztužujících svislých prvků u konstrukčních systémů, vytvořených lokálně podporovanými deskami.

sloupy. Vodorovné příče zpravidla tvoří vysoké stěnové rošty (o výšce jednoho i více podlaží), umístěné po určitých výškových intervalech (po 10ti až 20ti podlažích) do technických podlaží budovy. Tyto příče člení budovu po výšce na několik superpodlaží. Sloupy superrámu tvoří obvykle provozní jádra budovy. Superrám přenáší tedy veškeré svislé i vodorovné zatížení ni působící na celou budovu.

Při pyramidálních obrysech budovy jsou výhodnější stěnové superstruktury. Na konstrukci sekundárního systému se kladou téměř stejné požadavky jako na konstrukce běžných staveb. Na primární nosnou konstrukci může být sekundární konstrukce buď uložena nebo zavěšena. Účinky vodorovného zatížení (vítr, seismicita) se přenášejí na primární systém prostřednictvím ztužujících prvků.

Klasickým modelem použití rámové superstruktury z předpjatého betonu je projekt 86ti podlažní administrativní budovy (obr. 5.17). Stavba má 5 superpodlaží, na jedno podlaží primárního skeletu připadá 7 zavěšených a 7 podepřených podlaží sekundárního skeletu.

b) Systém složený ze stěnových prvků
Každá stěnová ztužující konstrukce umístěná uvnitř obrysové plochy objektu se projeví jako prvek omezující do jisté míry dispoziční volnost. U správních budov se často prosazuje požadavek volné dispozice, takže se ztužující konstrukce omezuje na jádra

Obr. 5.17. Příklad dvoustupňového skeletového systému.

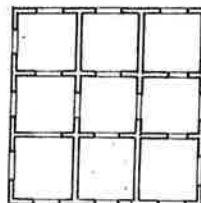
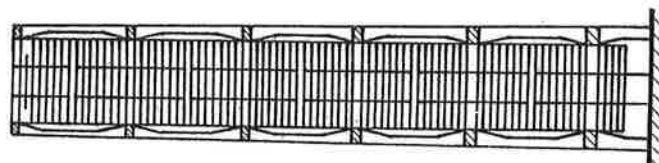
co nejmenších půdorysných rozměrů, dispozičně využívámá převážně jako prostory pro vertikální komunikace. Tyto objekty naopak často umožňují víceméně pravidelné rozdělení ztužující konstrukce po celém půdorysu, při níž je prostor stěnami pevně oddělen.

Statically nejdůležitější jsou systémy s maximálním momentem setrvačnosti vodorovného řezu k ose kolmé ke směru působení vodorovného zatížení. Tomu odpovídá konstrukce s nosnými vodorovnými stěnami propojenými přes celou hloubku budovy smyčkově tuhými příčkami (obr. 5.18).

Odstraněním smyčkového spojení protějších nosných obvodových stěn vnitřními příčkami (např. s ohledem na požadavek volné dispozice) dostaneme prostorový systém nosných obvodových stěn s otvory, tj. stěnovou obdobu prostorového skeletu podle obr. 5.15.

Obr. 5.18. Prostorový systém nosných obvodových stěn, propojených smyčkově tuhými příčkami.

U systémů s nenosnými obvodovými stěnami se zajišťuje ztužení proti účinkům vodorovného zatížení vnitřními ztužujícími stěnami od sebe oddělenými, nebo vnitřní krabicovou konstrukcí vytvořenou smyčkově tuhým spojením podélných a příčných stěn. Stabilitu ztužujícího jádra lze zvýšit umělým zvětšením svislé složky zatížení,



kteří přenáší jádro. Toho lze dosáhnout koncentrací zatížení stropních konstrukcí do jediné střední podpory vytvořené jádrem. Stropní konstrukce se navrhnou jako konzoly vyložené z jádra, nebo se po vnějším obvodu zavěšují (příp. ukládají) na mohutné konzolovitě zavěšené konstrukce, uložené v úrovni horního okraje jádra, případně ještě v několika dalších úrovních (v odstupu několika podlaží) jádra (obr. 5.19).

Statické vřhody systémů se stropy vyvěšenými na jádro spočívají především v náhradě sloupů táhly s podstatně menšími průřezovými plochami, přitížení jádra svislým zatížením a v zaručení stejno- měrného sedání konstrukce (uplatní se zejména v seismických oblastech, při zákládání na nestejnoroadém podloží apod.).

Za hlavní nevýhody lze považovat nutnost vytvoření nákladné konzolovitě přesazované závěsné konstrukce na horním okraji jádra, příp. i v několika dalších úrovních, dále obtížné řešení konstrukčních úprav, motivované účinky změny délek táhel (přetvoření od svislého zatížení, kolísání teploty apod.). U konzolovitě vyložených stropních konstrukcí úplně uvolnění půdorysu vně jádra je dříve zapláceno zvětšením tloušťek stropů a při velkém zvětšení s omezením velkých průhybů konzol stropů.

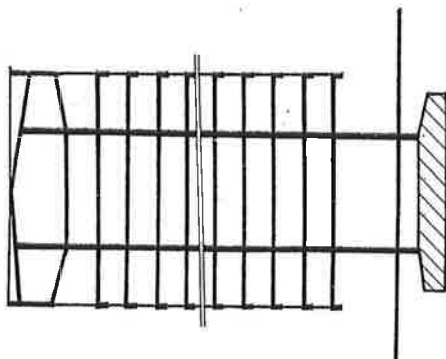
U krabicových konstrukcí je třeba věnovat pozornost účinkům objemových změn (vlivem smršťování betonu a změn teploty). Např. dlouhé a duté a duté spárky nerozdělené budovy, nedostatečně smyčkově tuhé spoje obvodových stěn vystavených kolísání teploty venkovního prostředí s vnitřními příčkami, mohou být zdrojem vážných poruch.

5.2. Statické působení a vyztužování nosných konstrukcí

5.2.1. Rámové konstrukce

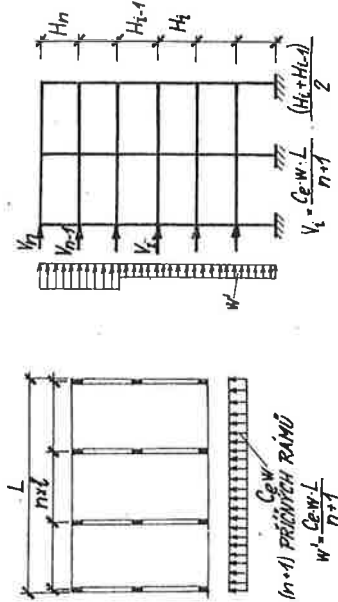
Při statickém vyšetřování skeletového systému obvykle řešíme rovinné rámové konstrukce, i když ve skutečnosti skeletové systémy působí většinou prostorově. V závislosti na uspořádání konstrukce řešíme tedy rovinné rámy v jednom, příp. ve dvou i více směrech. Je nutno si uvědomit, že ekonomika rámových konstrukcí tkví v pravidelnosti uspořádání sítě sloupů, jejichž osová vzdálenost závisí hlavně na dispozičních požadavcích a na velikosti nahodilého zatížení. Dále ze statických důvodů bývá vhodné, zejména u jedno a dvoutraktových objektů, odsadit krajní sloupy od líce budovy tak, aby stropní konstrukce přečnívala zhruba 1/4 až max. 1/3 rozvětvení vnitřního pole; dosáhne se tím příznivějšího rozdělení momentů v rámové konstrukci.

Rámová konstrukce bývá zatížena v jednotlivých polích a podlažích svislým zatížením stálým a nahodilým od stropní konstrukce (včetně vlastní tíhy rámu) a vodorovně nahodilým zatížením od větru. Při určování zatížení rámové konstrukce větem



Obr. 5.19. Příklad nosného systému se zavěšenými stropy.

je nutno přihlídnout k funkci tuhých stropních tabulí, které zajišťují rovnoměrné roznesení vodotěsného zatížení na jednotlivé rámy. Příklad určení zatížení rámu větrem rámech spojených tuhou stropní tabulí je uveden na obr. 5.20.

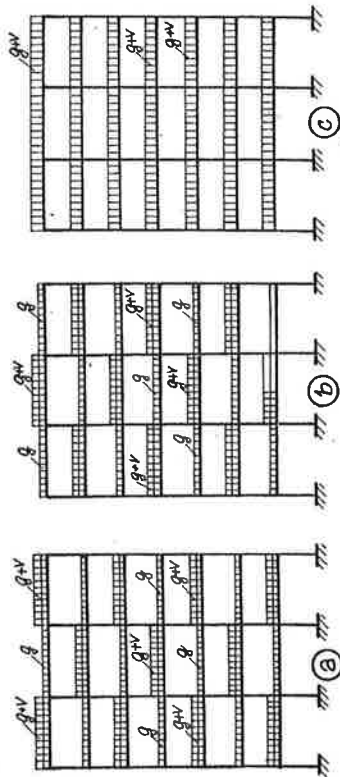


Obr. 5.20. Zatížení příčného rámu větrem.

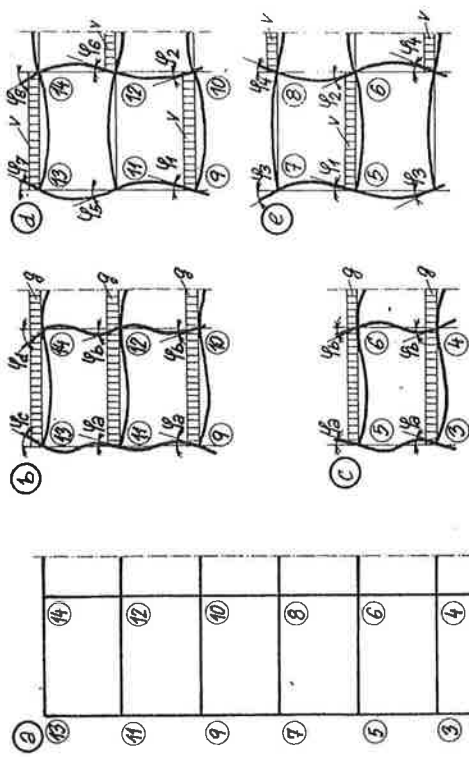
Nahodilé zatížení je třeba na rámové konstrukci uspořádat tak, aby v jednotlivých průřezích konstrukce byly vyvozeny nejnepríznivější účinky zatížení. U běžných pozemních staveb takto vyšetřujeme nejnepríznivější hodnoty momentů, příp. normálových sil v kritických průřezích; posouvající síly pro dimenzování smykových výztuže vyšetřujeme pro plné zatížení konstrukce (stálé a nahodilé svislé zatížení).

Při působení svislého stálého a nahodilého rovnoměrného zatížení je třeba při výpočtu maximálních a minimálních momentů rámové konstrukce uvažovat stálé zatížení ve všech polích a nahodilé zatížení uspořádat v polích šachovnicovitě (obr. 5.21a, b), při výpočtu minimálních momentů v podporách uvažujeme obvykle plné zatížení konstrukce, tj. stálé a nahodilé ve všech polích (obr. 5.21c). Správně bychom měli při výpočtu minimálních podporových momentů uspořádat nahodilé zatížení vždy podle průběhu příčinkové čáry vyšetřovaného podporového momentu, tj. uvažovat nahodilé zatížení v polích přilehlých k vyšetřované podpoře, sousední pole uvažovat nezatižené atd. To by však znamenalo uvažovat pro výpočet každého minimálního podporového momentu jiné uspořádání zatížení. Vzhledem k tomu, že vliv odtižení vzdálenějšího pole na určovaný podporový moment bývá malý, uvažuje se při vyšetřování minimálních podporových momentů stálé a nahodilé zatížení ve všech polích.

U budov, jejichž nosnou soustavu tvoří pravidelná rámová konstrukce z přímých prutů, lze stanovit silové účinky zatížení z tzv. rámových výšek.



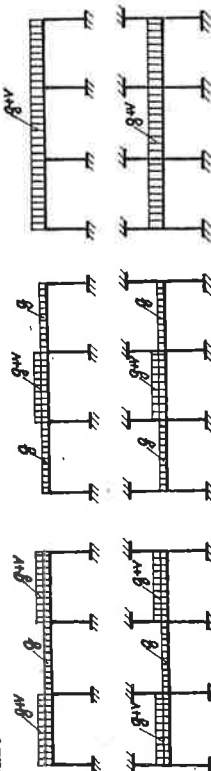
Obr. 5.21. Uspořádání zatížení na rámové konstrukci pro výpočet maximálních a minimálních momentů (uvažována přístupná střecha).



Obr. 5.22. Rámové výšky pro svislé zatížení - stejná pootočení.

Povšimneme-li si např. průběhu deformací pravidelného rámu (obr. 5.22a) při zatížení všech polí stejným zatížením, zjistíme, že natočení krajních stěniců (mimo natočení stěniců v horním rámovém rohu) se příliš neliší, totéž lze konstatovat u všech středních stěniců. Stačí tedy místo vyšetřování celého rámu vyšetřovat dva výšky, jeden pro střední část rámu (obr. 5.22c) a druhý pro horní část rámu (obr. 5.22b). Při šachovnicovitěm obtížení rámu nahodilým zatížením lze opět zjistit podobné závislosti; proto opět při výpočtu účinků nahodilého zatížení postačí řešit dva výšky (obr. 5.22d, e). Superpozicí takto získaných hodnot může pak stanovit průběh maximálních a minimálních momentů na celé rámové konstrukci.

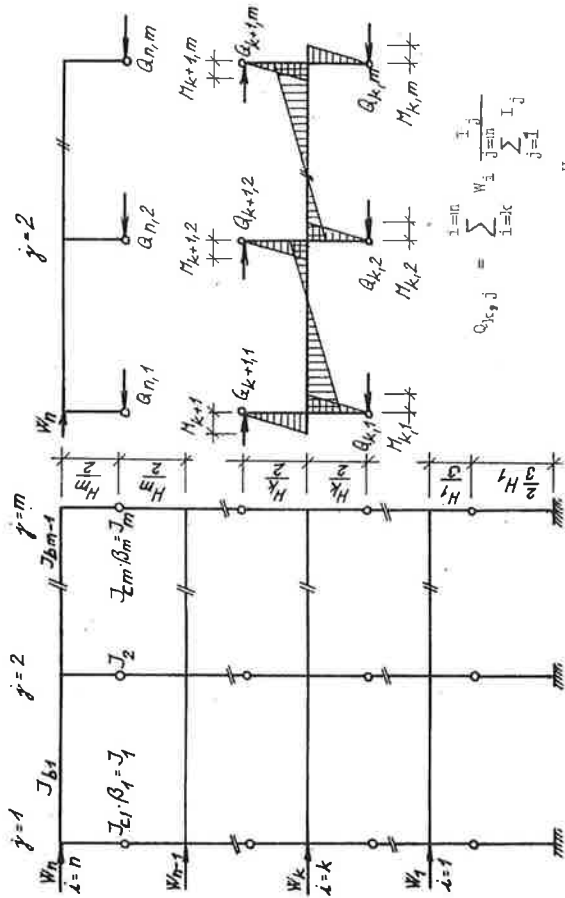
V praxi se často volí rámové výšky zahrnující vyšetřovaný průvlak s přilehlými dolními a horními sloupy vetknutými ve vzdálenějších koncích (obr. 5.23). Obrážené výsledky lze užít pouze pro vyšetřovanou příčli a pro průřezy sloupů přilehlé k této příčli.



Obr. 5.23. Rámové výšky pro svislé zatížení.

U dlouhých pravidelných průvlaků můžeme při vyšetřování momentů od svislého zatížení ve zvolené podpoře předpokládat, že průvlak je vetknutý v podpoře o dvě pole vzdálené od vyšetřované podpory za předpokladu, že konstrukce za tímto bodem pokračuje.

Obdobně lze zvolit a vyšetřovat rámové výseky pro vodorovné zatížení (obr. 5.24).



$$O_{k,j} = \sum_{i=1}^{i=10} W_i \frac{I_j}{\sum_{j=1}^{j=10} I_j}$$

$$M_{k,j} = O_{k,j} \cdot \frac{H_k}{2}$$

Hodnoty β pro krajní sloupce

k_b/k_c	0,25	0,5	1	2	3	4	1. podlaží zdoła
β	0,54	0,56	0,62	0,70	0,75	0,79	0,90

$k_b = I_b/1$ je tuhost příčle krajního pole;
 $k_c = I_c/H$ tuhost krajní stojky připojené zdoła.

Momenty ze stojek se rozdělí do přílehačících příčlí v poměru k jejich tuhosti.
 Obr. 5.24. Rámové výseky pro vodorovné zatížení.

Zatím jsme předpokládali, že rámovou konstrukci vystřihujeme za předpokladu průžného působení konstrukce. Ve skutečnosti v železobetonové rámové konstrukci vznikají již při běžném provozním zatížení kromě průžných deformací i nepružné, projevuje se vliv dotvarování betonu v tažených oblastech a vzhledem k malé pružnosti betonu v tahu, se beton v tažených oblastech porušuje trhlinami. Tyto okolnosti vedou ke změnám ohybových tuhostí jednotlivých průřezů a proto skutečné silové účinky vyvozené běžnými provozními zatíženími se budou lišit od hodnot vypočtených za předpokladu platnosti teorie pružnosti. Tyto odchylky však nevedou ke zmenšení únosnosti konstrukce, protože při vyšších namáháních dochází k tzv. redistribuci (přesunu) silových účinků zatížení. S přibližováním k mezi únosnosti vzrůstá podíl plastických deformací betonu i výztuže a narušuje se soudržnost betonu s výztuží. Blíží-li se některý z průřezů mezi únosnosti, potom při rostoucím zatížení si pomáhá konstrukce tím, že soustřeďuje namáhání do průřezů, které jsou ještě sto odporovat.

Např. v průřezech nejvíce namáhaných na ohyb dochází k plastickému přetváření charakterizovanému možným plastickým protažením výztuže a možným plastickým stlačováním tlačeného betonu. V tomto stavu plastické podaječnosti není již průřez sto dále zvyšovat únosnost, ale v případě dalšího zatěžování konstrukce se průřez plasticky přetváří (pootáčí) a tedy pro toto další zatěžování působí v konstrukci jako kloub. Místo, do kterého pomýslně soustřeďujeme plastické deformace průřezů nacházejících se v určité plastické oblasti nosníku, nazýváme plastické kloubem. Postupným vznikáním plastických kloubů se mění statické schéma konstrukce a tohoto je možno využít při určování mezní únosnosti konstrukce.

Z předchozího vyplývá a zkouškami bylo potvrzeno, že u staticky neurčitě konstrukce lze do určité míry regulovat průběh momentů tím, že tuhost jednotlivých kritických průřezů vytváříme v souladu se zvoleným průběhem momentů. Je však zřejmé, že čím více se budeme odchýlovat od skutečného průběhu momentů, tím dříve se začnou rozvírat trhliny a tím větší budou nároky na pootáčení v plastických oblastech. Je nutno si uvědomit, že u betonových konstrukcí je sířka trřlin omezena vzhledem k trvanlivosti konstrukce, rovněž je omezeno plastické pootáčení, a to možnostmi plastického protažení výztuže a plastického stlačování betonu. Pokud deformace konstrukce v plastických oblastech při zvoleném průběhu momentů měly být větší než deformace, které jsou schopny průřezy v těchto oblastech přenést, došlo by k porušení těchto kritických průřezů ještě před dosažením zatížení, pro které byl zvolen průběh momentů.

Vzhledem k uvedeným okolnostem je možno u rámové konstrukce se sloupce o štíhlostním poměru $\lambda < 60$, upravit rozdělení sil a momentů vypočtené podle teorie pružnosti podle těchto zásad:

- a) extrémní hodnoty ohybových momentů (kladných i záporných) vypočtených podle teorie pružnosti lze změnit nejvíce na jejich $(1 \pm \delta_{adm})$ -násobky; hodnoty přípustných odchylek δ_{adm} jsou uvedeny v tab. 5.1.

Tab. 5.1. Hodnoty přípustných odchylek δ_{adm}

M a m á h á n í p r ů ž e z u	Mimostředný tlak s výstředností	
	velkou, ohyb	malou
Rám se styčníky	neposuvnými, posuv. n=2	0,30
	posuvnými, x) n=3	0,20
	n=4	0,10
		0

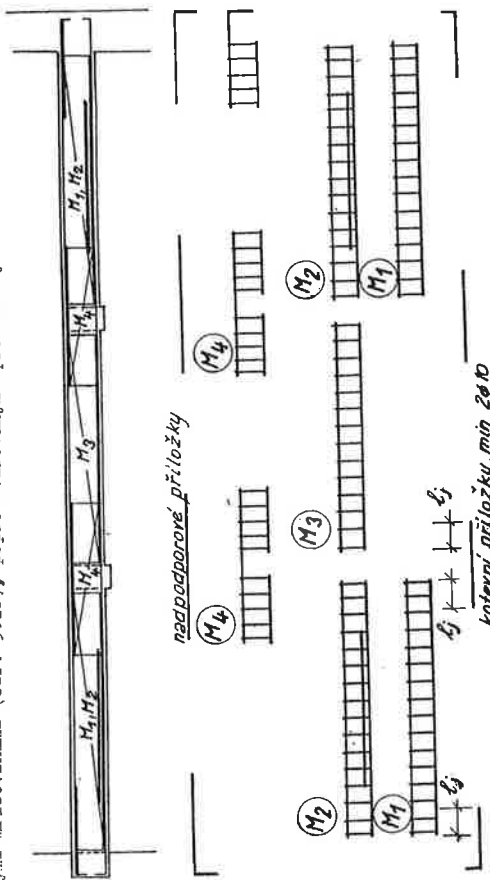
- x) n - počet podlaží rámu
- b) musí zůstat zachována rovnováha sil a momentů na všech prutech a rovnováha momentů ve všech styčnicích konstrukce pro každou sestavu zatížení;
- c) momenty od rovnoměrné změny teploty a od smršťování vypočtené podle teorie pružnosti lze zmenšit o 25%;
- d) momenty od vodorovného zatížení (např. zatížení větrem) a od nahořilých mimořádných zatížení se neupravují;
- đ) v kritických průřezech, kde je poměr δ daný vztahem

$$\delta = \frac{|\sum M_{e1}| - |\sum M_d|}{|\sum M_{e1}|} \quad (5.1)$$

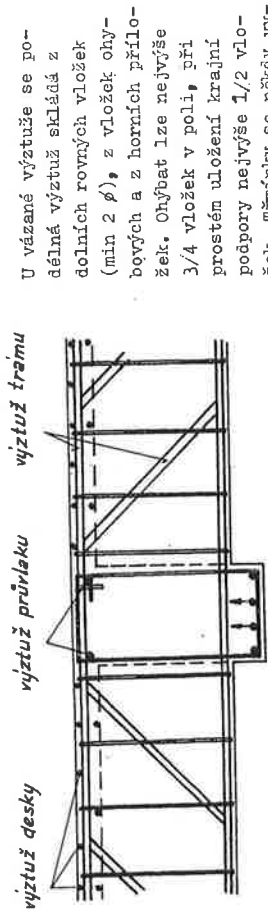
dimenzování některých podporových průřezů redukovat momenty (příp. posouvající síly) na líc podpory. Redukce k lici podpory můžeme však využít jen tehdy, jestliže ve styčnicku nemohou vzniknout trhliny (viz [6]).

Po navržení výztuže podle mezních stavů porušení je nutno prověřit i mezní stav vy použitelnosti.

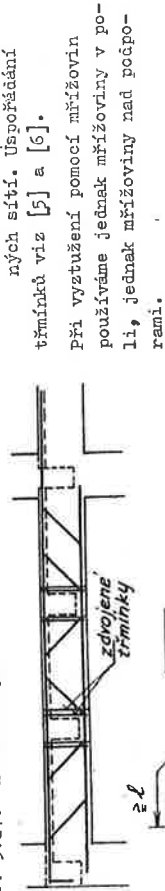
Průvlaky se vyztuží buď vázanou výztuží (obr. 5.25) nebo svařovanými výztužnými mřížovinami (obr. 5.26), popř. svařovanými prostorovými kostrami.



Obr. 5.26. Příklad vyztužení spojitého průvlaku - svařované mřížoviny.



Obr. 5.27. Křížení výztuže trámy s průvlakem.



Obr. 5.28. Výztuž pod silné zatíženími trámy.

větší než 0,2 a současně v nich je $|\sum M_d| < |\sum M_{el}|$, musí být splněna podmínka

$$\frac{x_u}{\eta_e} + \delta \leq 0,6, \quad (5.2)$$

a v těchto průřezech musí být vždy posouzena šířka trhlín;

$\sum M_{el}$ je součet momentů od základní, popř. mimořádné kombinace zatížení, vypočtených podle teorie pružnosti ve vyzetřovaném průřezu;

$\sum M_d$ součet upravených momentů se zahrnutím i těch momentů, které se nepravovaly, od příslušné kombinace zatížení ve vyzetřovaném průřezu;

h_e účinná výška průřezu;

x_u výška tlačené oblasti průřezu zjištěná při určení výpočtové meze porušení, při rovnoměrně rozděleném napětí v tlačené oblasti.

Pro dimenzování průřezů vyšetřujeme:

- u obýbaných prutů: max. M, min M, Q;
- u tlačených prutů: max. M; odpovídající N;
min. M; odpovídající N;
- max. N; odpovídající M;
min. N; odpovídající M.

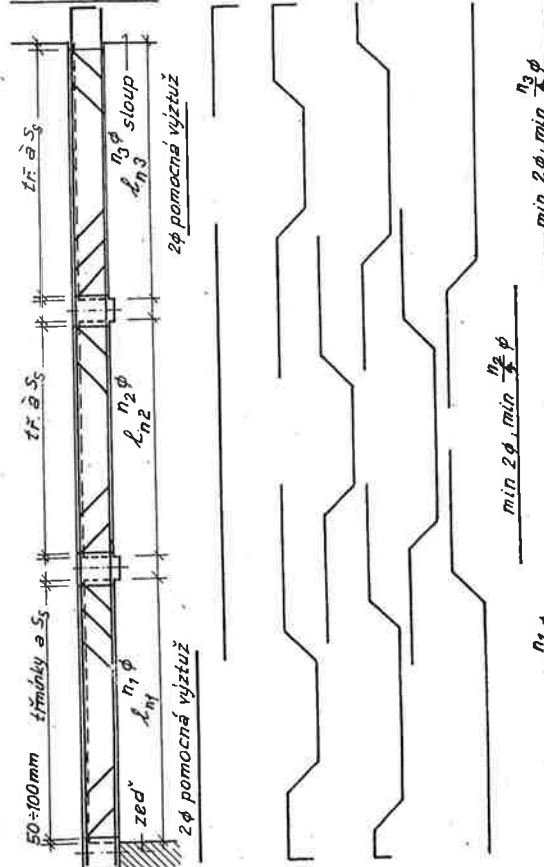
Vliv normálové síly v rámových příčlích se obvykle při dimenzování zanedbává, pokud se jedná o tlak, jehož hodnota je $N \leq 0,1 A_b R_{bd}$,

kde A_b je průřezová plocha betonu příčle;

R_{bd} výpočtová pevnost betonu v tlaku.

Tato tlaková normálová síla má příznivý vliv na zmenšení spotřeby výztuže, zanedbáme-li ji, je dimenzování na straně bezpečné.

Vzhledem k idealizaci skutečné rámové konstrukce prutovou soustavou, lze při

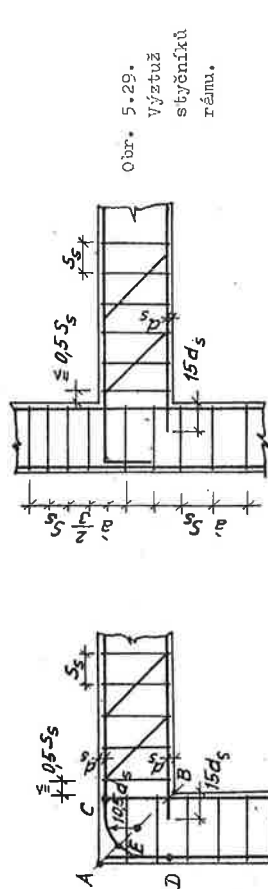


Obr. 5.25. Příklad vyztužení spojitého průvlaku - vázaná výztuž.

U průvlaků, které podporují trámy, je nutné pamatovat na křížení výztuže s průvlakem (obr. 5.27) a na výztuž pod silně zatíženými trámy (obr. 5.28).

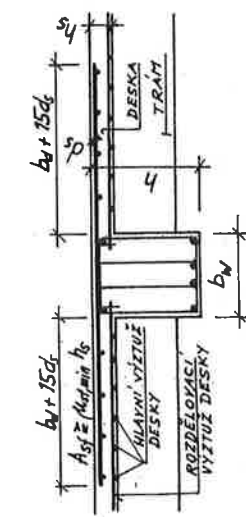
Při vyztužování hraničního styčnicku nejvyššího podlaží (horního rámového rohu) je nutné si uvědomit, že ohybový moment působící v tomto rámovém rohu musí být také zachycen v úhlopříčném řezu AB (obr. 5.29a). Z provedených zkoušek vyplývá, že výsledná tahová síla v řezu AB působí v jisté vzdálenosti od bodu A, a to v bodě E. Proto výztužné vložky, které mají zachytit v bodě E tuto tahovou sílu, musejí být převedeny z vodorovného směru do svislého a naopak obloukem o poloměru min. $10,5 d_s$. V bodě E musí být zachycena většina z tahových sil působících v bodech C, D. Vložky převáděné z průvlaků do sloupů, které již v bodě D nevyužíváme k přenesení tahové síly v bodě D (a samozřejmě i v bodě E), je nutné kotvit podle průběhu tahové síly působící ve výztuži sloupů. Podobně se postupuje při převádění výztuže ze sloupů do průvlaků. Sloupové vložky nechnuté do průvlaků musejí být do styčnicku kotveny do vzdálenosti rovné nejméně kotvení délce l_{bd} od spodní hrany průvlaků.

V hraničních styčnicích nižších podlaží se moment většinou převádí do horního a dolního sloupů, takže tahová síla v diagonálním řezu je menší než v průvlaků. Stačí proto zavést výztuž zachycující moment většinou tak daleko od sloupů, aby byla plně kotvena za lícem sloupů (obr. 5.29b).



Obr. 5.29. Výztuž styčnicků rámu.

U vnitřních styčnicků průvlakové výztužné vložky většinou probíhají. U těchto styčnicků je zvlášť důležité, aby se při návrhu myslelo na to, v jakém pořadí se na stavbě vložky budou ukládat a jak se styčnick zabetonuje. Mezery mezi horní výztuží průvlaků musejí být tak velké, aby se styčnick dal rádně probetonovat (doporučuje se mezera min. 30 mm). U průvlaků s horní deskou lze nad podporami umístit až 1/2 vložek do přilehlých částí desky v oblasti o šířce rovné čtyřnásobku tloušťky desky, avšak za předpokladu, že v desce je uložena výztuž probíhající kolmo na průvlak (obr. 5.30).

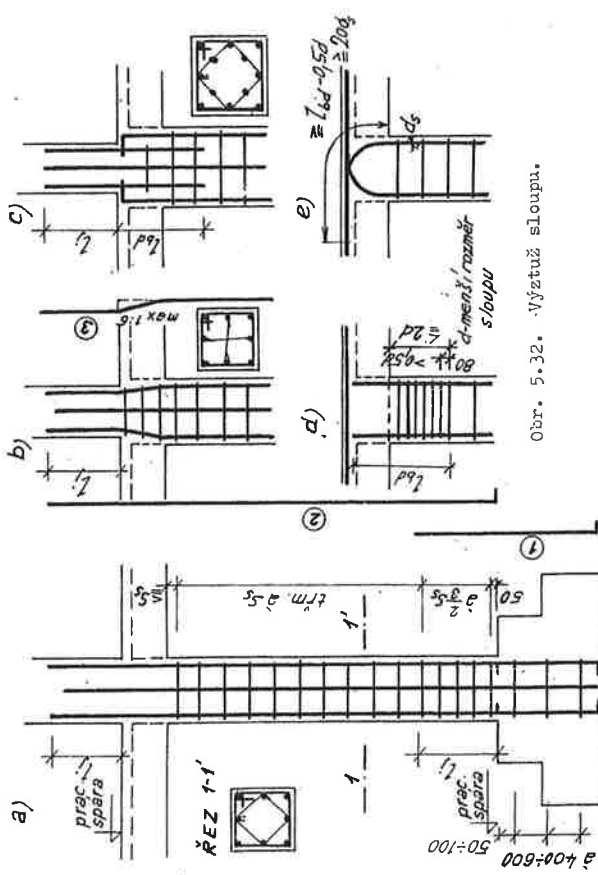


Obr. 5.30. Nadprůvlakové příločky.

Průvlak vyšší než 600 mm je třeba vyztužit také mezi horní a dolní výztuží vodorovnými vložkami (obr. 5.31), aby nevznikaly trhlinky od smršťování na bocích průvlaků.

Obr. 5.31. Pomocné vodorovné vložky v průvlaků.

Sloup se vyztužují buď vázanou výztuží, nebo svařovanými prostorovými kostrami. Vázaná výztuž se skládá z podélné výztuže a třmínků (obr. 5.32).



Obr. 5.32. Výztuž sloupů.

Ze základové konstrukce musí být vytaženy tzv. kotvy (obr. 5.32a - vložky 1), tj. výztužné vložky, jejichž počet i průměr je stejný jako počet vložek pokračujícího sloupů. Jejich zakotvení do základové konstrukce se doporučuje nejméně na délku l_{bd} , vložky však mají být dovedeny až na spodní líc některého základového stupně, aby se při betonáži nemusely odkládat. Doporučuje se tuto kotvení výztuž svařovat několika třmínky, aby byly vložky při betonáži upevněny. Nad horní úroveň základu (pracovní spára) musí kotvení vložky vycházet na délku přesahu l_j .

V pracovní spáře na úrovni horního líce stropní desky každého podlaží lze výztuž nastavit s využitím výztužných vložek sloupů nižšího podlaží nebo pomocí příloček. V případech, že průřez sloupů vyššího podlaží je stejný, nebo se příliš neliší od průřezu sloupů nižšího podlaží, prodlouží se výztužné vložky z nižšího sloupů, které mají pokračovat ve vyšším sloupů o přešpanou délku přesahu l_j nad pracovní spáru. Při změně průřezu sloupů nemá být sklon zesílených vložek menší než 6:1 (obr. 5.32b - vložky 2) a tyto vložky mají být svařovány třmínky také v místě průniku sloupů s průvlakem. V případě, že sklon zesílených vložek vychází menší nebo výztuž horního sloupů je jiná než sloupů dolního, je třeba k nastavení výztuže použít příločky, jak je vyznačeno na obr. 5.32c.

Nevýhody: složitý tvar rámových dílců a značné rozdíly v hmotnosti dílců.

a) **Výhody:** vesměs přímé dílce.

Nevýhody: kumulace spojovací příčlívky i stojek do jedné konstrukční složité a staticky náročné styku.

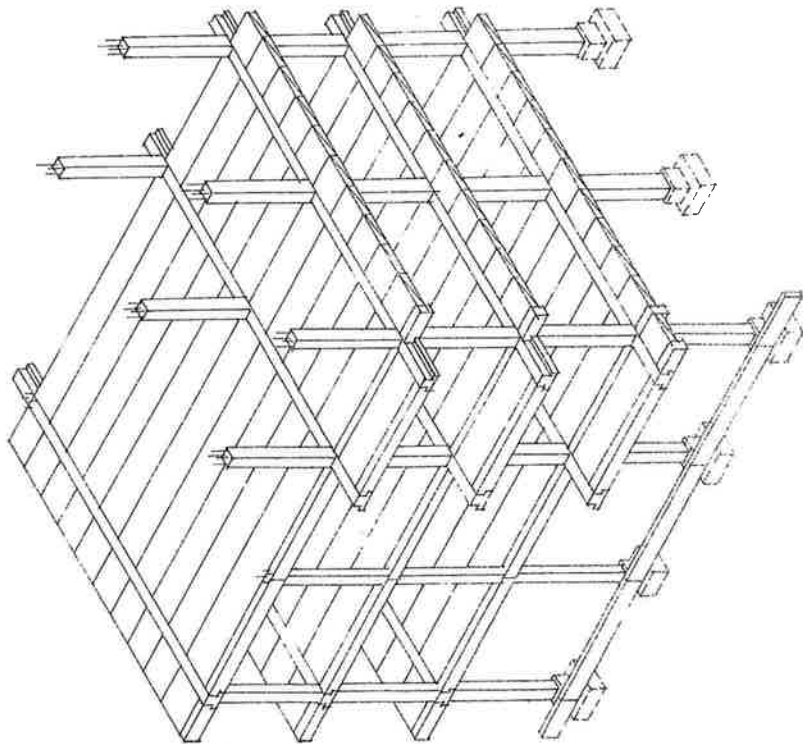
Konstrukční provedení stýček

Stýčky v patrových rámech jsou ze statického hlediska vesměs náročné, neboť po dokončení se přenáší ve zmontovaném rámu jak obyčejné momenty, tak normálové a posouvající síly. Převážně se užívají stýčky se suchým a kombinovaným způsobem provádění (viz odst. 2.8).

V ČSNR se většinou používá dělení rámové konstrukce ve stýčnicku.

Uprávně má tyto základní prvky:

sloupky, průvlaky, střípky, střešní dílce (dutinové, popř. TT). Skladba skeletu je patrna z obr. 5.34.



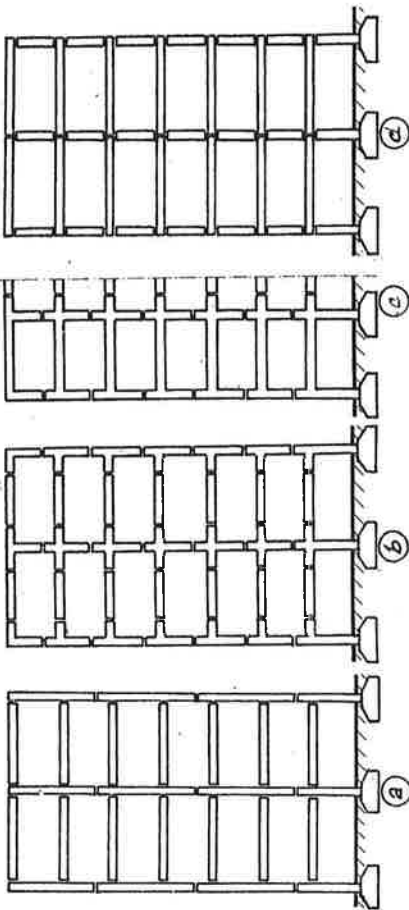
Obr. 5.34. Skladba středně těžkého skeletu s kombinovaným provedením.

Délka přesahu vložek je závislá na způsobu jejich namáhání. Pokud jsou ve sloupu výztužné vložky tlačeny, postačí délka přesahu $l_j = l_{bd}$, jsou-li vložky taženy, pak je nutno volit délku přesahu $l_j = 2l_{bd}$ (viz ČSN 73 1201-86).

Ukončení sloupových vložek v průvlaku nejvyššího podlaží je naznačeno na obr. 5.32d, 5.32e. Pokud nelze zavést podélnou výztuž sloupu do průvlaku na délku $l_{bd} - 0,5 h_c$ (min. však 20 d_s), zmenší se pod průvlakem vzdálenost trminků na 80 mm (obr. 5.32d). Tvary trminků viz [5] a [6].

Montované vícepodlažní rámové konstrukce

Vertikální nosná konstrukce je tvořena patrovými rámy, na nichž v úrovni jednotlivých podlaží spočívají stropy sestavené ze stropních dílců. Stropní tabule vzájemně ztužují patrové rámy v prostorovou nosnou konstrukci.



Obr. 5.33. Příklady členění montovaného patrového rámu.

Patrový rám se člení na jednotlivé konstrukční dílce, přičemž je třeba sledovat dva protichůdné požadavky a to: požadavek snadné výroby dílců a požadavek snadné montáže. Z hlediska výroby dílců jsou výhodné dílce tvarově co nejjednodušší, nejlépe dílce přímé.

Pokud se montáže týká, rozhodujícími činiteli jsou jednak hmotnost dílců, jednak počet, umístění a konstrukční řešení stýček. Různé možnosti členění patrového rámu ukazují schémata na obr. 5.33.

a) **Výhody:** vesměs přímé dílce přibližně stejné hmotnosti, stykování stojek v dolní třetině, tj. v místě nulového momentu od svislého zatížení. Zřízení konzol na sloupech (viditelných i skrytých) zjednoduší montáž a připojení příčlívky ke stojkám.

Nevýhody: připojení příčlívky ke stojkám v podporových průřezech, kde momenty i posouvající síly dosahují maxima.

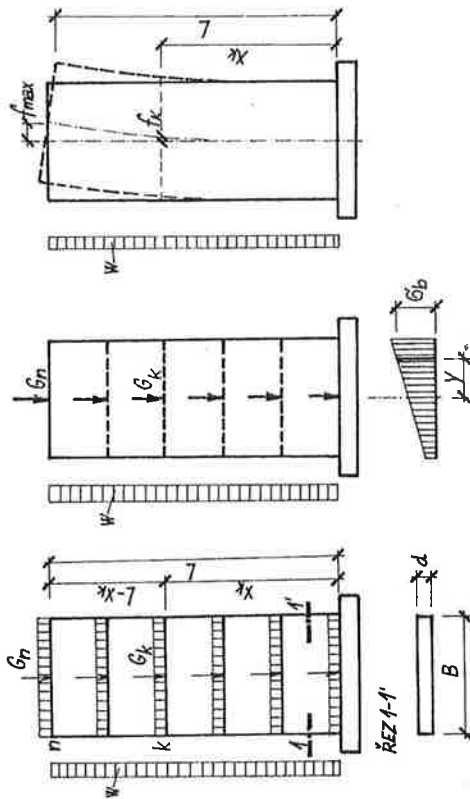
b) **Výhody:** příznivé umístění všech stýček v průřezech nulových momentů od svislého zatížení.

Nevýhody: složitý tvar některých dílců a značné rozdíly v jejich hmotnosti a velikosti, velký počet stýček.

c) **Výhody:** redukce počtu stýček.

ních směrech (momenty působící jak ve střednicové rovině stěny, tak kolmo na ni) se obvykle provádí tak, že se superponuje účinek mimostředního tlaku v rovině stěny s účinkem momentu působícího v příčném směru. Stěnu zatíženou mimostředním tlakem v její střednicové rovině lze řešit podle zásad teorie pružnosti s vyloučením tahu v betonu, který přejímá výztuž. Takto získané normálové síly ve zvolených úsecích stěny (např. v úsecích jednotkové délky) kombinujeme s ohybovými momenty působícími kolmo k rovině stěny.

Štíhlé ztužující stěny bez otvorů lze ze statického hlediska považovat za konzoly větknuté do základové konstrukce, případně do monolitické podzemní části budovy (obr. 5.36).



Obr. 5.36. Štíhlé ztužující stěny.

Svislé zatížení stěny je zatížení vlastní tíhou stěny, stálým a užitným zatížením přeneseným z přílehlých stropů. Pro jednotlivá podlaží lze zpravidla toto zatížení vyjádřit silou G_i působící ve svislé těžištové ose stěny.

Vodorovné zatížení větrem lze určit jako poměrnou část celkového zatížení budovy větrem, určenou s přihlédnutím k rozmístění ztužujících prvků v objektu.

Při statickém řešení se prokazuje jednak únosnost ve významných průřezech stěny vzhledem k silovým účinkům zatížení, jednak průhyb stěny se zřetelem k požadované tuhosti. Silové účinky zatížení vyšetřujeme pro jednotlivé vodorovné průřezy stěny. Výsledný účinek zatížení je v obecném průřezu vyjádřen:

$$N = \sum_{i=1}^n G_i \quad (5.3)$$

$$M = \frac{1}{2} w (H - x_k)^2 \quad (5.4)$$

$$Q = w (H - x_k) \quad (5.5)$$

Vztah pro M platí za předpokladu, že G_i působí ve svislé těžištové ose stěny. Každý vodorovný řez je namáhán kombinací tlakové síly N a ohybového momentu M na mimostřední tlak, posouvající silou Q na smyk.

Unifikovaná řada obsahuje tři kategorie skeletů:
 - lehký skelet (pro menší užitná zatížení, ploché průvlak stejné tloušťky jako stropní panely),
 - střední skelet (pro užitná zatížení oca od 5 kN/m² do 10 kN/m², průvlak tvaru I),
 - těžký skelet (pro větší užitná zatížení, průvlak tvaru I v některých případech i předpjaté).

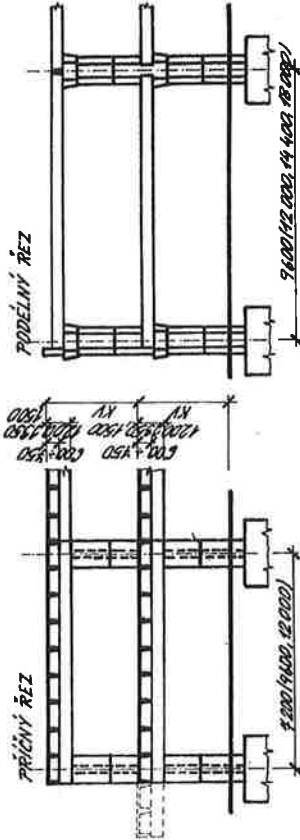
Skládební parametry:
 ve směru průvlaků 3,0 - 7,2 m (9,0);
 ve směru stropních dílů 3,0 - 7,2 m (9,0, 12,0);
 ve směru konstrukční výšky 3,0 - 4,2 m (6,0, 7,2).

Stavky: Stropní panely se ukládají kloubově na boční ozub průvlaků. Sloupy jsou stykované přes průvlak, průvlaký buď probíhají přes sloup, nebo se nad sloupen stykují (obr. 2.27). Podrobnější údaje lze nalézt v [19].

Pro větší rozpětí byla vyvinuta montovaná skeletová soustava *Integro*, která ve směru rámu má skládebné rozpětí 7,20 až 12 m, kolmo k rámm 9,60 až 18,00 m. Na sloupy se ukládají zdvojené příčle (obr. 5.35). Sloupy se vyrábějí ve 2 alternativách: - sloup s příčným řezem ve tvaru H o straně 1,2 m, po výšce dělený na segmenty výšky 1,2 až 2,1 m;

- sloup s čtvercovým průřezem o straně 0,6 m průběžný přes 2 až 3 podlaží, opatřený v úrovni každého podlaží dvěma přílehlými konzolkami. Příčle mají lichoběžníkový průřez a jsou stykované nad podporou. U sloupů s průřezem H se příčle ukládají na příruby sloupu, při průběžných stojkách čtvercového průřezu jsou uloženy na konzolkách a jejich poloha je zabezpečena ocelovým trnem. V prvním případě se chovají jako rámové příčle, ve druhém případě vytvářejí spojitý nosník. Na příčle se ukládají stropní dílce (SPIROLI, nebo dílce ve tvaru obráceného U).

Montovaných skeletů je v ČSSR vyvinuta celá řada, podrobnější informace lze nalézt v literatuře [15] a v řadě podnikových katalogů.



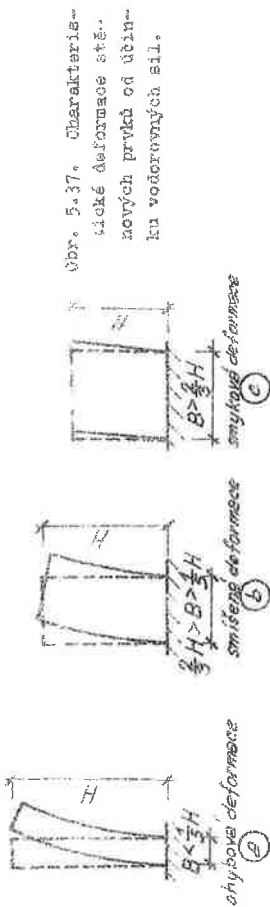
Obr. 5.35. Skeletová soustava *Integro*.

5.2.2. Stěnové konstrukce

Při zatížení stěnového systému zatížením působícím ve střednicové rovině stěny lze stanovit napětí vznikající ve stěně za předpokladu pružného chování konstrukce. Největší zajištěné napětí v tlaku nesmí přestoupit výpočtovou pevnost betonu v tlaku a tahová napětí musí plně převzít výztuž, jejíž napětí smí maximálně dosáhnout výpočtové pevnosti výztuže v tahu. Při výpočtech je třeba respektovat i vliv podléhajícího ohybu vznikající v důsledku štíhlosti prutu.

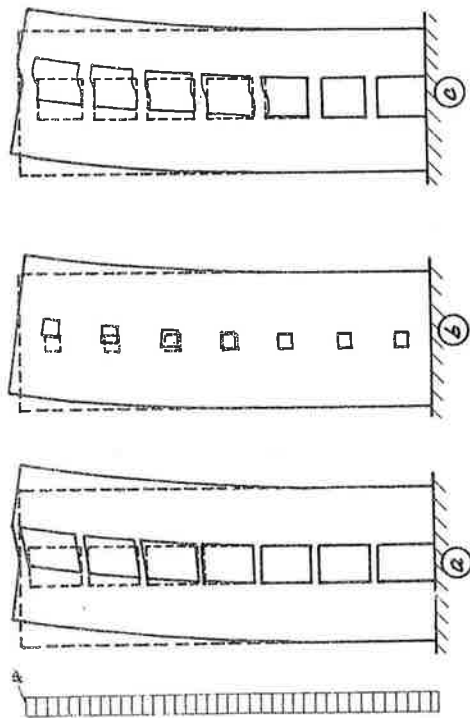
Návrh a posouzení výztuže stěny namáhané kombinací tlaku a momenty v obou hlav-

způsobené smykovými napětími rozhodující, proto lze zde uvažovat pouze tzv. smykovou tuhost (obr. 5.37c).



Obr. 5.37. Charakteristické deformace stěn nových prvků od úbin-ku vodorovných sil.

Stěna a otvor se řeší v závislosti na tloušťce příčli (tj. nadpráží otvorů) spojujících díly stěny (obr. 5.38).



Obr. 5.38. Charakteristické deformace stěn s jedním sloupcem otvorů

- a) příčle velmi poddajné; b) příčle velmi tuhé;
- c) příčle střední tuhosti.

a) Příčle velmi tuhé, lze příčle považovat za kloubové, je-li výška příčle v poměru k rozměrům otvoru malá, lze příčle považovat za kloubové a připojenou rozpěru, která zajišťuje průhyb jednotlivých dílů stěny (obr. 5.38a). Vodorovné zatížení se rozdělí na jednotlivé díly v poměru jejich tuhosti. Uvažujeme-li stěnu s jedním sloupcem otvorů (obr. 5.38a), celkový ohybový moment od vodorovného zatížení se rozdělí na dvě části

$$M = M_1 + M_2 \quad (5.12)$$

kde M_1 a M_2 jsou ohybové momenty přenesené jednotlivými stěnovými díly (stěnovými konzolami).

Jsou-li stěnové konzoly štíhlé a mají stejný modul pružnosti E_b , pak

Normálové napětí lze určit ze vztahu

$$\sigma_b = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot x}{I} \quad (5.6)$$

kde A je průřezová plocha stěny;
I moment setrvačnosti průřezu stěny k těžiškové ose;
y vzdálenost uvažovaného místa průřezu stěny od těžiště.
Tangenciální napětí plyne ze vztahu

$$\tau_b = \frac{Q \cdot S}{b \cdot I} \quad (5.7)$$

kde S je statický moment části průřezu stěny mezi obrazem a uvažovaným místem vztážený k těžiškové ose průřezu stěny;
d tloušťka stěny.

Hlavní napětí v tahu stanovíme ze vzorce

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_b}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_b}{2}\right)^2 + \tau_b^2} \quad (5.8)$$

Úhel α , který svírá hlavní napětí v tlaku s vodorovnou osou určíme ze vzorce

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \tau_b}{\sigma_b} \quad (5.9)$$

Pokud $\sigma_1 \leq \sigma_{b, \text{ten}} \cdot R_{bt}$, vkládá se do stěny pomocná vodorovná minimální výztuž, jinak je třeba navrhnout vhodnou výztuž zachycující tento hlavní tah.

Pro průhyb obdržíme

$$\text{při } B \leq \frac{H}{5} \quad f_{\max} = \frac{w_b \cdot H^4}{8 E_b \cdot I} \quad (5.10)$$

$$\text{při } B > \frac{H}{5} \quad f_{\max} = \frac{w_b \cdot H^4}{8 E_b \cdot I} + \frac{\alpha \cdot H^2 \cdot w_b}{2 A b} \quad (5.11)$$

kde w_b je spojitě rovnoměrné provozní zatížení od větru připadající na vyšetřovanou stěnu;

- E_b modul pružnosti betonu stěny;
- G_b modul pružnosti betonu ve smyku, $G_b = 0,42 E_b$;
- A průřezová plocha stěny;
- I moment setrvačnosti průřezu stěny k těžiškové ose;
- α součinitel pro obdélníkový průřez $\alpha = 1,2$.

Poznámky: 1. Při odvozování vztahů (5.6) a dalších, pro výpočet napětí ve stěnách byl zaveden předpoklad lineárního rozdělení přetvoření po průřezu. Tento předpoklad lze zavést u stěn s menším poměrem šířky k výšce. Je-li pak šířka stěny v poměru k její výšce velká (nízké stěny), je nutné vyšetřovat průběh napětí v těchto stěnách s použitím teorie stěn (řešit stěnovou rovnici $\Delta \Delta F = 0$).

2. Obecně velikost přetvoření stěny závisí na její tuhosti. U štíhlých prvků, které se chovají jako prutové konzoly, jsou vodorovné deformace (průhyby) od vodorovného zatížení převážně normálovými napětími od ohybového momentu, deformace vyvolané smykovými napětími od posouvajících sil jsou řádově nižší a lze je tedy zanedbat; proto se zde považuje za rozhodující ohybová tuhost (obr. 5.37a). U méně štíhlých prvků, s poměrem šířky k výšce prvku větším než 0,20, nelze deformace způsobené smykovými napětími zanedbat. Proto v těchto případech musíme uvažovat tzv. komplexní tuhost (ohybovou a smykovou, obr. 5.37b). U prvků s poměrem šířky k výšce prvku větším než 0,67 jsou deformace

$$\tau_k = \frac{Q_k \cdot S}{a \cdot I_{osl}} \quad (5.16)$$

Ve vztazích (5.15) a (5.16)

- d je tloušťka stěny;
 - h výška podlaží;
 - Q_k posouvající síla v k-tém podlaží;
 - S statický moment vodorovného průřezu jednoho dílu stěny vzhledem k přímoce ležící v polovině vzdálenosti mezi oběma díly;
 - I_{osl} moment setrvačnosti oslabeného průřezu celé stěny k jeho těžištové ose.
- Dosadíme-li vztah (5.16) do vztahu (5.15), obdržíme

$$Z_k = \frac{Q_k \cdot S \cdot h}{I_{osl}} \quad (5.17)$$

V upnutí příčle je třeba posoudit průřez na účinek:

$$\text{ohybového momentu } M_k = \frac{1}{2} Z_k \cdot l,$$

$$\text{posouvající síly } Q_k = Z_k,$$

kde l je rozpětí příčle.

Maximální vodorovný průhyb stanovíme ze stejných vzorců jako pro stěnu bez otvorů, pouze s tím rozdílem, že se zavede vážený moment setrvačnosti průřezu stěny (nebo bezpečně moment oslabeného průřezu stěny).

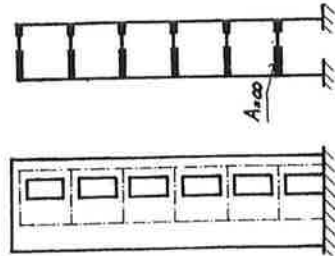
c) Příčle středně tuhé

V tomto případě je třeba při řešení stěny přihlížet k deformaci příčle (obr. 5.38c). Při vodorovném zatížení přejímá každý stěnový díl jistou část vodorovného zatížení tak, jako by působil samostatně; zbývající část vodorovného zatížení přenesla stěna působící jako celek. Velikost této zbývající části závisí na tuhosti příčle, které zajistí přenesení posouvajících sil působících při tomto zatížení mezi jednotlivými stěnovými díly (obr. 5.39c).

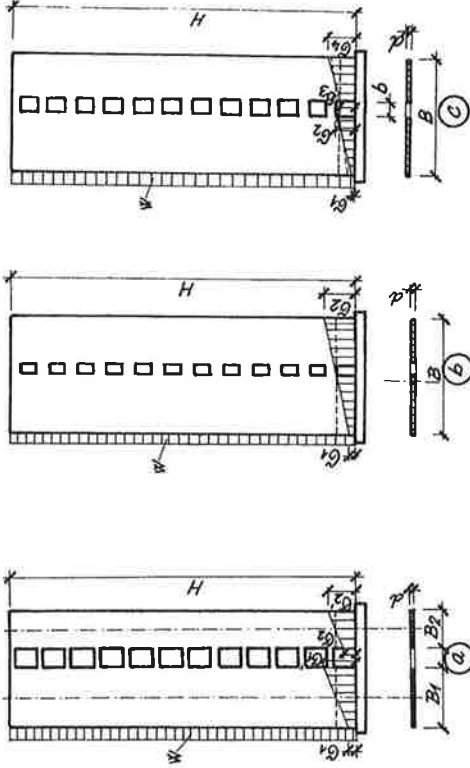
Stěnu prolomenou sloupci otvorů lze po statické stránce vyšetřovat jako patrový rám, nebo jako spřažené konzoly (konzoly, mezi kterými po jejich délce působí spojité smyčkové prostředí nahrazující působení překladů nad otvory).

V případě statického modelu patrového rámu (obr. 5.41) se předpokládá, že příčle se mohou deformovat jen v rozmezí světlosti otvorů. Stojky tohoto rámu bývají velmi tuhé (posouvající síla se v takovém rámu přibližně rozděluje na stojky úměrně součtové tuhosti k nim přílehařících příčlím). Při výpočtech těchto rámu je třeba uvažovat deformace nejen od momentů, ale i od normálových sil, příp. i od posouvajících sil.

Stěny se vyztužují obvykle vázanou výztuží, popř. svařovanými sítěmi (popř. rohožemi). Uspořádání výztuže ve stěně je patrné z obr. 5.42. Tvary těminů a spon a jejich vzáálenosti jsou uvedeny v [5] a [6], popř. v ČSN 73 1201-86.



Obr. 5.41. Statický model rámu pro stěnu s jedním sloupcem otvorů.



Obr. 5.39. Stěny s otvory a) příčle velmi poddajné; b) příčle velmi tuhé c) příčle střední tuhosti.

$$M_1 = M \frac{I_1}{I_1 + I_2}, \quad M_2 = M \frac{I_2}{I_1 + I_2} \quad (5.13)$$

vodorovný průhyb ve vrcholu $f_1 = f_2 = f_{max}$,

$$f_{max} = \frac{w \cdot H^4}{8 E_b \cdot (I_1 + I_2)} \quad (5.14)$$

kde I_1 a I_2 jsou momenty setrvačnosti jednotlivých stěnových konzol vztažené k jejich těžištvým osám.

Při určování napětí ve vodorovných průřezech stěny řeší se obě stěnové konzoly samostatně pro silové účinky od svislého a vodorovného extrémního zatížení na ně připadající.

b) Příčle velmi tuhé

Je-li výška příčle v poměru k rozměru otvoru velká, je při ohybu stěny deformace příčle malá a lze ji tudíž zanedbat (obr. 5.38b). Celou stěnu lze potom řešit jako celek, přičemž se k vlivu oslabení otvorem přihlídně tím, že se uvažuje moment setrvačnosti oslabeného průřezu stěny.

Uvažujeme stěnu oslabenou jedním sloupcem otvorů (obr. 5.39b). Napětí ve vodorovných průřezech stěny se řeší podle stejných vzorců jako u stěny bez otvorů, pouze s tím rozdílem, že je třeba dosazovat I_{osl} tj. moment setrvačnosti oslabeného průřezu stěny. Přitom je třeba zajistit příčle aby přenesla smyčkovou sílu Z_k připadající na výšku mezi dvěma otvory (obr. 5.40). Pro smyčkovou sílu Z_k v k-tém podlaží psát

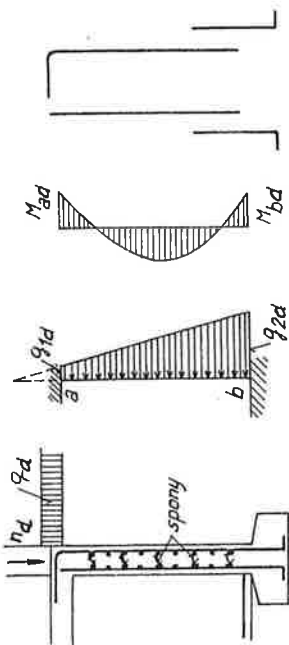
$$Z_k = \tau_k \cdot d \cdot h \quad (5.15)$$

Obr. 5.40. Namáhání příčle.

obvykle postačí slabá svislá výztuž.

Obr. 5.45.

Suterenní železobetonová stěna.



Montované stěnové konstrukce - panelové stavby
Nosná konstrukce panelové stavby se skládá ze stropních tabulí sestavených ze stropních dílců a ze soustav nosných stěn vytvořených ze svislých stěnových dílců. Spojením vodorovných stropních tabulí se svislými stěnami vzniká prostorová soustava vyznačující se značnou tuhostí.

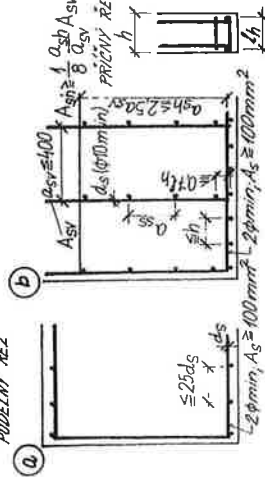
Panelové stavby jsou vhodné pro obytné domy, u nichž poměrně husté uspořádání nosných stěn nevede k hospodárnému dispozičnímu řešení.

Konstrukční provedení

Stropní konstrukce se sestaví z běžných stropních dílců podporovaných na dvou stranách. Nosné stěny se sestavují ze stěnových dílců jdoucích na celou výšku podlaží. S ohledem na požadavky bytové výstavby z hlediska tepelné a zvukové izolace je vhodné vyrábět stěnové dílce s vložnými izolacemi, tzv. vrstvené dílce. Aby se urychlila stavba a dokončovací práce na staveništi se omezily na minimum, zhotovují se stěnové dílce i s povrchovými úpravami; při výrobě se do nich osazují podle potřeby okenní rámy, dveřní zárubně, vedení, instalace apod.

Stěnové dílce z prostého a slabě vyztuženého betonu musí být vyztuženy po celém obvodu, u dolního a horního okraje musí být umístěna nejméně jedna svařovaná rohož (obr. 5.46a). Železobetonové stěnové dílce je nutno vyztužit oboustranně výztuží svislou, vodorovnou a příčnou; minimální vyztužení je patrné z obr. 5.46b).

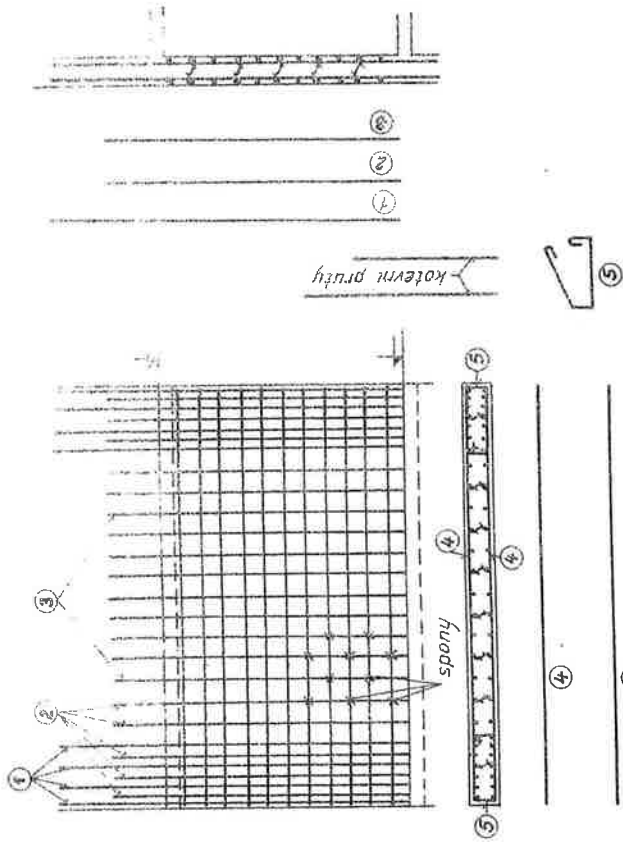
PODÉLNÝ ŘEZ



Obr. 5.46. Minimální vyztužení stěnového dílce

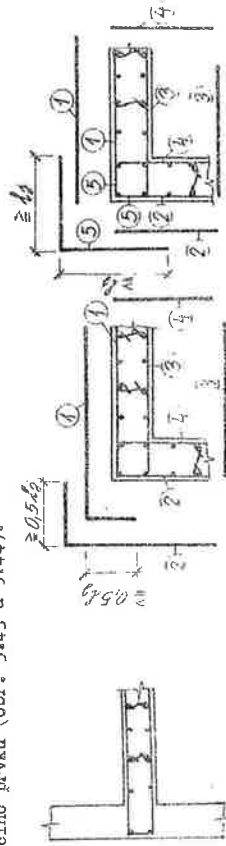
a) z prostého a slabě vyztuženého betonu b) ze železobetonu.

Styky stěnových dílců jsou ze statického hlediska většinou méně exponované a v důsledku toho konstrukčně jednodušší (obr. 5.47). Často se stěny stykají po výšce



Obr. 5.42. Příklad uspořádání výztuže ve ztužovací stěně.

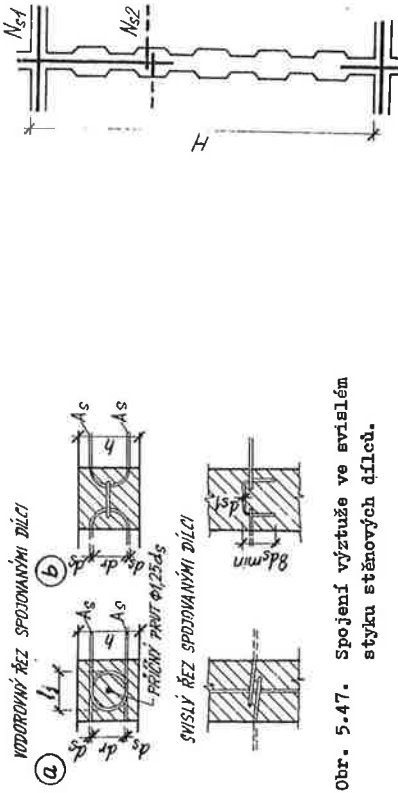
Při napojení stěny na stěnu příčnou je třeba zavést vodorovnou výztuž do navazujícího prvku (obr. 5.43 a 5.44).



Obr. 5.43. Zatažení podélné výztuže do přílehlé stěny.

Obr. 5.44. Uspořádání podélné výztuže při kolmé spojovací stěně.

Železobetonovou suterenní stěnu lze ze statického hlediska považovat za svislý prázdný opuntý nosník, jehož podpory tvoří výtvarné stropní tabule. Aby bylo možné provést suterenní stěnu podpořenou příčnými dílci, musí být tyto dílce podpořeny po celém obvodu. Stěna je zajištěna jedním dílcem v každém bodě, v kterémžto bodě se stropní konstrukce svisle opírá. Při výrobě stěny je třeba vzít v úvahu, že se stropní konstrukce svisle opírá na konci dílců, které jsou podpořeny po celém obvodu. Proto musí být stěna zajištěna svislými dílci, které jsou podpořeny po celém obvodu. Při výrobě stěny je třeba vzít v úvahu, že se stropní konstrukce svisle opírá na konci dílců, které jsou podpořeny po celém obvodu. Proto musí být stěna zajištěna svislými dílci, které jsou podpořeny po celém obvodu.



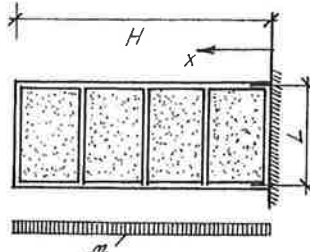
Obr. 5.47. Spojení vřztaže ve svislém styku stěnových dílců.

Obr. 5.48. Svislý styk stěnových dílců na výšku podlaží.

5.2.3. Rámové konstrukce vyztužené tyčovými a stěnovými výplněmi
Řešení rámových konstrukcí s tyčovými výplněmi lze bez větších obtíží provést běžnými metodami pro řešení rámových konstrukcí.

Řešení rámových konstrukcí vyztužených stěnovými výplněmi závisí na typu výplně. Statické působení výplně v rámové konstrukci a tuhost výplně jsou závislé nejen na materiálu a dimenzích výplně, ale i na tuhosti rámu (obruby výplně) a konstrukčním řešením styku rám - výplň. Z hlediska statického působení lze rozlišit tři základní typy výplní:

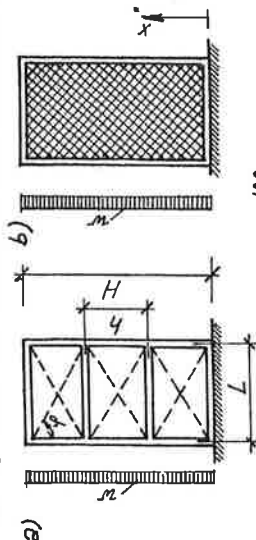
- Typ "A": Stěnové výplně dokonale spojené s rámem (obr. 5.49) - styk přenáší veškerá smyková, tahová i tlaková napětí. Konstrukce působí jako stěny s tuhými obrubami. Rozdílná tuhost výplně a rámu způsobuje, že větší tlakových a tahových sil je soustředěna do obrub a stěnová výplň je namáhána především smykovými silami.



Obr. 5.49. Rám se stěnovou výplní dokonale spojenou s rámem.

Typ "B": Stěnové výplně je současně vložena při montáži rámu (obr. 5.50)

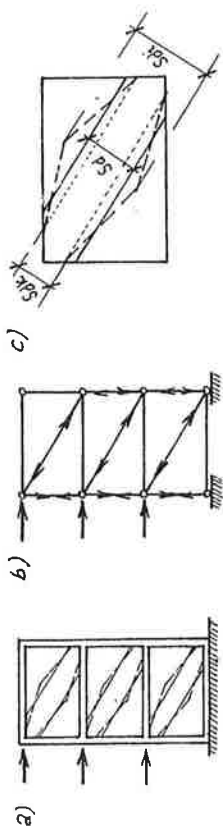
- styk výplně s rámem je schopen přenášet smyková a především tlaková napětí. Účinkem svislého zatížení, které vnáší tlakové napětí do stěnové výplně, se redukuje tahová napětí od vodorovného zatížení.



Obr. 5.50. Rám se stěnovou výplní současně vloženu při montáži.

Stěnové výplně tohoto typu lze nahradit ekvivalentními diagonálními vytvářejícími s rámem náhradní příhradovou konstrukci (obr. 5.50a). Statické řešení je možno provést na takto vytvořené prutové soustavě, nebo lze soustavu diagonál nahradit adekvátním spojitým prostředím po celé výšce konstrukce (obr. 5.50b).

Typ "C": Stěnové výplně dočástečně vložena do rámové konstrukce (obr. 5.51) - styk výplně s rámem je schopen přenášet tlaková a částečně i smyková napětí. Statické působení tohoto typu výplně lze vstihnout ekvivalentní tlakovou diagonálou. Vodorovné zatížení je především přeneseno normálovými účinky v rámu a tlakovou diagonálou nahrazující stěnovou výplň. Stěnové výplně tohoto typu lze nahradit tlakovými diagonálními kloubově připojenými k rámu. Konstrukční soustavu lze pak považovat za příhradovou konstrukci s tlakovými diagonálními (obr. 5.51a,b). Tuhost stěnové výplně jako tlakové diagonály je závislá na velikosti kontaktu s rámem a roznesení tlakových napětí ve střední části stěny (obr. 5.51c). Podrobnější údaje o výpočtu lze nalézt v [16].



Obr. 5.51. Rám se stěnovou výplní dočástečně vloženu.

5.2.4. Stěnové prvky s rámovou soustavou

Důležitým hlediskem při sledování kombinovaných konstrukčních systémů je otázka vzájemné interakce stěnových prvků s rámovou soustavou. Stěnové prvky a rámové soustavy mají rozdílný charakter deformace (obr. 5.4a,b). Vzájemným spojením v jeden celek, s nutnou podmínkou shodné deformace v místě styku, dochází k ovlivnění přirozených deformáčních křivek (s tím i vnitřních sil) obou částí. Charakter výsledek deformace systému je pak závislý na poměru tuhostí jednotlivých částí konstrukce. Vynucené deformace vyvolávají na konstrukci namáhání, která v mnohých případech mnohonásobně převyšují hodnoty určené z běžného předpokladu rozdělení účinků v poměru tuhostí jednotlivých prvků.

5.2.5. Rozdělení vodorovného zatížení na jednotlivé nosné prvky

Tuhost svislých prvků v systému při vodorovném zatížení je obecně různá, tudíž i charakter jejich deformace se vzájemně po výšce mění podle toho, jak se mění podíl přetvárné práce od ohybových momentů (resp. od normálových napětí způsobených ohybovými momenty) a podíl přetvárné práce od posouvajících sil na celkové přetvárné práci vnějších sil.

V důsledku tohoto se obecně mění po výšce i podíl jednotlivých svislých prvků na přenesení vnějšího vodorovného zatížení (obr. 5.52).

Zpravidla se však v praktických případech, především tam, kde charakter defor-

$$\sum_{j=1}^m K_{yj} \cdot x_j = 0 \quad (5.18b)$$

kde K_{xi} je komplexní tuhost i-té stěny ležící ve směru x , jejíž vzdálenost od osy x je y_i ;
 K_{yj} komplexní tuhost j-té stěny ležící ve směru y , jejíž vzdálenost od osy x je x_j ;
 n (m) počet stěn ležících ve směru osy x (y).

Deformaci stropní tabule lze pak popsat vodorovným posuvem Δx , svislým Δy a pootočením φ .

Bod stropní tabule A o souřadnicích x_1, y_1 (obr. 5.53b) v důsledku posunu a pootočení stropní tabule změní souřadnice o

$$\Delta x_1 = \Delta x - \varphi \cdot y_1 \quad (5.19a)$$

$$\Delta y_1 = \Delta y + \varphi \cdot x_1 \quad (5.19b)$$

V důsledku přemístění stropní tabule vzniknou ve stěnách vodorovné síly

$$W_{xi} = (\Delta x - \varphi \cdot y_i) \cdot K_{xi} \quad (5.20a)$$

$$W_{yj} = (\Delta y + \varphi \cdot x_j) \cdot K_{yj} \quad (5.20b)$$

Tyto síly musí být v rovnováze s působícím vodorovným zatížením. Pro tuto soustavu sil můžeme tedy psát tři podmínky rovnováhy:

$$W_x = \sum_{i=1}^n W_{xi} \quad (5.21)$$

$$W_y = \sum_{j=1}^m W_{yj} \quad (5.22)$$

$$W_x \cdot e_y - W_y \cdot e_x = \sum_{i=1}^n W_{xi} \cdot y_i - \sum_{j=1}^m W_{yj} \cdot x_j \quad (5.23)$$

Dosadíme-li do těchto rovnic vztahy (5.20a) a (5.20b), získáme tři rovnice pro tři neznámé, odkud

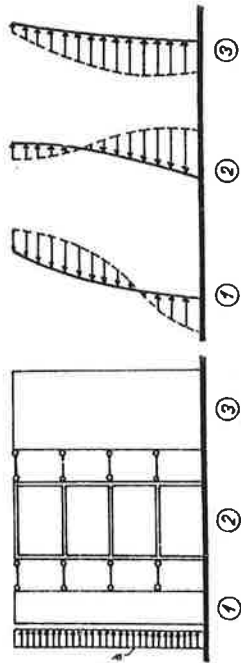
$$\Delta x = \frac{W_x}{\sum_{i=1}^n K_{xi}} \quad (5.24)$$

$$\Delta y = \frac{W_y}{\sum_{j=1}^m K_{yj}} \quad (5.25)$$

$$\varphi = \frac{W_y \cdot e_x - W_x \cdot e_y}{\sum_{i=1}^n K_{xi} \cdot y_i + \sum_{j=1}^m K_{yj} \cdot x_j} \quad (5.26)$$

Pomocí těchto hodnot můžeme stanovit ze vztahu (5.20a) a (5.20b) vodorovné síly působící v jednotlivých stěnách.

Při posuzování účinku větru se u budov obdélníkového půdorysu posuzují pouze dva směry větru, a to vítr působící ve směru podélných stěn a vítr působící ve směru příčných stěn.



Obr. 5.52. Spolupůsobení svislých prvků s rozdílným charakterem deformace po výšce systému.

mace svislých prvků je přibližně stejný, vychází z předpokladu, že poměr tuhosti svislých prvků je po výšce budovy konstantní. Tuhá stropní tabule zajišťuje, že při působení vodorovného zatížení půdorysná geometrická vazba svislých prvků se nemění. Samotná stropní deska je v důsledku poddajnosti svislých prvků namáhána ve střední-cové rovině ohybovým momentem (normálovými napětími tlakovými i tahovými) a posouvající silou (smykovými napětími).

V dalším bude ukázáno rozdělení vodorovného zatížení na jednotlivé ztužující prvky založené na následujících předpokladech:

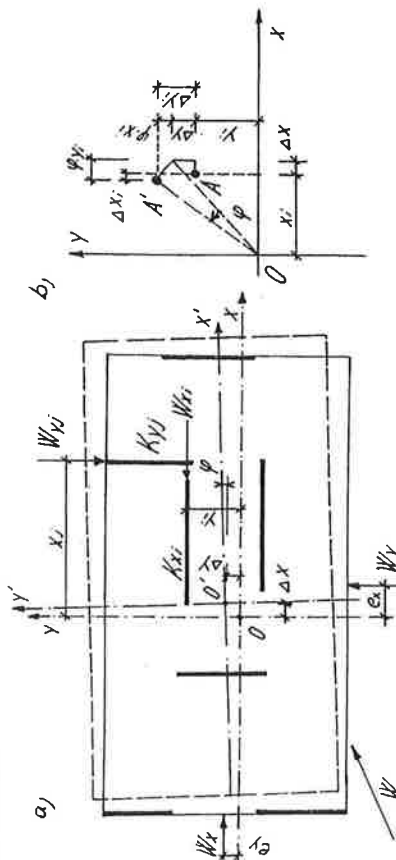
a) stropní tabule jsou dokonale tuhé ve své rovině,

b) ztužující prvky jsou tvořeny stěnami, které mají zanedbatelnou tuhost kolmo ke své rovině a zanedbatelnou tuhost v kroucení, tuhost ostatních prvků je nepatrná,

c) stěny jsou spojeny stropní tabulí v nejvyšším podlaží.

Účinkem vodorovného zatížení se stropní tabule vodorovně posune a pootočí

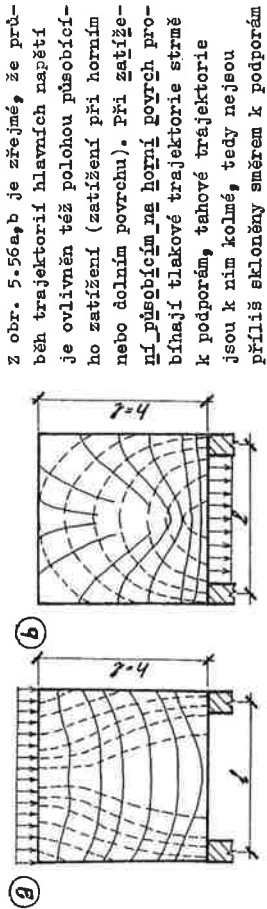
(obr. 5.53a).



Obr. 5.53. Rozdělení vodorovného zatížení na ztužující stěny.

Zvolíme souřadný systém x, y s počátkem v "těžišti tuhosti", tj. v bodě O, pro který platí

$$\sum_{i=1}^n K_{xi} \cdot y_i = 0 \quad (5.18a)$$



Obr. 5.56. Stěnové nosníky - trajektorie hlavních napětí σ_1 , σ_2 .

Z obr. 5.56a,b je zřejmé, že průběh trajektorií hlavních napětí je ovlivněn též polohou působících ho zatížení (zatížení při horním nebo dolním povrchu). Při zatížení působícím na horní povrch probíhají tlakové trajektorie strmě k podporám, tahové trajektorie jsou k nim kolmé, tedy nejsou příliš skloněny směrem k podporám jako u běžných nosníků. Proto vznikají převážně svislé trhliny a postávají tedy vodorovná výtluž.

Nebezpečí porušení vzniká však u podpor, kde zakotvení výtluže a velký podporový tlak vyvoluje velké místní namáhání, proto tyto oblasti musíme patřičně vyztužit. Při zatížení působícím u dolního povrchu tlakové trajektorie vytvářejí klenbu přenou v podporách, přičemž zatížení je do určité míry zavěšeno na této klenbě. Tahové trajektorie při spodním povrchu jsou skoro vodorovné, vytvářejí táhlo klenby. Ve střední dolní části stěny jsou σ_1 i σ_2 tahové, bude zde zapotřebí svislých tahových výtluž.

Z praktického hlediska se prosté nosníky považují za stěnové nosníky tehdy, jestliže mají poměr $l/h \leq 2$; tj. $h \geq 0,5 l$, (5.27) spojitě nosníky se považují za stěnové nosníky tehdy, mají-li poměr $l/h \leq 2,5$; tj. $h \geq 0,4 l$, (5.28)

kde l je rozpětí stěnového nosníku, za které se považuje menší z těchto hodnot: - osová vzdálenost mezi podporami l_s ; - 1,5 násobek světlosti l_n ; h celková výška stěnového nosníku.

Nejsou-li podmínky (5.27) a popř. (5.28) splněny, vyšetřuje se nosník jako trám. Hlavní výtluž stěnového nosníku tvoří ta část veškeré výtluže, která se určuje podle zásad platných pro trámové nosníky.

Přídavnou výtluž stěnového nosníku tvoří ta část veškeré výtluže, kterou je třeba navrhnout vzhledem ke zvláštnostem chování stěnového nosníku.

1. Návrt a posouzení výtluže: Ohybové momenty a posouvající síly ve stěnovém nosníku potřebné pro dimenzování podle bodu 2, 6 a 8 se vypočtou za předpokladu, že jde o trámový nosník působící pružně. Ke zmenšení tuhosti trhlínami se přitom nepřiblíží. Stejně se stanoví podporové reakce potřebné pro posouzení podle bodu 9; v krajních podporách se však vypočtené hodnoty reakcí zvětší o 10%.

2. Potřebná plocha průřezu hlavní výtluže se určí ze vztahu

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot R_s} \quad (5.29)$$

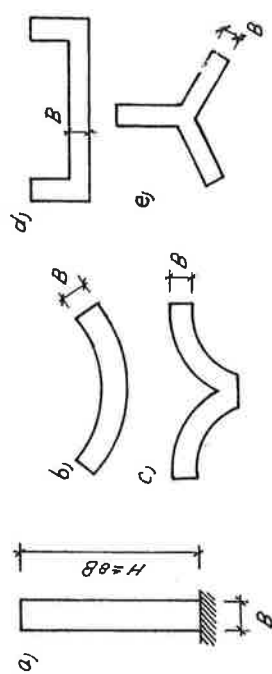
kde M_d je ohybový moment ve vyšetřovaném průřezu vyvozený extrémním zatížením, určený podle bodu 1;

R_s výpočtová pevnost v tahu vynásobená součinitелеm podmínek působení γ_s ;

Budovy, které mají po celém obvodu, v příčném i podélném směru stěny dostatečně tuhé proti vybočení z vlastní roviny, mohou jako celek bezpečně vzdorovat účinku kroucení a proto není třeba u těchto budov, ani při nesymetrickém uspořádání stěn, uvažovat vliv pootáčení.

Maximální vodorovný průhyb budovy se ztužujícími stěnami by neměl překročit hodnotu $H/800$, kde H je výška budovy měřená od horního povrchu základové, popř. tuhé spodní konstrukce.

Uvažuje se, že pokud výška budovy je max. rovna 8m násobku její šířky, lze při obdélníkovém půdorysu budovy zajistit ztužujícími prvky její dostatečnou vodorovnou tuhost (obr. 5.54a). Jestliže je však třeba volit výšku budovy větší než 8m násobek její šířky, je nutná budovu půdorysně tvarovat (obr. 5.54b až 5.54e).

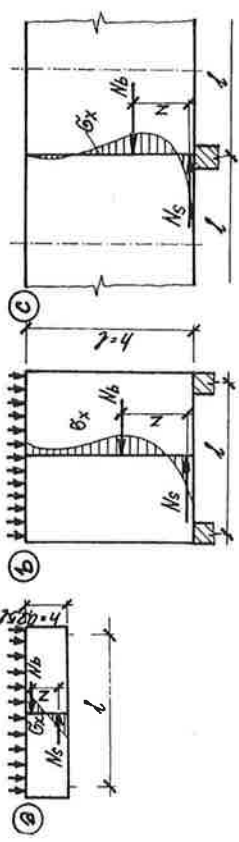


Obr. 5.54. Půdorysné tvarování výškových budov.

2.2.6. Stěnové nosníky

Stěnový nosník je plošný rovinný prvek uložený na podporách tak, že prvek je namáhan v jeho rovině.

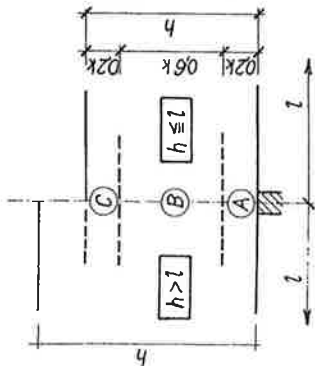
Porovnáme-li chování nosníků o výškách $h = 0,25 l$ a $h = l$, při uvažování lineární pružného chování materiálu (obr. 5.55a,b) vidíme, že průběh vodorovných napětí σ_x u nosníku o výšce $h = l$ je silně zakřivený, tahová zóna při spodním okraji nosníku je nízká. Silně zakřivený průběh σ_x lze zjistit i nad podporou spojitěho stěnového nosníku o výšce $h = l$. Zakřivení průběhu σ_x je patrné již od poměru $h/l = 0,4$ až $0,5$.



Obr. 5.55. Stěnové nosníky - průběh σ_x podle teorie lineární pružnosti.

Názornou představu o statickém chování stěnových nosníků lze si učinit na základě průběhu trajektorií hlavních napětí (σ_1 , σ_2) stanovených na základě výpočtu podle teorie pružnosti.

Polovina výztuže nad podporou musí proběhnout přílehlými poli. Druhá polovina výztuže se zakotví ve vzdálenosti 0,4 k od lince podpory. Přitom je k menší z hodnot l nebo h.



Obr. 5.58. Spojitý stěnový nosník - pásma rozmístění hlavní výztuže.

3. Působí-li zatížení (bez přihlídnutí k zatížení vlastní tíhou) na horní okraj stěnového nosníku, je třeba navrhnout při obou svislých površích nosníku ortogonální síť (obr. 5.57), obemkávající hlavní výztuž. Vzdálenost t jednotlivých prutů sítě nesmí být větší než 150 mm. Celková průřezová plocha (u obou površích) výztuže v jednom směru se určí ze vztahu

$$A_{s, tr} = \omega \cdot b \cdot h \text{ , ne však více než } A_{s, tr} = 600 \text{ mm}^2 \text{ ,}$$

kde b je tloušťka stěny;

ω součinitel zaváděný hodnotou $\omega = 0,0025$.

V oblasti podpor se množství přidávané výztuže zvojnásobí a rozmístí se podle obr. 5.57. V obr. 5.57 je k menší z hodnot h nebo l, v je výška pruhu určená podle vztahů (5.34) a (5.35).

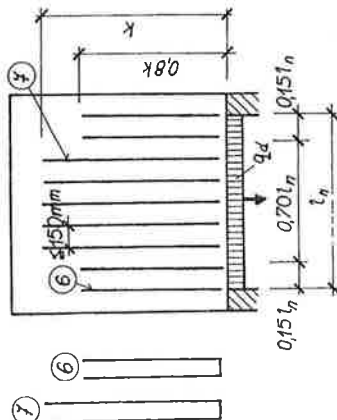
U spojitých nosníků lze do vedlejších částí přidávané výztuže započítat i hlavní výztuž stanovenou podle vztahu (5.29).

4. Působí-li zatížení na spodním okraji nosníku, navrhnou se kromě ortogonální sítě určené podle bodu 3 třímíčky, obemkávající hlavní výztuž (obr. 5.59) o celkové průřezové ploše

$$A_{sB} = \frac{q_d \cdot l}{R_B} \text{ ,} \quad (5.38)$$

kde q_d je výpočtová hodnota rovnoměrného zatížení působícího na spodním okraji nosníku. Třímíčky se rozmístí podle obr. 5.59, kde je opět k menší z hodnot l nebo h.

Obr. 5.59. Třímíčky při zatížení působícím na spodním okraji stěnového nosníku.



5. Vnější-li se zatížení do nosníku nepřímé jako síla F_d , navrhnou se kromě ortogonální sítě podle obr. 5.57 zářezová výztuž o průřezové ploše:

$$A_{sZ1} = \frac{F_d}{R_B} \text{ ;} \quad (5.39)$$

z rameno vnitřních sil, stanovené podle vztahů a) u prostého nosníku:

$$z = 0,2 (1 + 2h) \text{ ,} \quad (5.30)$$

příčemž se uvažuje nejvýše

$$z = 0,6 h \text{ ;} \quad (5.31)$$

b) u spojitého nosníku (nad podporou i v poli):

$$(ba) \text{ je-li } l/h \geq 2 \text{ ; } t_j \cdot h \leq 0,5 l \text{ :} \quad (5.32)$$

$$z = 0,7 h \text{ ,}$$

$$(bb) \text{ je-li } l/h < 2 \text{ ; } t_j \cdot h > 0,5 l \text{ :} \quad (5.33)$$

$$z = 0,2 (1 + 1,5 h) \text{ ,}$$

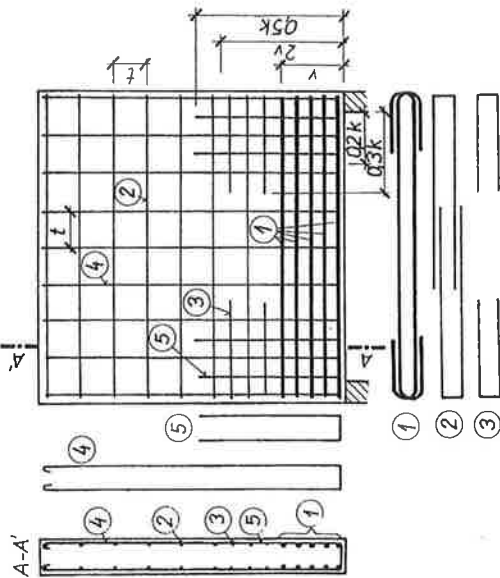
příčemž se uvažuje nejvýše $z = 0,5 l$.

U prostých nosníků musí hlavní výztuž procházet od podpory k podpoře a musí být zakotvena tak, aby v lici podpory přenesla sílu nejméně rovnou $0,8 A_s \cdot R_s$. Doporučuje se přitom použít výztuž menších průměrů, na koncích ohnutou a kotvenou u protějšího povrchu stěny (obr. 5.57). Výztuž se rozmístí při spodním okraji nosníku při obou površích, a to v pruhu vysokém

$$v = 0,25 h - 0,05 l \text{ ,} \quad (5.34)$$

ne však vyšším než

$$v = 0,2 l \text{ .} \quad (5.35)$$



Obr. 5.57. Stěnový nosník - schéma vyztužení.

Hlavní výztuž v poli spojitých nosníků se rozmístí stejným způsobem jako u prostých nosníků. Nad podporemí spojitých nosníků se hlavní výztuž rozdělí do pruhů B a C podle obr. 5.58:

do pruhu B se umístí výztuž o ploše průřezu

$$A_B = \frac{1}{2} (3 - \frac{l}{h}) \cdot A_s \text{ ,} \quad (5.36)$$

do pruhu C výztuž o ploše průřezu

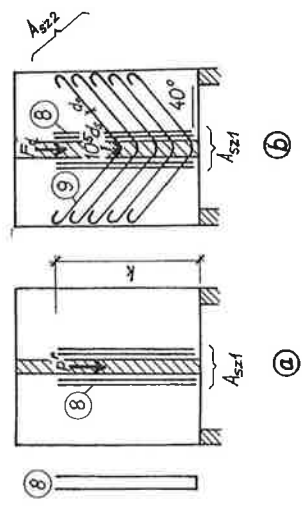
$$A_C = \frac{1}{2} (\frac{l}{h} - 1) \cdot A_s \text{ ,} \quad (5.37)$$

kde A_s je plocha průřezu výztuže určená podle vztahu (5.29).

Jestliže je $h > l$, klade se ve vztazích a v obr. 5.58 $h = l$ (veškerá výztuž se tedy umístí v pruhu B). Poloha pruhů se měří od spodního okraje.

b) v případě podle obr. 5.60b

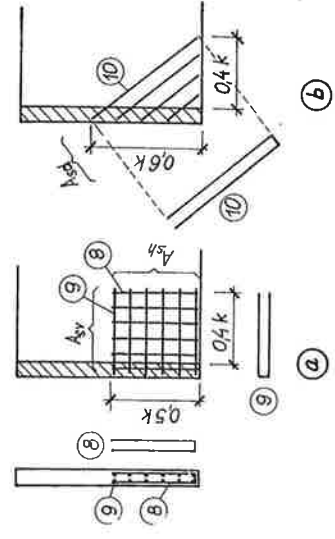
$$A_{sz1} = 0,4 \frac{F_d}{R_B} ; A_{sz2} = 0,5 \frac{F_d}{R_B} \quad (5.41)$$



Závěsná výztuž se umístí podle obr. 5.60. Při uspořádání a) se provede nejvýše šest závěsných tržníků. Nemí-li to z konstrukčních důvodů možné, rozmístí se výztuž podle b); šikmá výztuž je přitom uložena ve středníkové ploše nosníku. Poloměr zakřivení ohybu musí být nejméně roven $10,5 d_s$, kde d_s je jmenovitý průměr vložky.

Obr. 5.60. Závěsná výztuž při nepřímém zatížení stěnového nosníku.

6. Jestliže je stěnový nosník zavěšen do jiného stěnového nosníku, sloupu apod., navrhně se u podpory ortogonální výztuž podle obr. 5.61a.



Obr. 5.61. Doplňující výztuž u podpory zavěšených stěnových nosníků.

V případě, že je $Q_d > 0,75 Q_u$,

doporučuje se navrhnout šikmou výztuž podle obr. 5.61b.

Plochy průřezů výztuží se určí podle vztahů

a) v případě podle obr. 5.61a

$$A_{sv} = \frac{Q_d}{R_S} ; A_{sh} = 0,8 \frac{Q_d}{R_B} ; \quad (5.43) \quad (5.44)$$

b) v případě podle obr. 5.61b

$$A_{sd} = 0,8 \frac{Q_d}{R_B} \quad (5.45)$$

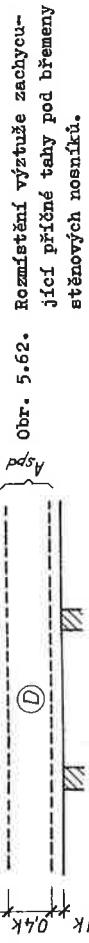
kde Q_d je posouvající síla vyvozená extrémním zatížením, stanovená podle bodu 1; Q_u mezní posouvající síla podle vztahu (5.48).

7. Jestliže je stěnový nosník zatížen břemeny nad podporami (např. od sloupů, příčných stěn apod., obr. 5.62), je třeba navrhnout výztuž vzdorující příčným tahům o ploše průřezu

$$A_{spd} = A_{spe} = \frac{0,25 F_d}{R_B} \quad (5.46)$$



Do plochy A_{spd} lze započítat i hlavní výztuž, není-li nad podporou stykována. Výztuž stanovená podle vztahu (5.46) se rozmístí podle obr. 5.62 do pruhů D a E. Poloha pruhů se měří od přílehlého okraje. Nad krajními podporami je třeba dbát na náležitě kotvení výztuže za lícem podpory.



Obr. 5.62. Rozmístění výztuže zachycující příčné tahy pod břemeny stěnových nosníků.

8. Nad podporou nosníku musí být splněna podmínka

$$Q_d \leq Q_u \quad (5.47)$$

kde Q_d je posouvající síla vyvozená extrémním zatížením, stanovená v průřezu nad teoretickou podporou podle bodu 1;

Q_u mezní posouvající síla stanovená ze vztahu

$$Q_u = 0,10 b \cdot k \cdot R_b \quad (5.48)$$

kde b je tloušťka stěny;

k menší z hodnot 1 nebo h ;

R_b výpočtová pevnost betonu v tlaku vynásobená součinitelem podmíněk působení β_b .

Jestliže je stěnový nosník zatížen břemeny nad podporami (obr. 5.62), zvětší se posouvající síla Q_d při posouzení nad vnitřními podporami o hodnotu

$$\Delta Q_d = \frac{k-2}{2} \frac{c}{k} F_d \quad (5.49)$$

nad krajní podporou o $2 \Delta Q_d$. Přitom c je šířka podpory.

9. V podporách stěnového nosníku musí být splněny podmínky

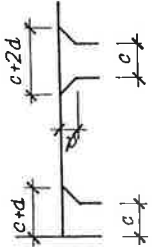
a) v krajní podpoře: $A_d \leq 0,8 b (c + d) R_b$,

b) ve vnitřní podpoře: $A_d \leq 1,2 b (c + 2 d) R_b$,

kde A_d je reakce vyvozená extrémním zatížením, stanovená podle bodu 1;

b tloušťka stěny;

c, d rozměry podle obr. 5.63. Rozměr c se však do výpočtu zavádí nejvýše hodnotou rovnou $0,2 l$.



Obr. 5.63. Podepření stěnového nosníku - označení.

5.3. Rozdělovací spáry

Funkce

Aby napětí, která vznikají v betonových konstrukcích kolísáním teploty a smršťováním betonu nepřekročila přípustné meze, dělí se konstrukce dilatačními spárami na kratší samostatné oddíly. Vzdálenost rozdělovacích spár závisí především na tuhosti konstrukce. U skeletových a stěnových konstrukcí bývají rozdělovací spáry obvykle ve vzdálenosti 30 - 60 m - viz tab. 5.2, popř. podrobněji v ČSN 73 1201-86.

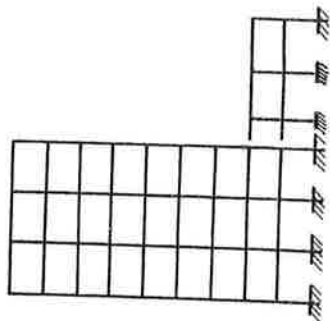
Tab. 5.2. Maximální délky dilatačních celků l dil v budovách a halách v m

Řádek	Druh konstrukce	Maximální délka l dil v m		
		monolitické	chráněné	montované
1	uprostřed dilatačního celku	54	36	60
2	Skeletová konstrukce se stůžujícími prvky	42	27	45
3	na obou koncích dilatačního celku	33	21	36
4	Stěnové konstrukce s nosnými obvodovými stěnami	51	33	54
5	na obou koncích dilatačního celku	-	39	-

Pokud se navrhuje konstrukce delší než odpovídá délce l dil, musíme ve výpočtu uvažovat vlivy kolísání teploty a smršťování betonu.

Kromě dilatačních spár omezujících napětí od kolísání teploty a smršťování betonu se zřizují i rozdělovací spáry, kterými se oddělují od sebe části stavby, které se podstatně liší výškou nebo způsobem založení, takže lze očekávat různá sedání (obr. 5.64).

Úprava rozdělovacích spár
Šířka rozdělovací spáry závisí jednak na délce dilatačního oddílu, jednak na teplotě, při níž se konstrukce betonovala a při níž tvrdla. Konstrukce betonovaná za chladného počasí vyžaduje poměrně širší rozdělovací spáry. Když určíme šířku rozdělovací spáry, máme brát zřetel k tomu, že v prvním roce se konstrukce ještě smrští a tím se rozdělovací spára rozevře. Pro stavbu 40 m dlouhou betonovanou za tepleho počasí, volíme šířku rozdělovací spáry asi vysokých částí stavby rozdělovací spárou.



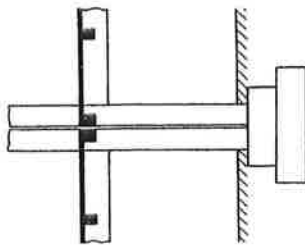
Obr. 5.64. Oddělení různých vysokých částí stavby rozdělovací spárou.

10 - 15 mm. Betonuje-li se za chladného počasí, volí se spára širší, asi 15 - 25 mm. Tenčí rozdělovací spáry se vytváří vložením několika vrstev asfaltované lepenky. Má-li se vytvořit tlustší spára, vkládají se různé druhy stavebních desek nebo vrstva vlnité papírové lepenky doplněná vrstvou rovné lepenky asfaltované.

Rozdělovací spáry musejí v hotové stavbě narušeně působit, to znamená, že při změnách teploty se spáry střídavě rozevírají a uzavírají a při nestejném sedání základové půdy se oddíly vsájemně posouvají ve svislém směru. Proto se např. zádivo a omítky v rozdělovacích spárách přerušují. Umístit budovy v místnostech a u střechních konstrukcí je třeba rozdělovací spáru vhodným způsobem kryt.

Konstrukční provedení

V monolitické vícepodlažní budově s trémovými stroji jsou v podstatě možné dva způsoby: buď rozdělíme budovu na zcela samostatné díly, nebo ji rozdělíme použitím tzv. vloženého pole.



Obr. 5.65. Dilatace vytvořená rozdělením nosné konstrukce.

a) Rozdělovací spára probíhá ve svislé rovině průběžně od základové spáry až po horní část konstrukce, takže oba díly stavby stojí vedle sebe jako samostatné stavební objekty (obr. 5.65).

b) Budova se rozdělí párem rovnoběžných, rozdělovacích spár tak, že v konstrukci vznikne vložené pole spočívající jako prostý nosník na konzolových ozubech obou oddílů stavby. Ve skeletových stavbách se vkládá vložené pole vždy mezi dvě řady sloupů. U skeletů s podélnými průvlakami protíná rozdělovací spára průvlak a umísťuje se buď těsně při sloupu, nebo častěji asi do 1/5 až do 1/4 rozpětí tak, aby spára probíhala podél stropního žebra (obr. 5.66). Menší-li ve vložené části stropní žebro, lze ve vloženém poli průvlak vynechat a ponechat pouze zesílenou stropní desku.

U skeletu s příčnými průvlakami přerušuje rozdělovací spára stropní trámy a klade se asi do 1/5 až 1/4 rozpětí. Nebrozí-li nebezpečí nestejněho sedání, lze vytvořit pouze spáru jedinou, takže průvlak, resp. žebra jednoho oddílu stavby spočívají na ozubech dílu druhého (obr. 5.67).

Oddělení různých vysokých částí stavby rozdělovací spárou lze provést buď vloženým polem, nebo vykonzolováním jedné konstrukce (obr. 5.64).



Obr. 5.66. Dilatace vytvořená vloženým polem stropní konstrukce.

Obr. 5.67. Dilatace vytvořená jedinou rozdělovací spárou.

podloží bývá velmi obtížný. Často je proto nevhodnější zavést výstižné příbližné předpoklady řešení a konstrukci vyznačit s přihlídnutím k těmto zavedeným předpokladům (tedy s uvážením možných odchylek řešení při zavedených předpokladech od skutečnosti).

Z tohoto důvodu často vycházíme z předpokladu lineárního rozdělení reakce (vztlačky) v základové spáře (viz ad a)). Pak při určování reakce v základové spáře nepočítáme s vlastní tíhou základu a případným dalším rovnoměrným zatížením na základu, protože toto zatížení působící rovnoměrně shora vyvozuje stejnou reakci v základové spáře a nebudě tedy základovou konstrukci namáhat.

Při dimenzování základových konstrukcí podle mezního stavu únosnosti vycházíme z extrémního zatížení, při ověřování trhlín vycházíme z provozního zatížení.

b) Hlubinné základy

V případech, kdy zatížení objektu musíme přenést na únosné zeminy ve větší hloubce (a plošné základy jsou již nevhodné), případně zakládat na méně únosných zemích, navrhujeme hlubinné základy. Tyto základy podírají plošné základy, na kterých je uložena nosná konstrukce objektu. Je nutno zajistit důkladné konstrukční spojení hlubinného a plošného základu.

U hlubinných základů konstrukce základu a metoda zakládání spolu úzce souvisejí.

6.2. Základové patky

Základová patka je namáhána zatížením přemášeným na ni ze sloupu buď dostředněm, nebo minimostředněm tlakem.

Dostředně zatížená základová patka se rozšiřuje na všechny strany stejnoměrně. Půdorys základové patky může být čtvercový, kruhový nebo obdélníkový.

U minimostředně zatížené základové patky mohou nastat dva případy. Může-li únikem nahodilého zatížení působit v patním průřezu sloupu střídavě moment kladného nebo záporného znaménka příbližně stejné velikosti, rozšiřuje se patka jako při dostředněm tlaku symetricky. Působí-li však v základové spáře konstantní moment jednoho znaménka, je vhodné rozšířit patku ve směru výstřednosti nesouměrně tak, aby těžší spáry se pokud možno přiblížilo ke středu tlaku; v kolmém směru se patka rozšiřuje souměrně. Působí-li v patním průřezu sloupu momenty v obou směrech, lze obdobně navrhovat základové patky souměrně nebo nesouměrně.

Základové patky navrhujeme z prostého betonu třídy B 7,5 až B 15 i ze železobetonu B 12,5, B 15, event. můžeme navrhnout pod železobetonovou patkou rozmášenou patku z prostého betonu. Rozměry základové patky zakrouhlujeme na 50 mm.

6.2.1. Základové patky z vrostlého betonu

Konstrukční uspořádání

Patky z prostého betonu musí být navrženy v takovém tvaru, aby v nich nevznikala větší tahová namáhání. Této podmínce je vyhověno, pokud výška patky je příbližně rovna 1,8-násobku výložení patky (obr. 6.1), což zhruba odpovídá rozmášení zatížení z patního průřezu sloupu do základové spáry pod úhlem asi 60°. Běžně se používají patky jednostupňové (obr. 6.1a) i vícešupňové (obr. 6.1b). Výšku stupňů volíme 0,5 m až 1,2 m. U vícešupňové patky se horní stupeň navrhuje z betonu těžší třídy jako je beton sloupu, spodní stupeň pak z betonu třídy nižší. Patky zesílené (obr. 6.1c) se zesílením pod úhlem do 35° nepotřebují sice šikmé bednění, protože beton se udržuje v tomto sklonu, ale prakticky ho nelze v této části řádně ztuhit. Jehlanové patky (obr. 6.1d) vyžadují vždy šikmé boční bednění.

6. ZÁKLADOVÉ KONSTRUKCE

6.1. Všeobecně

Úkolem základů je roznést veškeré stálé a nahodilé zatížení stavebního objektu přemášením shora sloupy, stěnami nebo zdmi do půdního masivu (podloží, podzákladí) tak, aby nedošlo k porušení podloží ani k poruchám na stavebním objektu.

Při výpočtu základů musíme prokázat jak spolehlivost vzhledem k podloží, tak spolehlivost vlastního základu.

Vyšetření základů s ohledem na podloží se obvykle provádí jak podle mezních stavů první skupiny - tj. podle mezního stavu únosnosti základové půdy, tak i podle mezních stavů druhé skupiny - tj. podle mezního stavu přetvoření základové půdy (obvykle sedání). Vyšetření betonové základové konstrukce se musí provést podle mezních stavů první skupiny - tj. s přihlídnutím k mezním stavům únosnosti základu, případně i podle mezních stavů druhé skupiny - tj. obvykle s přihlídnutím k mezním stavům trhlín.

Základy mohou být jednak plošné (základové patky, pásy, rošty, desky), jednak hlubinné (piloty, studny, kesony apod.).

Určení typu založení

a) Plošné základy

Nachází-li se únosná základová půda pod objektem v přijatelné hloubce, navrhujeme plošné základy. Přenáší-li se zatížení na základ prostřednictvím sloupů, volíme částo základy patkové z prostého betonu. Vychází-li výška těchto patek velká nebo zasahují-li patky pod úroveň spodní vody, volíme patky železobetonové. Vycházejí-li důmyslné rozměry patek v poměru k zastavěné ploše velké, navrhujeme základové pásy, případně rošty. Základové desky volíme v případě malé únosnosti základové půdy (nutná základová plocha se blíží zastavěné ploše), je-li úroveň suterénu pod hladinou spodní vody apod. Základové desky lze různě tvarovat, případně vylehčovat. Vylehčovací dutiny mohou být někdy provedeny i na celou výšku suterénu, pak hovoříme o skříňových základech. Při volbě typu založení mohou ve zvláštních případech rozhodovat i prováděcí hlediska.

Při návrhu základů vzhledem k podloží se určují rozměry základů a úroveň základové spáry. Toto je předmětem mechaniky zemin a proto se v dalším touto otázkou nezabýváme.

Při výpočtu vlastních základových konstrukcí je nutné určit zatížení shora a rozdělení půdních reakcí (vztlačky a základové spáře). Zatížení působící shora je zatížení působící na základu a vlastní tíha základu. Rozdělení půdních reakcí, které jsou v rovnováze se zatížením působícím shora, lze stanovit za různých předpokladů:

- základová spára zůstane i po stlačení půdního masivu rovinnou, obrazec vztlačky v základové spáře je lineární;
- podloží se chová jako soustava svislých pružin, jejich reakce jsou přímo úměrné jejich stlačení (pružný podklad);
- půdní masiv se chová jako lineární pružný poloprostor.

Řešení konstrukce uložené na pružném podkladu nebo lineárně pružném poloprostoru je poměrně pracné a složité, obdržené výsledky se budou blížit skutečnosti podle toho, jak se nám podařilo zavedeným předpokladem charakterizovat podloží a jaké byly zavedeny parametry podloží, vyplývající z geologického průzkumu. Obvyčejně půdní masiv bývá složen z nestejnoročných vrstev zemin, rovněž podrobný průzkum vlastností

Podmínka spolehlivosti má tvar

$$M_d \leq M_u \quad (6.1c)$$

Dále posoudíme velikost napětí v šikmém tahu σ_1 , které nesmí být větší než R_{bt} , tj. výpočtová pevnost betonu v tahu R_{bt} vynásobená součinitelem podmíněk působení betonu v tahu $\gamma_{b,ten}$ (součinitel $\gamma_{b,ten} = 1,0$, $\gamma_{bs} = 0,8$, takže obvykle $\gamma_{b,ten} = 0,8$ a $R_{bt} = 0,8 R_{bt,d}$).

Podle modelových měření (Scheunert - DIN 1047) pro běžné patky platí

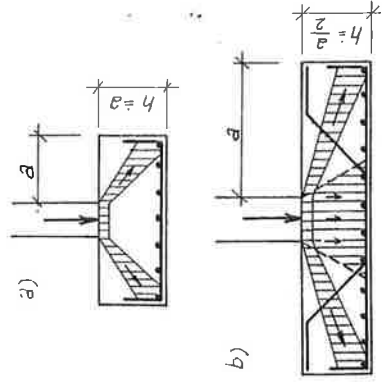
$$\sigma_1 = \omega \cdot \sigma'_d \leq R_{bt} \quad (6.2)$$

kde ω je součinitel závislý na úhlu α (obr. 6.2):
 pro $tg \alpha = 1,5$ je $\omega = 1,7$
 pro $tg \alpha = 2,0$ je $\omega = 1,2$
 pro mezilehlé hodnoty se interpoluje;
 σ'_d napětí v základové spáře vyvozené extrémním zatížením působícím v patním průřezu sloupu (obr. 6.1), stejně jako ve vztahu (6.1a).

5.2.2. Základové patky ze železobetonu

Konstruktivní uspořádání

Výšku železobetonových patek můžeme volit podstatně menší než u patek z prostého betonu (obr. 6.3), táhové namáhání v patce zachytíme výztuží.



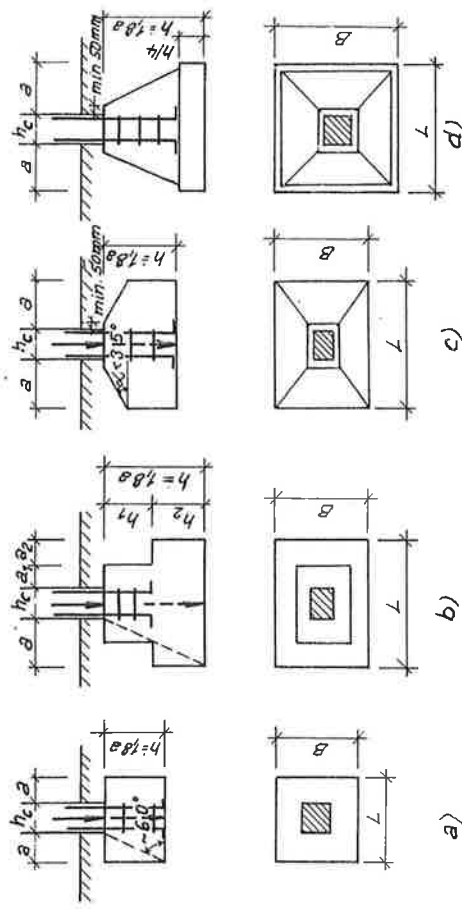
Obr. 6.4. Výztuž železobetonových patek.

Pokud výška h základové patky volíme přibližně rovnou vyloučení a , tj. $h = a$ (zatížení z patního průřezu sloupu se roznáší do základové spáry zhruba pod úhlem 45°), vystačíme obvykle pouze s výztuží uloženou při spodním povrchu patky (obr. 6.4a). Pokud volíme výšku patky h menší než vyloučení a , tj. $a/2 < h < a$ (úhel roznosu zatížení je cca 30° až 45°), musíme kontrolovat u patky napětí v protlačení a případně navrhovat i smýtkovou výztuž (obr. 6.4b).

Tvary monolitických železobetonových základových patek jsou uvedeny na obr.

6.5. Pro obtížnost ztuhnutí betonu a komplikovanost bednění nelze monolitické šikmé patky (obr. 6.5c) příliš doporučovat.

Abyste objem betonu železobetonové základové patky byl co nejmenší, doporučuje se volit rozměry horních stupňů tak, aby úhel roznosu zatížení z dosedací plochy slou-



Obr. 6.1. Základové patky z prostého betonu.

Používání zesílkovaných a jehlanových patek vzhledem k uvedeným nevýhodám nelze příliš doporučovat, neboť úspory betonu nevyváží nevýhody. Jehlanové patky by bylo možné doporučit u základových patek ve tvaru komolého jehlanu při užití typového bednění.

Statické řešení
 Celková výška patky h a případně výšku jednotlivých stupňů je třeba kontrolovat v závislosti na jakosti betonu a na reakci podloží podle mezního stavu porušení ohybem a posouvající silou.

Např. u obdélníkových základových patek (obr. 6.2) určíme moment v kritickém průřezu stupně patky

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_d \cdot B \cdot a_k^2 \quad (6.1a)$$

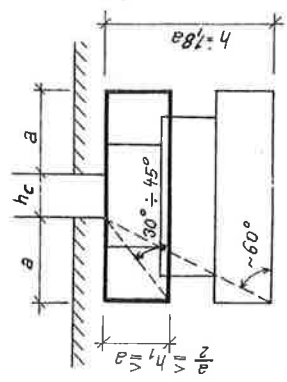
kde σ'_d je napětí v základové spáře vyvozené extrémním zatížením působícím v patním průřezu sloupu (neuvažuje se vlastní tíha základů, zássy, rovnoměrného zatížení působícího na patce, neboť toto zatížení nemá státní stupně patky na ohyb).

Výpočtovou hodnotu meze porušení ohybeného průřezu základového stupně z prostého betonu určíme ze vztahu

$$M_u = \gamma_u \cdot \frac{1}{6} B \cdot h^2 \cdot R_{bt} \quad (6.1b)$$

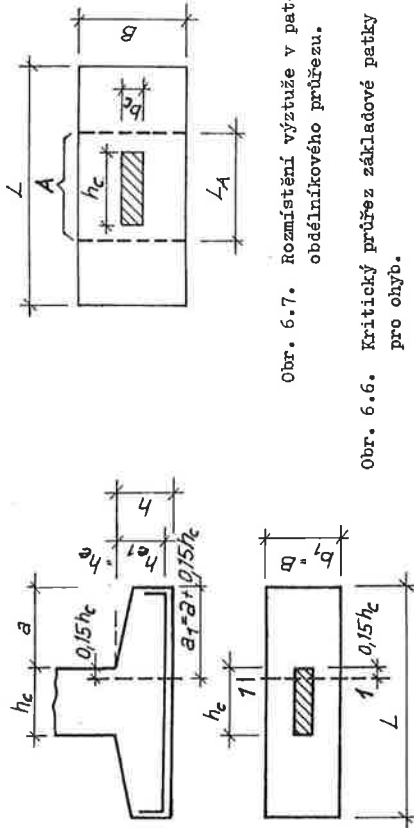
kde γ_u je součinitel geometrie;

$R_{bt} = \gamma_{b,ten} R_{bt,d}$ výpočtová pevnost betonu
 $R_{bt,d}$ vyznačená součinitelem podmíněk působení betonu v tahu (viz [5]), obvykle
 $\gamma_{b,ten} = 0,8 \cdot 1,75 = 1,4$.



Obr. 6.3. Porovnání patky z prostého betonu a ze železobetonu.

a₁ vzdálenost kritického průřezu od okraje patky (obr. 6.6).



Obr. 6.7. Rozmístění výztuže v patce obdélníkového průřezu.

Obr. 6.6. Kritický průřez základové patky pro ohyb.

Tahovou výztuž uloženu při spodním povrchu nadměrujeme na moment M_d metodou platnou pro průřezy trámových nosníků, pokud $h_e < 1,5 a$ (přibližně lze uvažovat velikost ramene vnitřních sil $z \approx 0,9 h_e$). Výztuž je třeba ověřit pro všechny základové stupně. Tahová výztuž se navrhuje pro oba směry. Slabší z obou výztuží musí mít plochu rovnou alespoň 20% průřezové plochy silnější výztuže.

U patek obdélníkového půdorysu (obr. 6.7) se hlavní výztuž rovnoběžná s delší stranou rozdělí rovnoměrně po šířce kratší strany B; výztuž rovnoběžná s kratší stranou se musí rozmístit tak, aby ve vnitřním pásu šířky L_A byla umístěna výztuž s průřezovou plochou

$$A_{Bz} = \frac{2 L_A}{L + L_A} A_{B1} \quad (6.4)$$

kde A_{B1} je průřezová plocha výztuže stanovená pro směr rovnoběžný s kratší stranou půdorysu patky;

L_A šířka pásma A rovná menší z hodnot

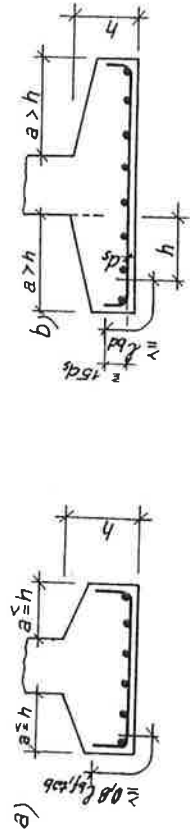
$$L_A = B; L_A = h_c + 2 h;$$

L, B délky delší a kratší strany půdorysu patky;

h celková výška patky v lici sloupu;

h_c celková šířka sloupu ve směru rovnoběžném s delší stranou půdorysu patky.

Tahovou výztuž se doporučuje dovést až k okraji základu a tam zakotvit. Jednotlivé výztužné pruhy je třeba opatřit háky alespoň pravouhlými a to i u oceli s periodickým povrchem (obr. 6.8).



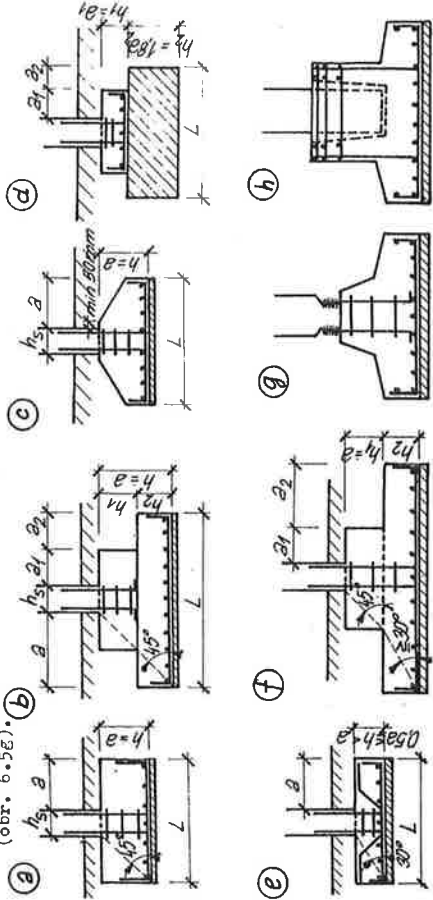
Obr. 6.8. Kotvení výztuže v patce.

Pu byl 45° , výšku nejvyššího stupně pak volit tak, aby úhel roznosu byl menší než 45° , ale takový, aby v tomto posledním stupni nebylo třeba používat smykovou výztuž (obr. 6.5f).

Na obr. 6.5g a 6.5h jsou naznačeny patky pro montované sloupy. Styk železobetonových montovaných sloupů se základem lze v zásadě provést dvojným způsobem:

a) osazením sloupu do prohlubně základové patky a vyplněním mezery mezi sloupem a stěnou prohlubně betonovou záplivkou (obr. 6.4h);

b) svařením výztuže vyčnívající ze základu a ze sloupu a to buď přímo nebo prostřednictvím různých ocelových prvků a následujícím obetonováním spojení (obr. 6.5g).



Obr. 6.5. Tvary monolitických železobetonových základových patek.

Řešení ad a) umožňuje snadné vyrovnání svislých i vodorovných montážních nepřesností vzniklých při osazování patky, ale vyžaduje větší rozměry horní části patky (pro vytvoření stěn prohlubně).

Řešení ad b) umožňuje sice zmenšení horní části základové patky, což je významné především u sloupů velkých rozměrů, vyžaduje však velkou přesnost osazení spojovacích prvků základové patky a sloupu.

Pod železobetonovou patku navrhujeme vyrovnávací beton tl. 50 až 100 mm, aby chom ochránil výztuž před znečištěním ve stavební jámě.

Statické řešení

Celkovou výšku patky h , popř. výšku jednotlivých stupňů je třeba kontrolovat podle mezního stavu porušení při namáhání ohybem, a to u patek v obou směrech jednak podle mezního stavu porušení smykem, popř. protlačení. Správnou úpravu výztuže zajišťujeme konstrukčními ustanoveními. Např. u obdélníkové základové patky (obr. 6.6) určité moment v kritickém průřezu stupně patky

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \sigma_d \cdot B \cdot a_1^2 \quad (6.3)$$

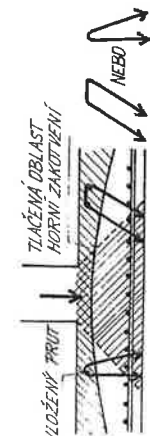
kde σ_d je napětí v základové spáře vyvozené extrémním zatížením působícím v patčím průřezu sloupu (neuvazuje se vlastní tíha základu, zášypu, rovnoměrného zatížení působícího na patce, neboť toto zatížení nenamáhá stupeň patky na ohyb);

B rozměr základové spáry měřený v rovině kritického průřezu;

Posouvající síla vztážená na jednotku délky obvodu kritického průřezu (2-2, obr. 6.9b) je pak

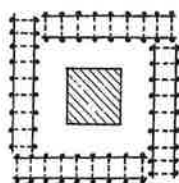
$$q_d = \frac{Q_{2,cr}}{b_2} \quad (6.7)$$

Další výpočet provádíme podle vztahů uvedených v odst. 3.5.3 bod 1b.



Doporučuje se, aby výška základových patek byla navržena tak, aby nebylo zapotřebí smykové výztuže.

Pokud výjimečně v patkách navrhujeme smykovou výztuž na protlačení, má protínat skloněné plochy protlačovaného tělesa a společlivě přikotvovat toto těleso do horní tlačené oblasti (obr. 6.10).



Obr. 6.10. Příklad uspořádání výztuže na protlačení v základových patkách.

S ohledem na větší namáhání v soudržnosti tahových prutů v základových patkách, doporučuje se používání raději většího počtu výztužných prutů menších profilů, než menšího počtu prutů větších profilů. Obvykle se do základových patek volí ϕ 12 až ϕ 16.

S ohledem na rozšíření tahové oblasti, které způsobují příčné tahy vznikající v betonu přenosem velkých sil soudržnosti, doporučuje se zvětšit betonovou krycí vrstvu výztuže (ČSN 73 1201-86 předepisuje min. tloušťku této vrstvy 35 mm viz [5]).

Vzhledem k velké ploše tažené oblasti patky a poměrně značné celkové výšce základu nebývá obvykle třeba prověřovat šířku trhlín od ohybového namáhání, neboť ohybový moment při vzniku trhlin bývá větší než ohybový moment od provozního zatížení. Pokud tomu tak není, pak je třeba ověřit šířku trhlin, zvláště u patek umístěných ve zvláště vlhkém nebo agresivním prostředí.

Hodnotu momentu vzniku trhlin M_r stanovíme ze vztahu (1.106) a porovnáme ho s hodnotou ohybového momentu od provozního zatížení. Přibližnou hodnotu momentu provozního zatížení lze stanovit ze vztahu

$$M_s = M_d / \gamma_f \quad (6.8)$$

kde γ_f je průměrná hodnota součinitele zatížení, obvykle uvažovaná hodnotou 1,2; M_d ohybový moment vyvozený extrémním zatížením.

Pokud platí

$$M_s \leq M_r \quad (6.9)$$

ověření šířky trhlin odpadá.

6.3. Základové pásy

Základové pásy navrhujeme pod nosnými zdmi nebo pod sloupy na méně únosnějších zemínách. Založením sloupů na pásech lze do určité míry dosáhnout i stejnoměrnějšího sedání budovy. Základové pásy se používají i na únosnějších zemínách, a to v podolovaných územích a v seismických oblastech.

Základový pás z prostého betonu může být navržen pouze pod průběžnou nosnou

Základové patky se doporučuje vyztužovat svařovanými sítěmi. Pokud lze vyrobit a dopravit sítě větších rozměrů, doporučuje se vyztužení patky v půdoryse jednou sítí. Jinak lze vyztužovat patky úzkými sítěmi s podélnou nosnou výztuží, tyto sítě se však musí ukládat v obou směrech.

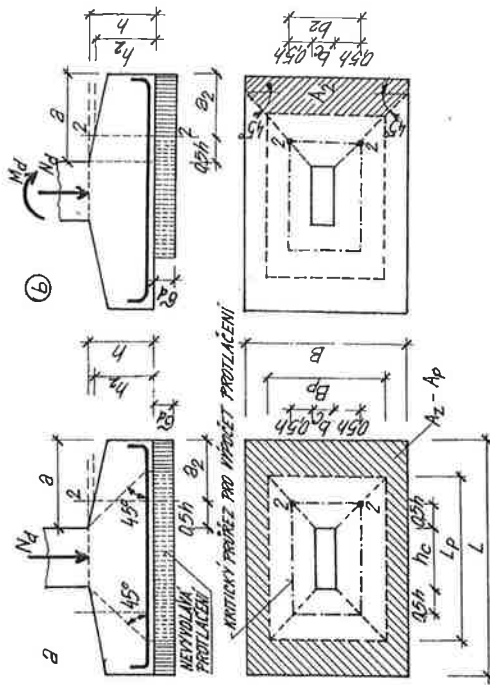
Výška patky, příp. nejnižšího stupně (obr. 6.5f) se ověřuje s přihlédnutím k porušení posouvající silou, kdy může dojít k:

a) porušení posouvající silou stejně jako u trámu (u obdélníkových protáhlych patek),

b) porušení protlačení.

Dimenzování s přihlédnutím k uvedeným způsobům porušení lze provést stejně jako u deskových konstrukcí (viz odst. 3.5.3 bod 1b).

Zkoušky základových patek ukazují, že při protlačení se patky porušují pod úhlem 45° (obr. 6.9a).



Obr. 6.9. Kritický průřez a zatížení pro výpočet protlačení.

Protlačení základových patek vyvolává pouze síla, která se nepřenesla protlačovací částí patky přímo na základovou spáru. Tedy např. u patky dostředně zatížené (obr. 6.9a) určíme sílu Q_{cr} vyvolávající protlačení ze vztahu

$$Q_{cr} = (A_z - A_p) \gamma_d \quad (6.5)$$

kde A_z je plocha základové spáry;

A_p plocha základny tělesa porušení (obr. 6.9a);

γ_d napětí v základové spáře vyvolané extrémním zatížením působícím v patním průřezu sloupu.

Kritický průřez pro výpočet protlačení uvažujeme ve vzdálenosti $h/2$ od líce patního průřezu sloupu (zatěžovací plochy) - viz odst. 3.5.3 bod 1b, obr. 6.9a.

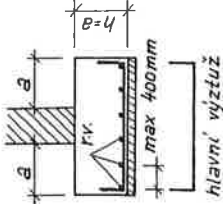
Při ověřování účinku protlačení často postupujeme tak (obr. 6.9b), že protlačení ověříme z dílčího zatížení

$$Q_{2,cr} = A_2 \cdot \gamma_d \quad (6.6)$$

zá (i cihelnou), která není namáhána ohybem v podélném směru. V ostatních případech volíme železobetonové základové pásy.

6.3.1.1. Základové pásy pod průběžnými nosnými zdmi

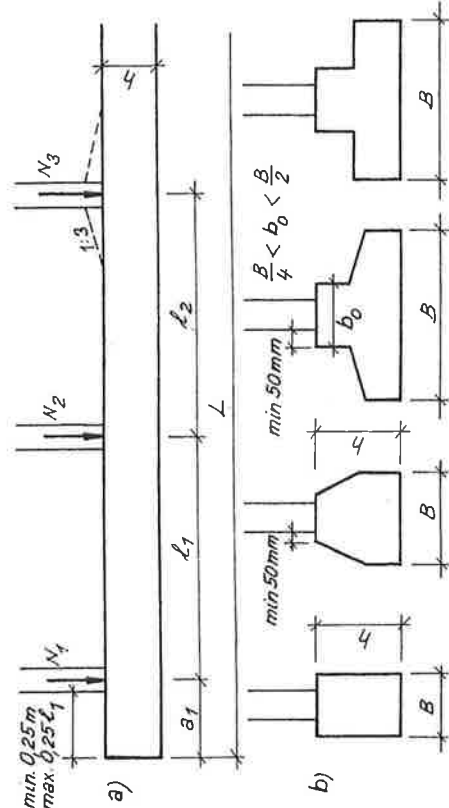
Základové pásy pod průběžnými zdmi mohou být z prostého betonu, nejsou-li namáhány ohybem v podélném směru a mají-li výšku $h = 2a$ (úhel roznašení zatížení je větší než 60°). Základy se rozšiřují zpravidla souměrně na obě strany. Ve výjimečných případech (např. u štíťových zdí přílehajících k sousední budově) rozšiřuje se základový pás pouze jedním směrem. Jestliže je roznašecí úhel menší než 60° , pak obvykle bývá nutné zachytit tahová napětí výztuží. Základový pás pod průběžnou zdí je namáhán zespoda na ohyb a smyk napětím působícím v základové spáře. Hlavní výztuž se ukládá ve vzdálenostech 100 až 250 mm kolmo na směr zdi; kolmo na hlavní výztuž (rovnoměrně se stěnou) se ukládá výztuž rozdělovací (obr. 6.11). V příčném směru se vyšetřují základové pásy z prostého betonu i železobetonové stejně jako základové patky.



Obr. 6.11. Železobetonový pás pod průběžnou zdí.

6.3.1.2. Základové pásy pod jednotlivými sloupky

Nejprve stanovíme délku pásu l . Vhodnou volbou vyložení konců pásů můžeme dosáhnout příznivého průběhu ohybových momentů. Vyložení (obr. 6.12a) volíme minimálně $0,25m$ od líce sloupku, maximálně $1/4$ rozpětí krajního pole; často volíme vyložení rovné výšce základového pásu. Výšku základového pásu volíme přibližně $1/7$ až $1/5$ rozpětí poli, lépe výšku pásu určíme z největšího ohybového momentu, který bývá obvykle pod některým sloupem. Horním náběžím u sloupů se raději vyhýbáme, komplikují bednění, výztuž i betonáž. Optimální rozpětí poli pásu bývá 5 až 7 m, výška pásu $0,60$ až $1,20$ m.



Obr. 6.12. Základový pás pod sloupky - podélný řez a příčné řezy.

pásy s proměnnou šířkou. Zakládáme-li např. dva sloupky se značně rozdílným zatížením na společném základovém pásu, bývá účelné zvolit lichoběžníkovou základovou spáru tak, aby se její těžší část přibližila k působící výslednici obou sloupových tlaků. Tím se zmenší výstřednost a dosáhne se stejnoměrnějšího rozdělení napětí v základové spáře.

Příčný průřez základového pásu se volí podle potřebné šířky základu B ; bývá obdélníkový (jednoduchá výztuž i bednění), lichoběžníkový, obrácený T průřez apod. (obr. 6.12b).

Statické řešení

Pás je namáhán jednak ohybem v podélném směru (zatížení shora jednotlivými sloupky a ze spoda spojitě rozloženou reakcí podloží - vztlakem), jednak ohybem v příčném směru, obdobně jako u základové patky.

1. Podélný směr

Pro statické řešení základového pásu v podélném směru je třeba znát reakci podloží po délce pásu.

Rozdělení reakce podloží závisí:

- na druhu a stavu základové půdy,
- na tuhosti základového pásu a horní konstrukce,
- na způsobu jak je základový pás zatížen sloupky.

Obyčejné půdy, na kterých užíváme základové pásy, bývají složeny z nestejnoro-
dých vrstev zemín, jejichž stlačitelnost nelze vystihnout jednoduchým předpokladem. Rovněž podobný průzkum vlastností podloží bývá velmi obtížný. Proto je nejjednodušší zavést přímo vhodné přibližné předpoklady řešení a navrhnout pak obousměrnou výztuž i tam, kde by podle výpočtu stačila výztuž jednostranná. Pro statické řešení je důležitá tuhost podloží, tuhost vlastního základového pásu a tuhost nadzákladové konstrukce.

Rozdělení napětí v základové spáře

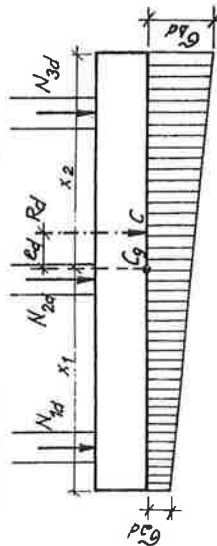
a) Je-li nadzákladová konstrukce měkká, nebrání samostatné deformaci základového pásu a při určování rozdělení napětí v základové spáře lze přihlídnout pouze ke spolupráci základového pásu a podloží. Protože základové pásy na nestlačitelném podloží nenavrhujeme, mohou nastat pouze dva případy:

- Pásy velmi tuhé i ohybné uložené na stlačitelném podloží.

U těchto pásů lze přibližně předpokládat lineární rozdělení napětí v základové spáře. Průběh napětí se stanoví vyšetřením základové spáry na mimostřední tlak vyrovnaný výslednicí veškerého extrémního zatížení přeneseného na pás ze sloupů. K vlastní tíze pásu a dalším spojitým zatížením, která nevyvolují ohyb, se nepřihlíží.

Napětí v krajních bodech základového pásu (obr. 6.13) se určí ze vztahů

$$\begin{aligned} \sigma_{ad} &= \frac{R_d}{A} - \frac{R_d \cdot e_d \cdot x_1}{I} \\ \sigma_{bd} &= \frac{R_d}{A} + \frac{R_d \cdot e_d \cdot x_2}{I} \end{aligned} \quad (6.10)$$

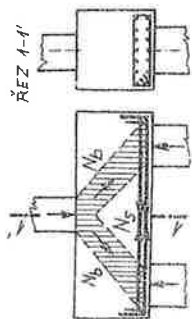


Obr. 6.13. Přibližné určení reakce podloží za předpokladu lineární proměny kontaktního napětí.

Šířka pásu bývá zpravidla po celé délce konstantní. Jen výjimečně se navrhují.

- [24] Jendele, M., Voves, B., Filipová, J.: Betonové konstrukce - určeno pro cvičení v 6. semestru na oboru P., Ediční středisko ČVUT, Praha, 1985
- [25] Kudzais, A.P.: Železobetonové i kamenné konstrukce - část 2: Konstrukce průmyslných i státních zedání i sooruzení, Moskva, Vysšaja škola, 1989
- [26] Bondarenko, V.M., Sudnicina, A.I., Nazarenko, V.G.: Rostet železobetonnych i kamennykh konstrukcij, Moskva, Vysšaja škola, 1988
- [27] Mac Gregor, J.B.: Reinforced Concrete. Mechanics and Design. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1988
- [28] Kobiak, J., Stachurski, W.: Konstrukcje żelbetowe. Tom I - 3. Arkady, Warszawa 1984-1989
- ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí
- ČSN 73 0036 Seismická zatížení staveb
- ČSN 73 0038 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách
- ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí
- ČSN 73 1204 Navrhování betonových deskových konstrukcí působících ve dvou směrech
- ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb
- ČSN 73 1209 Vodostavební beton
- ČSN 73 1211 Navrhování betonových konstrukcí panelových budov
- ČSN 73 2400 Provádění a kontrola betonových konstrukcí
- ČSN 73 2401 Provádění a kontrola konstrukcí z předpjatého betonu
- ČSN 73 2870 Ocelové kotvy pro kotvení kabelů konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu
- ČSN 73 4111 Železobetonové komíny
- ČSN 73 5570 Navrhování konstrukcí zásobníků
- ON 74 2874 Ocelové kotvy a spojky na kotvení a nřdpořovavie křblov z lřn ø Ip 15,5 konstrukci i z předpjatého betonu. Společné ustanovení 1. část. Kotvy a spojky na kotvení lřn po dvořiciach. Sřruženř kotva typu K-5x2 ø Ip 15,5
- ON 74 2875 2. část. Sřruženř kotva typu K-3x2 ø Ip 15,5
- ON 74 2875 3. část. Sřruženř spojka typu S-3x2 ø Ip 15,5
- [1] Prochřzka, J., Krřtřkř, J.: Betonovř konstrukce. Technologie betonu a dřmenovřnř nřpředpjatřch prvků, Skriptum ČVUT, Praha 1989
- [2] Prochřzka, J., Tichř, M.: Komentřř k ČSN 73 1201-86, Vydavatelství ŮNM, Praha 1989
- [3] Kauckř, Z.: Navrhovřnř konstrukci z předpjatřho betonu podle ČSN 73 1201, Skriptum, SNTL, 1970
- [4] Školeni k ČSN 73 1201-86 "Navrhovřnř betonovřch konstrukci" - část předpjatř beton, Sbornřk řkoleni, Vydal DT ČSVTS Praha, 1988
- [5] Prochřzka, J., Trřtřkř, K., Vodička, J.: Betonovř konstrukce. Příkladř 1. část, Skriptum ČVUT, Praha 1989
- [6] Prochřzka, J., Nebeřkř, J., Petr, M., Zeman, K.: Betonovř konstrukce. Příkladř 2. část, Skriptum ČVUT, Praha 1989
- [7] Bareř, R.: Tabulky pro vřpočet desk a stěn, SNTL, Praha, 1964
- [8] Bareř, R.: Vřpočet desk a stěn podle mezni řnosnosti, SNTL, Praha, 1962
- [9] Stiglat, K., Wippel, E.: Platten, Ernst u. Sohn, Berlin, 1973
- [10] Leonhardt, F., Mřnning, E.: Vorlesungen fiber Massivbau, Drittel Teil, Springer - Verlag, Berlin, 1974
- [11] Winter, G., Nilson, A.H.: Design of Concrete Structures, Mc Graw Hill Book Company, New York, 1973
- [12] Park, R., Gamble, W.L.: Reinforced Concrete Slabs, A Wiley-Interscience Publication, New York, Chichester, Brisbane, Toronto
- [13] Vanura, T.: Montovane řelezobetonovř halř, SNTL, Praha, 1972
- [14] Jřlek, A., Novřk, V., Skrbek, A.: Skeletovř a vřřkovř stavby, SNTL, Praha, 1965
- [15] Ćapek, M., Růřička, M.: Montovane skeletovř konstrukce, SNTL, Praha, 1976
- [16] Půbal, Z.: Teorie a vřpočet rřmovřch konstrukci s vřřtuřnřmi přřčkami, ĆSAV, Praha, 1982
- [17] Jendele, M., řejnaha, J.: Vřřkovř stavby s tuhřmi jřdry a vřřtuřnřmi stěnami, SNTL, Praha, 1976
- [18] Horřček, E.: Panelovř stavby, SNTL, Praha, 1980
- [19] Prochřzka, J., Bauer, K.: Příkladř nosnřch betonovřch konstrukci jedno a vřcepodlařnřch budov, Skriptum ČVUT, Praha, 1988
- [20] Zvara, J., Mařdřch, D.: Betovovř konstrukce, Skriptum, Edičnř středisko SVřT, Bratislava, 1976
- [21] Gorbunov - Posadov, M.I.: Vřpočet konstrukci na pruřnřm podkladu, SNTL, Praha, 1957
- [22] Hrdoušek, V., Kukař, V.: Betonovř konstrukce a mosty (Doplňkovř skriptum). Edičnř středisko ČVUT, Praha, 1988
- [23] Hrdoušek, V.L. a kol.: Betonovř mosty - cvičeni. Edičnř středisko ČVUT, Praha, 1988

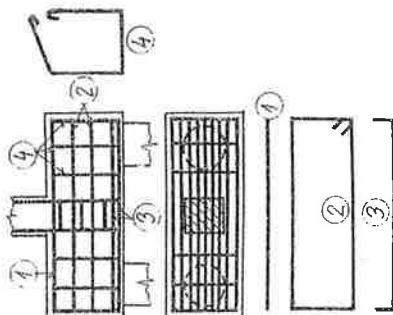
Táhla bývají vytvořena z prutů betonářské nebo předpínací výztuže. Taková výztuž ležící nad pilotami má být rozmístěna u silnějších desek tloušťky h_2 stejně jako u stěnových nosníků, tedy v oblasti od $(0,1$ až $0,3)$ h. V kotěvní oblasti se doporučuje zřídít uzavřené tržníky. U patek méně namáhaných postačí výztuž znázorněná na obr. 6.27, u exponovaných patek se doporučuje doplnění konstrukční výztuží (obr. 6.28).



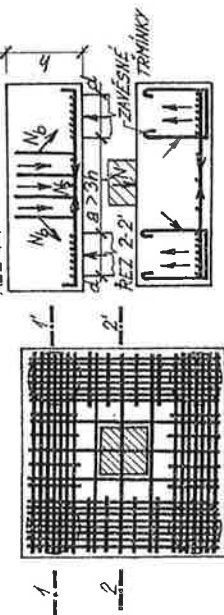
Obr. 6.27. Vzpěradlové působení patek nad pilotami.

Rozděluje-li se břemeno na 3 nebo více pilot v prostoru (tedy v několika směrech), pak se vytvoří vzpěradla přednostně právě nad nejkratšími vzdálenostmi pilot (obr. 6.29).

Tahovou výztuž tedy ukládáme přednostně právě ve směru nejkratšího možného spojení pilot (obr. 6.30).

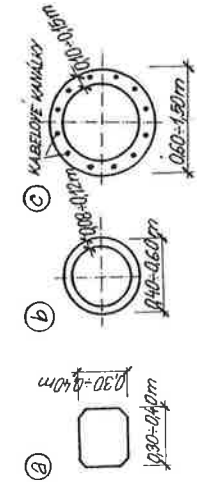


Obr. 6.28. Výztuž v patece uložené na pilotách.



Obr. 6.30. Pateka zatížená sloupem, podporovaná čtyřmi pilotami.

vých sil přímo mezi pilotami a stlačuje táhlo dolů, jelikož vzpěradla zde chybí přímé podpěry (obr. 6.30, řez 2-2). Aby zde nevznikly trhliny vedoucí k předčasnému porušení, je třeba při větších vzdálenostech pilot ($a > 3$ h) opatřit část mezi pilotami závěsnou výztuží (tržníky), uspořádanou obdobně jako při nepřímém uložení (obr. 6.30). Počet závěsných tržníků v celé patce stanovíme ze síly cca $N/(1,5 n)$, kde N je normálová síla působící ve sloupu, $n \approx 3$ počet pilot.



Obr. 6.25. Průřezy betonových pilot.

Železobetonové piloty mívají obvykle plný čtvercový nebo kruhový průřez, průměru $0,2$ až $0,4$ m (obr. 6.25a), případně i dutý mezikruhový průřez, vnějšího průměru $0,4$ až $0,6$ m o tloušťce stěny $0,08$ až $0,12$ m (obr. 6.25b); délka pilot bývá 3 až 25 m.

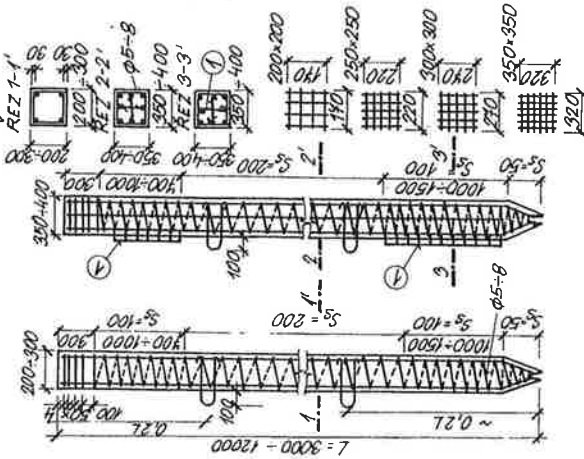
Předpjaté piloty navrhneme při větších délkách a v případě nutnosti vyloučení trhlín. Mívají mezikruhový průřez vnějšího průměru $0,6$ až $1,5$ m, tloušťka stěny $0,10$ až $0,15$ m (obr. 6.25c). Jednotlivé dílce délky cca 5 m se dodatečně předpínají, piloty dosahují délky 40 až 70 m.

Piloty betonované do otvorů vyhloubených v zemině. Tyto piloty bývají z prostého betonu s případnou konstrukční výztuží, popř. ze železobetonu. Průměry pilot závisí na použité technologii hloubení, bývají $0,3$ až $2,0$ m.

Piloty podporují plošné základy. Při návrhu pilotového základu určíme potřebný počet pilot a konstrukčně je uspořádáme pod základem. Při větším vodorovném zatížení navrhneme i šikmé piloty. Spojení pilot se základem provádíme prostřednictvím obnažených výztuže hlavy piloty, kterou zabetonujeme do plošného základu.

Piloty se vyztužují jako sloupy, výztuž však musí být vyšetřena s přihlédnutím ke stadiu provoznímu, výrobnímu, dopravnímu i montážnímu. Výztuž pilot je vždy symetrická (obr. 6.26). Ve špičce a v hlavě piloty bývá podélná i příčná výztuž zvláště upravena a zesílena, protože v koncových částech bývají piloty nepřímivě namáhány (hlava piloty při beranění, špička piloty při nárazu hrotu na překážku).

Patek, případně desky, spojující hlavy pilot mívají v porovnání se vzdálenostmi pilot značnou tloušťku; po statické stránce si můžeme představit působení takovéto konstrukce jako vzpěradla s táhlem (obr. 6.27).



Obr. 6.26. Výztuž prefabrik. žebet. piloty.

tlačení desky tak, aby nebylo zapotřebí smykové výztuže. Zesílení lze provést i při spodním povrchu desky (obr. 6.23), zesílení zesilující části musí být však ploché, aby výztužné pruty nebo sítě nebylo zapotřebí ohýbat.

Obr. 6.22. Rozdělení základové desky na pásy.

Nosná výztuž základových desek bývá uspořádána obvykle do dvou vzájemně k sobě kolmých systémů, romoběžných ve směrech sloupových řad. Tvary výztužných prutů se volí obdobně jako u příslušných typů deskových stropů, zatížení je zde však vyvoláno reakcí základové půdy.

Obr. 6.23. Zesílení tenkých základových desek pod sloupy.

Při nepravděelném složení základové půdy a případně možnosti jiného rozdělení napětí v základové spáře, než bylo předpokládáno, vyztužujeme desky oboustranně (obdobně jako základové pásy - viz odst. 6.3.2).

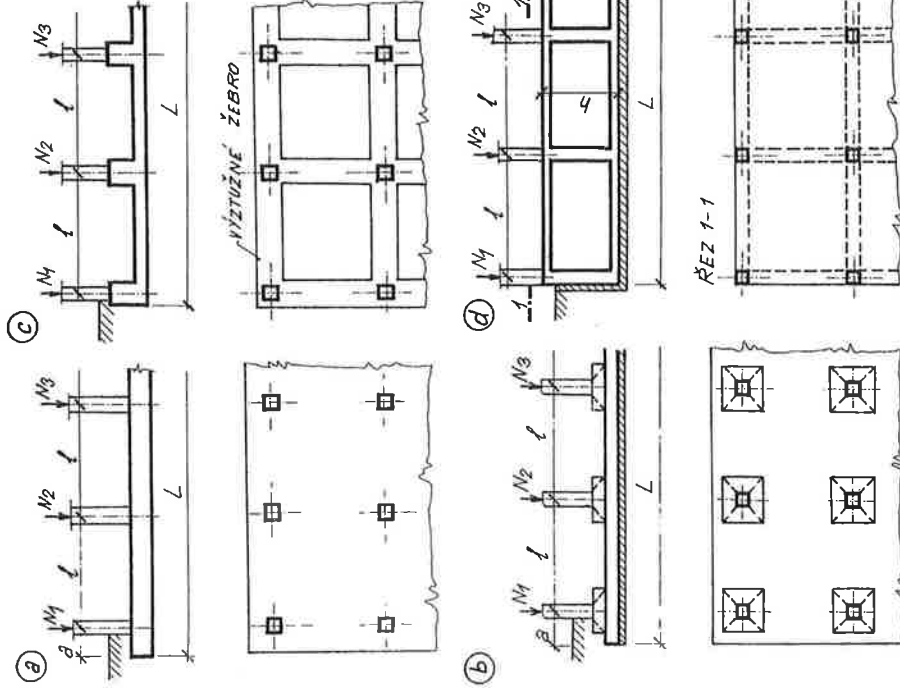
6.5. Základové rošty

Základové rošty jsou po statické stránce vlastně desky s vymezenými otvory. Řeší se obdobně; ohybové momenty, připadající na každý směr, musí převzít příslušný pás.

6.6. Pilotové základy

Piloty přenáší zátížení objektu buď přímo na únosnou zeminu -
- **opřené piloty** (spodním koncem jsou zapuštěny do únosného podloží (obr. 6.24a), nebo pláštovým třením -
- **plovoucí piloty** (obr. 6.24b).

Obr. 6.24. Piloty opřené a plovoucí.

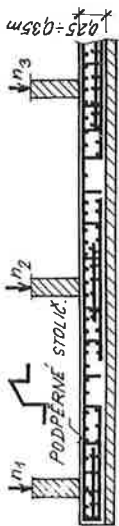


Obr. 6.21. Základová deska konstrukce skeletové budovy.

né pásy šířky $b = 0,5 (l_{2,j} + l_{2,j+1})$ a vyřešíme každý pás samostatně pro celé zatížení na něm spočívající (obr. 6.22). Stanovíme ohybové momenty pro celou šířku b (podle odst. 6.3.2) a tyto momenty rozdělíme na pruhy sloupové a střední (viz tab. 3.4, odst. 3.5.2). Z těchto momentů stanovíme hlavní příčnou výztuž desky. Pak rozdělíme desku obdobně na pásy podélné a vyřešíme opět na každém pás samostatně na celé zatížení na něm spočívající. Ohybové momenty rozdělíme na pruhy sloupové a střední a určíme z nich podélnou výztuž desky. Tloušťku desky musíme ověřit z hlediska protlačení, případně i šířky trhlín (viz odst. 3.5.3 bod 1b).

Úsporně lze navrhnout základovou desku v případech, kde napětí v podloží se soustřeďuje pod sloupy (často by zde postačily základové patky, ale z jiných důvodů, např. vztahu vody apod., je navrhována základová deska). Často zde postačí tenká deska, zesílená pod sloupy; tloušťka tohoto zesílení se navrhuje s ohledem na pro-

Obr. 6.20. Tenké základové desky pod nosnými stěnami, uložené na tuhém podloží, vyztužené sítěmi.



V ostatních případech se volí tlustší základové desky, které mívají u pozemních staveb tloušťku 0,4 až 1,4 m, u staveb těžkého průmyslu, hydroelektráren, vodních staveb apod., mohou dosáhnout tloušťky až 5,0 m. Nepravidelné složení půdy může způsobit přesuny tlaku proti předpokládanému rozdělení, proto většinou u těchto desek upravujeme výtěž tak, aby se deska neporusila ani při odchýlném průběhu ohybových momentů. Desky se vyztužují oboustranně a často vyžadují značné množství výztuže. Vzhledem k větším lokálním napětím v souběžnosti betonu s výztuží, doporučuje se při vyztužování používat raději prutů menších profilů.

Tvary výztužných prutů jsou obdobné jako u základových pásů (obr. 6.17), tímínky se nahradí výztuží rozdělovací. K fixování výztuže u horního povrchu se navrhuje podpěrné stoličky, vytvářené z betonářské výztuže.

6.4.2. Základové desky pod osamělými břemeny

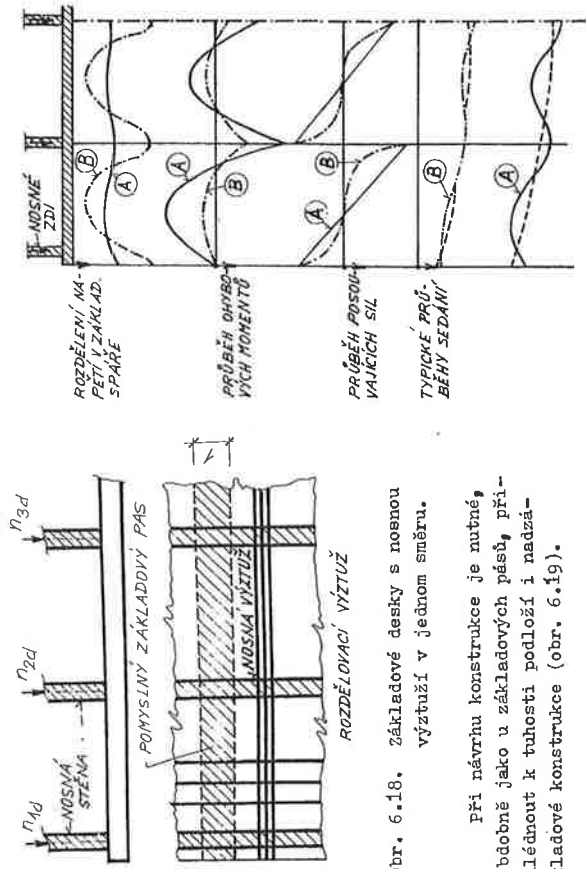
Osamělá břemena jsou obvykle reakce sloupů skeletových staveb; mohou to však být i reakce trvale umístěných strojů u suterénu budov, případně i zatížení od těžkých skládavých předmětů; reakce náprav pojiždějících těžkých vozidel apod.

Většinou se však jedná o základové desky skeletových budov s pravidelně rozmístěnými sloupky, tvořícími u půdorysu pravouhlou síť. Základová deska může být pak konstantní tloušťky (obr. 6.21a), případně může být pod sloupky zesílena. Zesílení se provádí většinou nadbetonovanými rozmásecími patkami ve tvaru kvádrů, případně i ve tvaru komolých jehlanů nebo kuželů (obr. 6.21b). Z proužďáčího hlediska dáváme většinou přednost rozmásecím patkám ve tvaru kvádrů. Základovou desku lze však vytvořit i ze dvou systémů spojitých pásů, probíhajících pod sloupky v obou směrech; obělníková, příp. čtvercová pole probíhajících mezi pásy jsou uzavřena deskou (obr. 6.21c). Uzavírací deska může být umístěna i při horním lici křížujících se pásů; tím sice získáme rovnou podlahu suterénu, ale komplikují se výkopové a hlavní izolační práce. Spojíme-li základovou desku s podélnými a příčnými železobetonovými stěnami suterénu a se stropní deskou nad suterémem, obdržíme základovou skříň (obr. 6.21d).

Ze statického hlediska lze považovat desku konstantní tloušťky (obr. 6.21a) za bezhrubovou desku, desku se zesílením pod sloupky (obr. 6.21b) za hrubovou desku, desku spojenou se dvěma systémy navzájem se křížících pásů (obr. 6.21c) za desku křížem vyztuženou po obvodě upnutou do pásů. Základovou skříň (obr. 6.21d) lze považovat za krabicovou konstrukci.

Pro statické řešení vlastní desky je velmi důležitá stanovení rozložení napětí v základové spáře. Při jeho stanovení musíme přihlížet jak k tuhosti podloží, tak k tuhosti vlastní desky i nadzákladové konstrukce (viz odst. 6.4.1.). Při výpočtu silových účinků (M , N , Q) základové desky je nutno přihlížet k možnosti spolupůsobení této desky s nadzákladovou konstrukcí, ve které mohou vzniknout v důsledku spolupůsobení přídatná namáhání.

Např. základovou desku konstantní tloušťky pod ohybově měkkou nadzákladovou konstrukcí (např. skeletovou) při statickém vyšetřování rozdělíme nejprve na příč-



Obr. 6.18. Základové desky s nosnou výztuží v jeánom směru.

Při návrhu konstrukce je nutné, obdobně jako u základových pásů, přihlídnout k tuhosti podloží i nadzákladové konstrukce (obr. 6.19).

Obr. 6.19. Vliv tuhosti podloží na rozdělení napětí v základové spáře, průběh momentů, posouvajících sil a sedání u ohybově měkké základové desky i nadzákladové konstrukce.

Nachází-li se pod ohybově měkkou nadzákladovou konstrukcí mocná vrstva stlačitelné zeminy, vytvoří se zakřivená plocha sedání po celé délce desky, ohybový moment se v důsledku tohoto zakřivení silně změní oproti případu tuhé nadzákladové konstrukce.

V případě ohybově měkké nadzákladové konstrukce založené na mocné vrstvě stlačitelné zeminy je proto vhodné vyztužit budovu po délce desky alespoň v suterénu nosnými stěnami, abychom zmiřili zakřivení plochy sedání a zlepšili průběh ohybových momentů.

Při tuhé nadzákladové konstrukci, příp. měkké horní konstrukci, založené na tuhém, málo stlačitelném podloží (event. stlačitelné vrstvě malé mocnosti), je průběh momentů v desce obdobný průběhu momentů na spojitém nosníku; nutno však přihlídnout k případným přídatným namáháním nadzákladové konstrukce.

Poměrně těžké základové desky pod nosnými stěnami lze volit v případech, konstruje-li se napětí v podloží pod tyto stěny a je-li průběh momentů v desce obdobný průběhu momentů na spojitém nosníku. V těchto případech obvykle postačí tloušťka desky 0,25 až 0,35 m; desky se betonují na podkladní vyrovnávací vrstvu betonu. Hlavní nosná výztuž se ukládá kolmo na směr nosných stěn, rovnoběžně se směrem stěn je výztuž rozdělovací. Výhodné je tyto desky vyztužovat sítěmi, spodní síť lze v oblasti podporových momentů odstupňovat a v poli přerušit (obr. 6.20). Smyková výztuž v těchto případech nebývá zapotřebí.

V základovém pásu vzniká značné namáhání od posouvajících sil, které je nutno zachytit těmičky a ohybovými vložkami, jež vedeme v závislosti na výšce základového pásu pod úhlem 45°, příp. 60°. Tvar těmiček můžeme navrhnout tak, že těmičky lze využít i jako nosnou výztuž v příčném směru. Vzhledem k výšce základového pásu doplníme výztuž po výšce nosníku rozdělovací výztuží. Pro vyztužování základových pásů platí stejné zásady jako u příčlích těžkých patrových rámt.

Vzhledem k soudržnosti výztuže s betonem používáme v základových konstrukcích u hlavní výztuže raději slabších profilů (18 až 25 mm) a výztuž (i s periodickým povrchem) opatřujeme háky, alespoň pravouhlými.

2. Příčný směr

Základový pás se musí vyšetřit též v příčném směru. Pro vyšetřování platí stejné zásady jaké byly uvedeny u základových pater.

Příklad uspořádání výztuže v základovém pásu je uveden na obr. 6.17.

6.4. Základové desky

Základové desky navrhujeme:

- Při málo únosném podloží a velkých zatíženích (např. vřskový objekt spod.), tedy v případech, kdy je nutno využít pro základovou spáru prakticky celého půdorysu stavby.
 - Při snaze zabránit možným nestejným vodorovným posunům podpor. Deska však nemůže na nestejnoroadě půdě zabezpečit stejné zatížení na celé své ploše (deska je vzhledem k velkým silám působícím v základech konstrukcí velmi ohebná). Znemožňuje však při vhodné úpravě vodorovné posuny podpor všemi směry, které způsobují na stavebách nejvíce škod.
 - Při zakládání, kdy suterénní prostory jsou pod hladinou podzemní vody. Pak je třeba celou stavbu založit v uzavřeném vodotěsné skříni, která je tvořena železobetonovou základovou deskou a bočními opěrnými stěnami.
 - V pozemních stavbách, jestliže při založení na základové desce lze uspořádat nosnou konstrukci vlnovější a případně urychlit stavbu tak, že vychází levněji než při odděleném založení řad sloupů.
- Základová deska obvykle bývá konstrukcí dosti nákladnou, proto její použití je třeba důkladně zvážit.

Při zakládání na deskách je třeba mít na paměti, že základové desky mívají značné sedání, které zasahuje i do okolí (pozor tedy na naklání stávajících sousedních objektů).

Z technologického hlediska je nejvýhodnější základová deska konstantní tloušťky, popř. deska s příčnými nebo zaoblenými náběhy, která může být konzolovitě vyložena i mimo vlastní stavbu.

6.4.1. Základové desky pod nosnými stěnami

Tyto základové desky lze použít při zakládání stavby s průběžnými nosnými stěnami (příčnými nebo podélnými). Obvykle tyto desky mívají konstantní tloušťku (obr. 6.18).

Základovou desku pod příčnými (nebo podélnými) nosnými stěnami lze vyšetřovat jako soustavu základových pásů i m širokých, položených jeden vedle druhého a kolmých k těmto nosným stěnám (obr. 6.18).

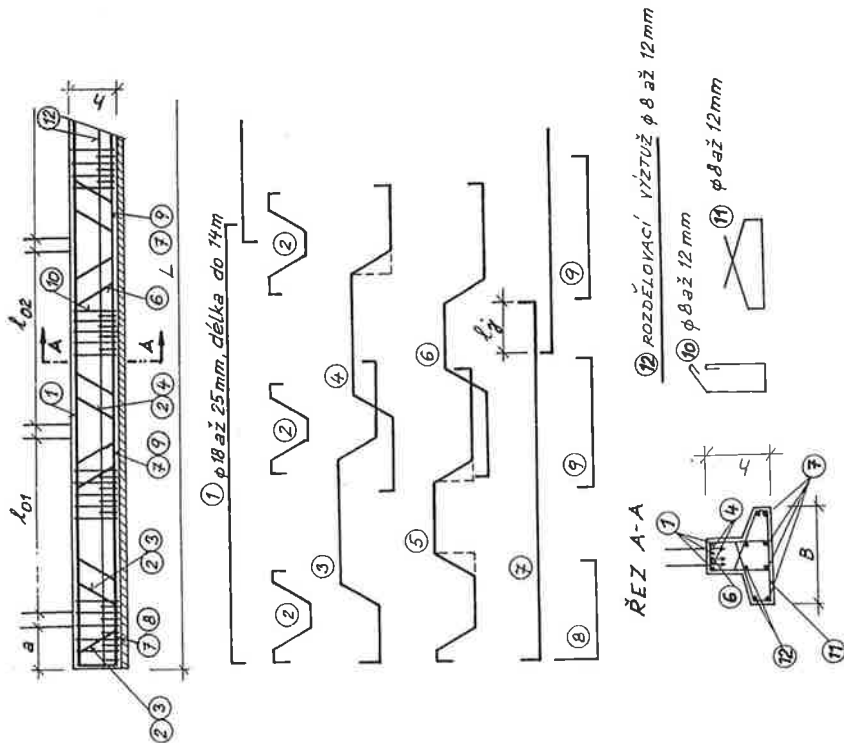
ník s pevnými podpory v místě sloupů, zatížený ze spoda spojitě působící reakcí podloží.

Podporové tlaky A_{1d} , A_{2d} ... spojitěho nosníku se však neshodují se sloupovými tlaky N_{1d} , N_{2d} ... přenášenými sbora jednotlivými sloupy.

Rozdíly $(A_{1d} - N_{1d})$, $(A_{2d} - N_{2d})$... působí jako zatížení na horní konstrukci, která musí být na tyto účinky dimenzována (obr. 6.16b).

Podélná výztuž základového pásu

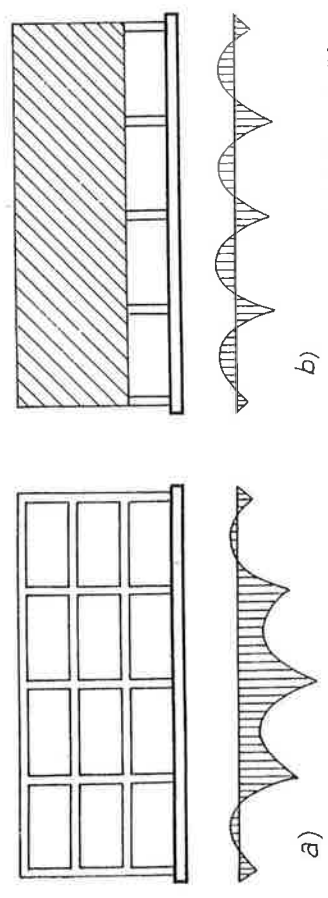
Podélné průřezy z příslušných ohybových momentů. Vzhledem k zjednodušujícím předpokladům uvažovaným při řešení konstrukce, je třeba navrhovat výztuž i u nenamáhaného povrchu a to cca 1/3 výztuže u protilehlého povrchu, min. však 0,2% až 0,3% průřezu pásu bez konzolovitě vyložené desky u každého povrchu. U průřezu tvaru T lze soustředit asi 70% dolní podélné výztuže do žebra, zbytek cca 30% se pak uloží do přílehlých konzol. Šířka žebra T průřezu se volí s ohledem na momenty pod sloupem, které vyzouví v žeburu tlak a dále musí vyhovovat konstrukčním ustanovením.



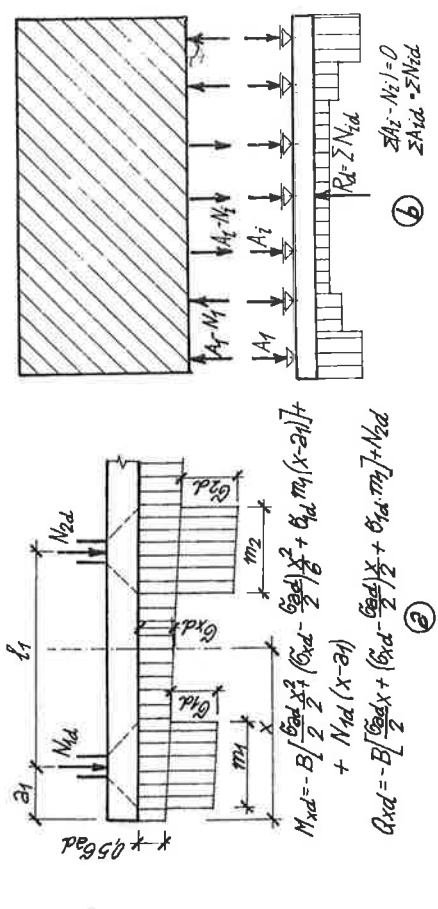
Obr. 6.17. Výztuž železobetonového základového pásu.

určit, idealizujeme-li podloží pružným podkladem, popřípadě lineárně pružným polo-
 prostorem; často postačí využít publikovaných tabelárních řešení - viz např. [24].
 Při určování ohybových momentů a posouvajících sil základového pásu je třeba
 opět přihlídnout k tuhosti nadzákladové konstrukce a podloží.

a) Je-li nadzákladová konstrukce měkká, pak nebrání samostatné deformaci základové-
 ho pásu (obr. 6.15a). Ohybové momenty a posouvající síly základového pásu můžeme
 určit jako na staticky určeném nosníku zatíženém ze spoda spojitě působící reak-
 cí podloží a shora osamělými břemeny jednotlivých sloupů. Velikost ohybového mo-
 mentu M_x (posouvající síly Q_x) v obecném průřezu se stanoví jednoduše jako
 algebraický součet statických momentů (sil kolmých k ose pásu) vyvozených výše
 uvedeným zatížením mezi začátkem pásu a uvažovaným průřezem (obr. 6.16a).



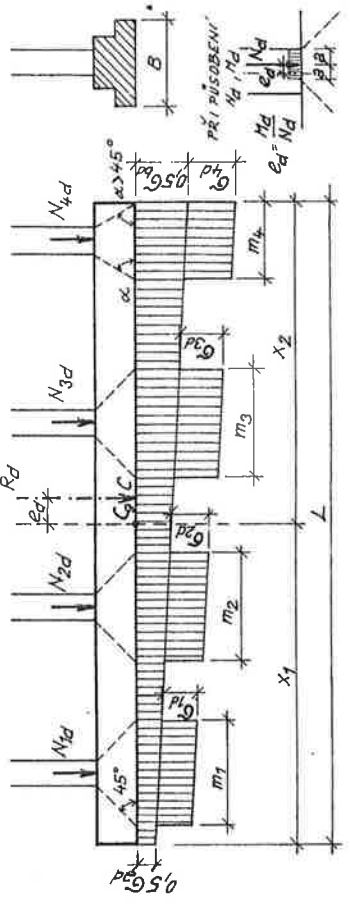
Obr. 6.15. Průběhy momentů základového pásu uloženého na stlačitelném podloží
 je-li a) nadzákladová konstrukce měkká
 b) nadzákladová konstrukce tuhá.



Obr. 6.16. Základový pás při nadzákladové konstrukci a) měkké ; b) tuhé.
 b) Je-li nadzákladová konstrukce tuhá, pak základová konstrukce musí spolupůsobit
 s konstrukcí nadzákladovou. Deformace základové konstrukce je svázána s deforma-
 cí konstrukce nadzákladové (obr. 6.15b). Základový pás se řeší jako spojitý nos-

kde $R_d = \sum N_{1d}$ je výslednice výpočtových zatížení přenášených jednotlivými
 sloupy;
 e_d vzdálenost výslednice R_d od těžiště základové spáry;
 A průřezová plocha základové spáry;
 I moment setrvačnosti základové spáry k těžiškové ose;
 x_1, x_2 vzdálenosti krajních bodů základové spáry od těžiště.

- Pásy ohebné na méně stlačitelném podloží.
 Napětí v základové spáře se rozděluje po délce pásu nestejněměrně v souladu s
 deformací pásu a koncentruje se pod sloupy. Takovoto nestejněměrné rozdělení
 napětí lze přibližně vystihnout následovně (obr. 6.14):



Obr. 6.14. Přibližné určení reakce podloží základového pásu za předpokladu
 koncentrace napětí v základové spáře pod sloupy.

α) na celou délku l pásu se roznáší polovina zatížení jednotlivých sloupů,
 příslušné napětí se rozděluje po délce pásu podle přímky;
 β) druhá polovina výpočtového zatížení každého sloupu se roznáší jen do blíz-
 kého okolí sloupu, jako by část pásu tvořila dostředně zatíženou patku při-
 slušného sloupu při úhlu roznášení 45°, ovšem jen tam, kde je takové rozná-
 šení možné oboustranně.

K vlastní tíze základového pásu a k dalšímu případnému zatížení spojitě působí-
 címu, které nevyvolují ohyb, se nepřihlíží.
 Napětí v krajních bodech základového pásu jsou tedy rovna polovinám napětí urče-
 ných ze vztahů (6.10). Přídavná napětí pod jednotlivými sloupy jsou:

$$\sigma'_{1d} = \frac{N_{1d}}{2 B_i m_i} \quad (6.11)$$

kde B_i je šířka pásu pod sloupem i ;
 m_i rozměsí šířka sloupu i (obr. 6.14); kdyby některé z břemen N_{1d}
 působilo mámo střed sloupu, bylo by třeba zmenšit šířku m_i myšlené
 rozměsí patky tak, aby výslednice přídavného obrazce napětí ležela
 na paprsku síly N_{1d} .

b) Je-li nadzákladová konstrukce tuhá, měli bychom přihlídnout při určování rozdě-
 lení napětí v základové spáře k tuhosti celé konstrukce, neboť může dojít ke kon-
 centracím napětí na začátku a na konci základového pásu. Rozdělení napětí lze

7. KONSTRUKCE INŽENÝRSKÝCH STAVĚJ

7.1. Opěrné zdi

Zachycují účinky zeminy nebo sypké látky za zdi. Používají se tyto základní typy betonových opěrných zdí:

- z prostého betonu gravitační, s případnou odlehčovací železobetonovou deskou (Chaudyho opěrné zdi),
- železobetonové: monolitické (úhelnicové, žebrové), montované,
- speciální, vytvořené pomocí štětovicových stěn (jako vylehčené kotvené zdi).

7.1.1. Opěrné zdi z prostého betonu

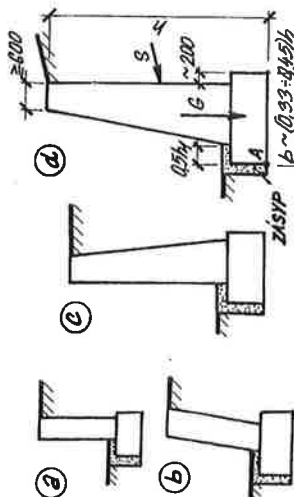
Tyto zdi odporují tlaku zeminy nebo sypké hmoty vlastní tíhou (obr. 7.1).

Na zeď působí tlak zeminy S a vlastní tíha G .

Řešením se zjišťuje:

- a) Spolehlivost důležitých vodorných spár zdi namáhaných obecně mimostředním tlakem; při obvyklém tvaru zdi stačí vyšetřovat pouze pavní spáru, tj. spáru mezi vlastní zdi a rozšířeným základem.
- b) Napětí základové půdy v základové spáře namáhané obecně mimostředním tlakem, a to podle zásad uvedených při výpočtu základových pátek. U opěrných zdí o výšce větší než 5 m má výslednice zůstat v jádru.

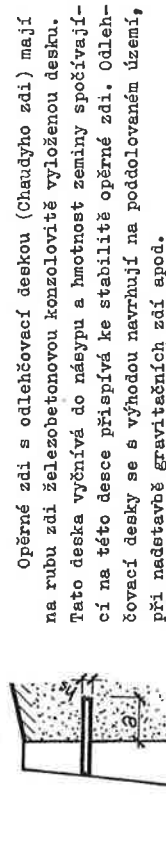
Obr. 7.1. Opěrné zdi z prostého betonu.



c) Mezní stav ztráty stability zdi převržením okolo počátku základové spáry (bod A na obr. 7.1d).

d) Mezní stav ztráty stability posunutím v základové spáře.

Opěrné zdi z prostého betonu jsou méně hospodárné. Mohutné rozměry zdi plynou totiž z požadavku, aby se ve zdi nevykytl tah buď vůbec nebo jen v malé míře a aby zeď měla náležitou stabilitu. Opěrné zdi z prostého betonu se dělí rozdělovacími spárami na úseky 10 až 15 m dlouhé.

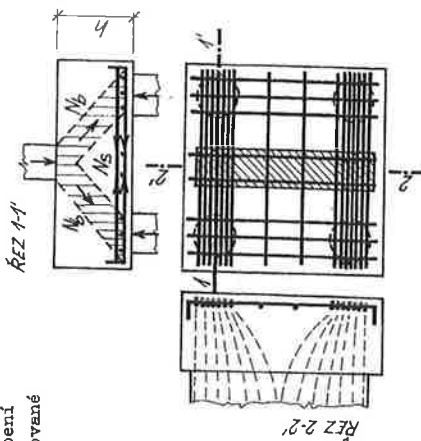


Obr. 7.2. Chaudyho opěrná zeď.

7.1.2. Opěrné zdi ze železobetonu

Navrhují se v takovém tvaru, aby se využilo tlhy zeminy spočívající nad vodovrchním základem opěrné zdi k zajištění stability proti převržení a posunutí. Přitom průřezové rozměry jednotlivých dílů vycházejí podstatně menší, neboť železobetonové

Uspořádání výztuže a statické působení patky zatížené širokým pilířem a podporované pilotami je znázorněno na obr. 6.31.



Obr. 6.31. Patka zatížená širokým pilířem, podporovaná čtyřmi pilotami.

6.7. Ostatní typy klubinných základů

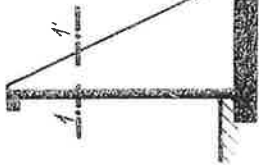
Šachtový pilíř je základ ve tvaru "piloty" velkého průměru, betonovaný do hloubené nebo vrtané šachty. Šachtové pilíře se používají pod značně zatížené základy průmyslových hal, mostní pilíře, věžové stavby apod.

Podzemní železobetonové stěny betonované do rýh pražených obvykle bentonitovým výplachem. Podzemní stěny mohou být nosné i těsnící. Nosné stěny lze vytvářet po částech jako stěny pilotové nebo jako stěny průběžné. Vzhledem k jednoduchoosti provádění jsou podzemní stěny velmi progresivní. Tloušťka stěn bývá 0,4 až 1,4 m, hloubka do 20 až 35 m.

Studna vytváří ochranný plášť, který při podhrabávání zeminy klesá vlastní tíhou. Pro nerušený průběh spouštění studny je důležité, aby nejhlubší místo jámy, ze které se zemina ve studni vybírá, bylo pokud možno stejně vzdáleno od všech bodů na obvodě břitu. Proto mívají studně ve vodorném řezu nejčastěji kruhový tvar někdy, zvláště při větších průměrech stěny, mají i přibližně čtvercový tvar se zaoblenými rohy. Při větších rozměrech stěny se obvodové stěny rozpínají dělicími příčkami; tak vznikne komorová skříň, složená z několika studní vzájemně spojených. Po dosažení únosné vrstvy se vnitřní prostor studny zabetonuje na výšku několika metrů (podle výšky 0,5 až 5 m), popř. i na celou výšku. Studna se spojí s plošným základem pomocí konstrukční výztuže.

Studně kruhového průřezu mívají průměr 1,5 až 9 m, obdélníkového průřezu 2 až 12 m, tloušťka stěn 0,30 až 0,60 m, hloubka bývá 4 až 10 m, bylo však dosaženo hloubek až 50 m.

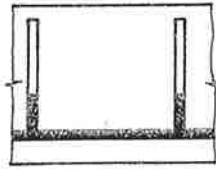
Řesnoucí základy se užívají při zakládání ve zvodnělých zeminách, hluboko pod hladinou podzemní vody nebo přímo ve vodních tocích (např. mostní pilíře), kde zakládání na studnách naráží na značné potíže (pracovní prostor se naplňuje vodou a vybírání materiálu ze dna studny lze těžko usměrňovat). Uzávěr-li se spodní část studny stropem a upraví se na něm komora pro vyrovnávání tlaku, lze ze spodní části přetlakem vzduchu vytlačit vodu. Tak je vlastní výbavení i keson. Stěny kesonu se posouvají na boční tlaky v různých pracovních stádiích, strop na vlastní tíhu a případně další zatížení.



dělovací. Úhelníkové opěrné zdi jsou účelné do výšky 5 m. Dlouhé zdi se dělí dilatačními spárami po 25 m.

Žebrové zdi

Při větších výškách než 5 m se stavějí zdi žebrové. Žebrová zeď se podobá zdi úhlové, avšak je od místa k místu ztužena mohutnými výztužnými žebry trojúhelníkového tvaru, která spojují na rubu hrací stěny se základovou deskou (obr. 7.6). Vzdálenost výztužovacích žeber rovná se asi 1/3 až 1/2 výšky zdi, nejvýše asi 4 m, tloušťka žeber bývá 0,25 až 0,5 m. Hradicí stěna se navrhuje konstantní tloušťky nebo s plynulým náběhem, nejmenší tloušťka stěny je 0,18 až 0,20 m.

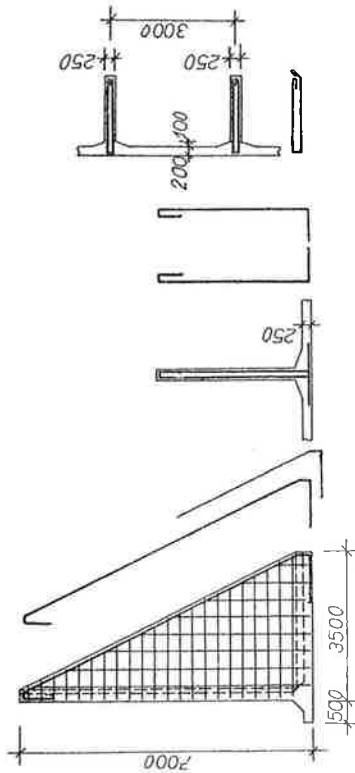


Obr. 7.6. Žebrová zeď.

Působení sil v základové spáře, jakož i výpočet napětí základové půdy a posouzení zdi na mezní stav ztráty stability polohy jsou stejné jako u úhlové zdi, liší se však statické působení jednotlivých částí zdi.

Hradicí stěna je namáhána tlakem zeminy na ohyb. Podle výšky a uspořádání žeber je buď nosná v obou směrech (do po- měru stran stěny cca 1,1,6), nebo je prutá mezi výztužnými žebry. Připojení desky k výztužným žebřům a základové desce se někdy zesiluje náběhy. Vodotěsná nosná výztuž je uspořá- dána jako ve spojitě desce. Ve svislém směru se navrhuje rovná výztuž. Pokud je deska prutá mezi žebry, je nutno při dolním konci stě- ny svislou výztuž při rubu zesílit, aby zachytila tahové napětí, která tam vznikají vetknutím hrací stěny do základové desky.

Výztužná žebro tvaru pravouhlého trojúhelníka se vyztužuje hlavní výztuží kla- denou podél přerovny. Tato hlavní výztuž musí zachytit tahovou sílu, která vzájemně spíná hrací stěnu a základovou desku. Hlavní výztuž je doplněna soustavou vodorov- ných a svislých třmenů, které zajišťují, aby se hrací stěna, resp. základová des- ka od žebra neodtrhly (obr. 7.7).



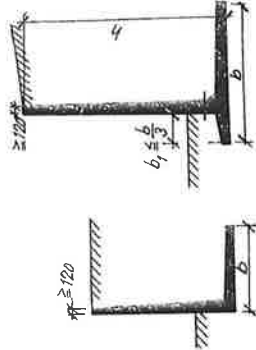
Obr. 7.7. Výztuž žebra zdi.

Základová deska je vytvořena jako vodorovná spojitá deska podpořená svislými žebry. V místě připojení k žebřům se deska někdy zesiluje náběhy. Přední okraj zá- kladové desky zpravidla přečnívá před líc hrací stěny. Deska je namáhána na ohyb

konstrukce odporují bezpečně účinku ohybu. Železobetonové zdi mají menší vlastní tíhu než zdi z prostého betonu, což umožňuje jejich použití i na méně únosných zá- kladových půdách.

Úhelníkové stěny

Úhelníkovou stěnu tvoří svislá hrací stěna větknutá do vodorovné základové desky, základová deska zabíhá pod zadržovanou zeminu. U stěn vysokých přes 3 m je výhodné uspořádat základovou desku tak, že přečnívá přes líc hrací stěny, a to nejvýše 1/3 celkové výšky základu (obr. 7.3).



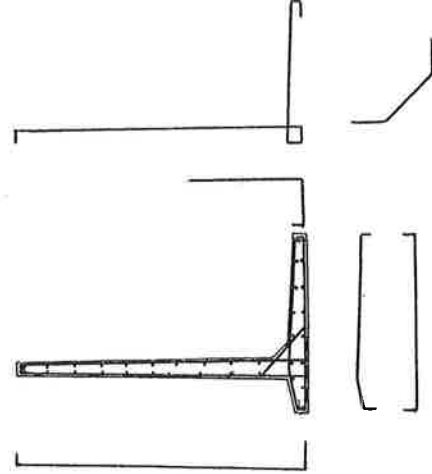
Obr. 7.3. Průřezy úhelníkových stěn.

Na úhelníkovou opěrnou zeď půso- bí tlak zeminy S , tíha zeminy nad bí tlak zeminy G_1 a vlastní tíha základové desky G_2 . Výslednice R těchto sil namáhá základovou spáru mimostředním tlakem (obr. 7.4). Napětí v základové spáře a stabilita zdi se přezkouší obdobně jako u masivních zdí.

Svislá hrací stěna je namáhána zemním tlakem na ohyb a počítá se jako konzo- la vetknutá do základové desky. Ohybem se vyvozuje ve stěně tah při rubové ploše.

Při nízké zdi, asi do 2 m, je hrací stěna po výšce stejné tlustá. Je-li stěna vyšší, zesil- luje se směrem dolů. Tahová vý- ztuž hrací stěny se ukládá do rubu stěny. Kolmo ke svislým vlož- kám se kladou vodorovné rozdělo- vací pruhy. Při tlačném líc zdi se ukládá ve svislém i vodo- rovném směru výztuž z tenkých prutů ve vzdálenosti cca 300 mm (obr. 7.5).

Základová deska je namáhá- na rovněž na ohyb, a to shora tíhou zeminy spočívající na des- ce a ze spodní reakci podloží. Nosná výztuž se klade průběžně k hornímu i dolnímu povrchu, kol- mo na ní se ukládá výztuž roz-



Obr. 7.5. Výztuž úhelníkové stěny.

shora tíhou zeminy a zdola reakcí podloží. Výsledné svislé zatížení působí směrem dolů. V souladu s tím probíhá výztuž základové desky rovnoběžně s délkou zdi.

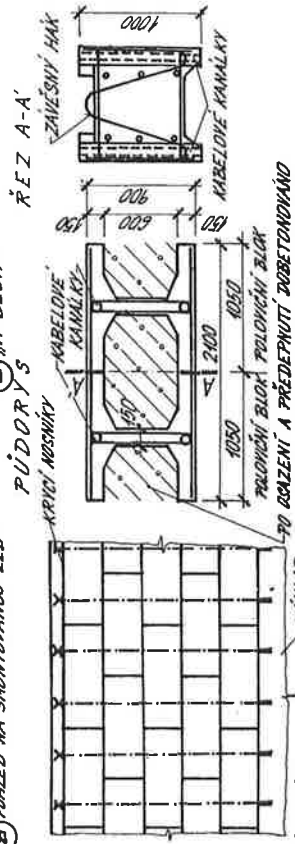
Montované stěny

Opěrné zdi lze sestavit i z dílců. Prvky zdi musejí postupně přemáčet svislé a vodorovné účinky až do základu. Např. úhelníkovou opěrnou zeď lze sestavit pomocí stěnových dílců a dílců základu (obr. 7.8); stěnové dílce v horní úrovni se spojí podélným nosníkem (dodatečně vybetonovaným, nebo i prefabrikovaným). Opěrnou zeď lze montovat i např. z "H" dílců (obr. 7.9). V dílcích jsou svislé otvory, jimiž se protáhne předpínací výztuž, která je kotvena do kapes základu a zakotví se v krycím nosníku. Při větších výškách opěrné zdi lze provést ještě přikotvení zdi šikmými táhly do zeminy. Mezery mezi stěnami "H" dílců se mohou vyplnit zeminou nebo hubeným betonem.

Obr. 7.8.

Montovaná úhelníková zeď.

8. PŮHLAD NA SMONTOVANOU ZEĎ



7.2. Zásobníky

7.2.1. Rozdělení

Zásobníky slouží pro uskladňování sypkých a kusových látek. Dělí se na nízké zásobníky - bunkry a vysoké zásobníky - sila. Bunkry většinou slouží pro krátkodobé uskladnění kusového materiálu (šetrk, uhlí, ruda apod.), sila slouží většinou pro uskladnění sypkých látek (obilí, cement, výrobky potravinářského průmyslu apod.).

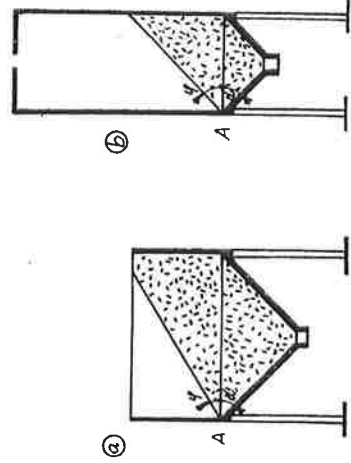
Při dělení zásobníků na bunkry a sila se užívá několika hledisek:

a) bunkr musí splňovat podmínku

$$h \leq 1,5 \sqrt{A}$$

kde h je výška stěny komory, A půdorysná plocha zásobníku;

b) v bunkru neprotíná rovina vedená pod úhlem přirozeného sklonu skladované látky z paty svislé stěny protilehlou stěnu komory (obr. 7.10).



Obr. 7.10. Zásobníky: a) bunkr, b) silo.

bunkrů se neuvažuje tření náplně o stěny komory a mávrn komory bude tedy bezpečnější.

Zásobníky mohou být jednokomorové a vícekomorové sařazené do jedné nebo více řad;