

1 BETONOVÉ KONSTRUKCE

1.1 ÚVOD

Beton je stavební materiál vyrobený z kameniva, cementu a vody. Vykazuje obdobné vlastnosti jako některé přírodní kameny, tj. vzdoruje dobře tlaku, je však křehký, není tudíž schopný větších deformací a má malou pevnost v tahu a ve smyku.

Pro konstrukce z betonu lze použít:

- o b y š e j n é h o b e t o n u (z hutného kameniva) o objemové hmotnosti větší než 2000 kg/m^3 , obvykle do 2500 kg/m^3 , kterého se používá ke konstrukcím všeho druhu,
- l e h k é h o k o n s t r u k č n í h o b e t o n u (z pórovitého kameniva jako keramzit, expandit, zpeněná vysokopecní struska) o objemové hmotnosti 1100 až 2000 kg/m^3 . Používá se u nás ve srovnání se zahraničím velmi málo. Lze jej výhodně aplikovat na konstrukce bytových, občanských, ale i mostních staveb,
- t ě ž k é h o b e t o n u (z hutného těžkého kameniva jako čedič, žula aj.) o objemové hmotnosti větší než 2500 kg/m^3 , kterého se používá zcela výjimečně, jen pro zvláštní stavby (např. na ochranné pláště reaktorů).

Podle mezerovitosti (hutnosti) dělíme betony na:

- h u t n ý b e t o n , u něhož je mezerovitost (objem pórů) menší než 10%,
- m e z e r o v i t ý b e t o n , v němž jsou při zhutnění záměrně ponechány vzduchové mezery mezi zrny kameniva,
- p ó r o v i t ý b e t o n , který se vyrábí z jemnozrnné vápenné, cementové nebo vápenocementové malty, vylehčený plynotvornou nebo pěnотvornou látkou, popř. odpařením přebytečné záměšové vody.

Podle způsobu, jakým jsou konstrukce vyztuženy, rozeznáváme:

- p r o s t ý b e t o n - je to beton nevyztužený anebo vyztužený pouze pomocnou výztuží, o níž se předpokládá, že se nepodílí na přenášení vnitřních sil. Vzhledem k tomu, že vykazuje malou pevnost v tahu, která činí pouze $1/6$ až $1/15$ pevnosti v tlaku, je předurčen pro konstrukce namáhané dostředným tlakem nebo mimostředným tlakem s malou výstředností. Patří sem především masivní stavby jako gravitační hráze, opěrné zdi, pilíře, klenby, základové pásy pod zdi, základové patky pod sloupy apod.,
- ž e l e z o v ý b e t o n (železobeton) - tímto betonem se rozumí beton nepředpjatý vyztužený ocelovými vložkami (výjimečně tuhými válcovanými ocelovými nosníky), o nichž se předpokládá, že se podílejí na přenášení vnitřních sil (ať tlakových či tahových) v prvku nebo v konstrukci. Jelikož železový beton je schopen přenášet i tahové vnitřní síly hodí se pro konstrukce namáhané nejen tlakem, ale také na ohyb a na mimostředný tlak nebo tah s velkou výstředností. Pro tyto příznivé okolnosti lze železový beton využít univerzálně téměř pro všechny druhy konstrukcí,
- p ř e d p j a t ý b e t o n - je beton, do nějž je záměrně a nezávisle na zatížení vneseno předpětí předpínací výztuží, čímž se vyloučí v konstrukci úplně nebo částečně tahové vnitřní síly a dochází k lepšímu využití betonu, k zmenšení průřezových rozměrů a tím k snížení vlastní hmotnosti předpjatých prvků. Předpjatý beton se používá především na nosné konstrukce namáhané na ohyb nebo na tah - např. stavební dílce stropních a střešních konstrukcí (desky, trámy, průvlaky, vazníky), válcové nádrže, tlaková potrubí.

Podle toho, jakým způsobem se betonová konstrukce zhotovuje, rozlišujeme:

- k o n s t r u k c i m o n o l i t i e k o u , jejíž jednotlivé části se betonuují přímo na místě svého statického působení v konstrukci a tvoří s ostatními částmi konstrukce jednotlý celek. Výztuž i čerstvá betonová směs se ukládají do předem zhotoveného bednění, které se po zatvrdnutí směsi odstraní,
- k o n s t r u k c i m o n t o v a n o u , jejíž jednotlivé části (betonové dílce) jsou vyráběny odděleně a mimo místo svého statického působení v konstrukci, kam se osazují již hotové a dostatečně zatvrdlé. Betonové dílce se dnes vyrábějí převážně v centrálních výrobnách, panelárnách, a na jednotlivé stavby se dovážejí. Výjimečně se zhotovují ambulantně na stavbě jako stavební dílce (většinou jako atypické doplňky).

1.2 MATERIÁLOVÉ SLOŽKY BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

1.2.1 B e t o n

1.2.1.1 Podstata betonu a jeho struktura

Zatvrdlý beton je umělý slepenec, skládající se ze zrn kameniva drobného (s velikostí zrn do 4 mm) a hrubého (s velikostí zrn do 125 mm), spojených vzájemně cementovým tmelem, který vzniká hydratací cementu (hydraulického práškovitého pojiva). Hydratace cementu je velmi složitý chemický proces, jehož počáteční produkt má vlastnosti gelu. Z přesyceného roztoku zplodin se tvoří krystaly jehlicovitého slohu, které se postupně prodlužují, vzájemně proplétají a přirůstají k zrnům kameniva a ke zbytkům nehydratovaných cementových částic, které tvoří neaktivovanou část cementového tmele.

Beton je látka značně nestejnorodá, což nutně vyplývá z různorodých vlastností jeho jednotlivých složek (kamenivo, cement, voda).

Fyzikálním rozбором zatvrdlého betonu lze zjistit, že se skládá ze skupenství pevného (kamenivo a pevná část cementového tmele), kapalného (voda vázaná k povrchu krystalů a voda volná, kapilární, vyplňující mikropóry v hydratovaném cementu - je to ona část záměsové vody, která se nepotřebovala při hydrataci a neodpařila se) a plynného (vzduch a jiné plynné částice).

1.2.1.2 Vlastnosti betonu s hutného kameniva

Beton, jako každý konstrukční materiál, se vyznačuje řadou specifických vlastností, které jej charakterizují. Nejdůležitějšími vlastnostmi z hlediska využití betonu ve stavební praxi je jeho pevnost, přetvárnost, objemové změny, případně trvanlivost a vodotěsnost.

1.2.1.2.1 Pevnost betonu

Pevností rozumíme mezní napětí, při kterém dojde k porušení materiálu.

Beton je materiál nehomogenní s přibližně desetkrát menší pevností v prostém tahu než v prostém tlaku. Vzhledem k jeho struktuře může dojít k vyčerpání jeho pevnosti vlivem vnějšího zatížení buď porušením zrn kameniva anebo porušením cementového tmele.

1.2.1.2.1.1 Vliv cementu na pevnost betonu ¹⁾

Pevnost betonu závisí citelně na jakosti a na množství cementu. Čím je vaznost cementu (závislá na jemnosti mletí cementu, na teplotě a vlhkosti prostředí, v němž tvrdnutí cementové kaše probíhá) vyšší a čím se použije cementů vyšších jakostních tříd, tím také získáme betony vyšších pevností.

Rostoucím množstvím cementu stoupá také pevnost betonu, pokud přidávaný cement přispívá k dokonalému obalení zrn kameniva, čehož lze dosáhnout s množstvím do 500 kg cementu na 1 m³ hotového betonu. Z důvodů zajištění trvanlivosti betonu, soudržnosti betonu s ocelí a ochrany výztuže proti korozi, nemá klesnout hmotnostní koncentrace cementu u prostého betonu pod 200 kg/m³ a u železového betonu pod 240 kg/m³ hotového betonu. Zvyšování dávky cementu nad 500 kg/m³ nemá již podstatný vliv na pevnost betonu. Nutno si však uvědomit, že jakost a množství cementu ač jsou důležitými činiteli, nejsou činiteli rozhodujícími při určování požadované pevnosti betonu.

¹⁾ Do konstrukčních betonů se nejčastěji používají:
- portlandské cementy (PC) třídy 325, 400, 475, vznikající semletím portlandského slínku se sádrovcem (regulátor tuhnutí),
- směsné cementy, vznikající semletím portlandského slínku s hydraulickou příměsí (nejčastěji vysokopeční struska) a sádrovcem. Ze směsných cementů jsou nejpoužívanější struskoportlandský (SPC) třídy 250, 325, 400 (s obsahem až 40% vysokopeční strusky) a vysokopeční (VPC) třídy 200, 250 (s obsahem 40 až 80% vysokopeční strusky).

1.2.1.2.1.2 Vliv kameniva na pevnost betonu

Pevnost kameniva použitého do betonové směsi je vždy větší než je požadovaná krychelná pevnost hotového, zatvrdlého betonu. Vlastní pevnost kameniva není tudíž pro pevnost betonu rozhodující.

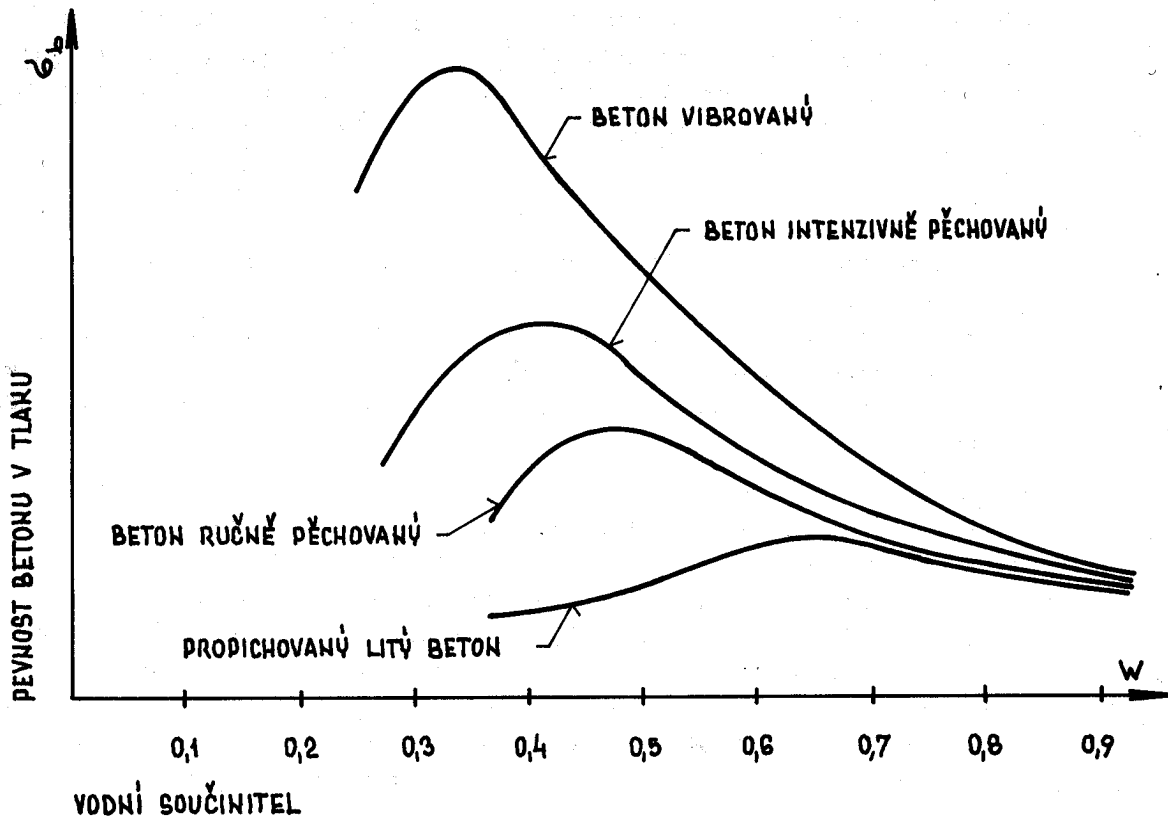
Granulometrické složení kameniva významně ovlivňuje pevnost betonu, neboť na zrnitosti ²⁾ a množství vody (v souvislosti s dokonalým zhutněním) závisí vnitřní tření betonové směsi. Kamenivo s plynulou zrnitostí (zastoupena zrna všech velikostí od nejjemnější moučky až po nejhrubší zrna) se vyznačuje malým vnitřním třením a poskytuje tudíž dobře zpracovatelné betonové směsi bez použití velkého množství vody. Použije-li se strojních prostředků na zhutnění betonu (vibrátorů ponorných nebo přílezných), pak tolik na zrnitosti kameniva nezáleží neboť vibrací se podstatně sníží vnitřní tření a je možno s výhodou použít i kameniva s přetržitou zrnitostí (chybějí zrna určitých velikostí, frakce na sebe přímo nenavazují), což má tu přednost, že vyžaduje menší množství cementu (menší povrch zrn kameniva).

Granulometrické složení kameniva je též důležité z hlediska použití maximální velikosti zrna s ohledem na průřezové rozměry konstrukce, hustotu výztuže, mezery mezi vložkami a bedněním apod. Doporučená horní mez frakce je u prostého betonu 63 mm (u betonu prokládaného kamenem maximálně 1/3 nejmenšího rozměru konstrukce, nejvýše však 400 mm) a u železového betonu 16 mm u konstrukcí běžných rozměrů a 32 mm u konstrukcí větších rozměrů. Kromě toho je vázána horní mez frakce kameniva také na nejmenším rozměru konstrukčního prvku (např. 1/3 minimálního rozměru konstrukce při plošných a tenkostěnných konstrukčních prvcích, 1/4 minimálního rozměru při konstrukcích přibližně čtvercového nebo kruhového příčného průřezu).

1.2.1.2.1.3 Závislost pevnosti betonu na vodním součiniteli

Pevnost betonu výrazně závisí na množství použité vody, na vodním součiniteli, udávající váhový poměr vody k cementu ($w=v/c$). K řádnému průběhu procesu hydratace stačí vodní součinitel 0,23 až 0,25. Aby však bylo možno betonovou směs dokonale zpracovat nutno zvýšit vodní součinitel na 0,3 až 1,0 podle způsobu zhutňování, který se volí obvykle podle konzistence (hustoty) betonové směsi. Podle stupně zpracovatelnosti betonové směsi, tj. schopnosti betonové směsi vyplnit formu při daném způsobu zhutnění, se rozlišují směsi velmi tuhé, tuhé, zavhlé, málo měkké, měkké, velmi měkké a tekuté.

Laboratorní zkoušky ukazují, že největších pevností se docílí při co nejmenším vodním součiniteli, při němž ovšem je možno betonovou směs ještě dokonale zpracovat, tj. při $w = 0,3$ až $0,5$. Použije-li se nižší vodní součinitel ($w < 0,3$) pevnost betonu rychle klesá, neboť směs nelze řádně zpracovat a část cementu nepříjde vůbec do styku s vodou. Při vyšším vodním součiniteli ($w > 0,5$) dochází časem k odpaření přebytečné vody a tím vzniknou drobné póry v zatvrdlém cementovém tmelu, které vedou ke snížení pevnosti.



Obr. 1.1 Závislost pevnosti betonu v tlaku na vodním součiniteli při různých způsobech zhutňování betonové směsi

1.2.1.2.1.4 Závislost pevnosti betonu na jeho celkovém složení, Hutnost betonu

Tuto závislost je možno jen velmi obtížně vystihnout. Mnoho odborníků v oblasti technologie betonu (Féret, Bolomey, Graf a jiní) se pokoušelo sestavit pevnostní rovnice, získané převážně experimentálně, které by nám poskytovaly hodnoty aspoň informativní. Nejznámější jsou vztahy odvozené francouzským inženýrem Féretem ze začátku 20. století, podle nichž lze vyjádřit např. pevnost betonu v tlaku následovně

$$R_{be} = K \sigma^2 = K \left(\frac{c}{c+v+p} \right)^2, \quad (1)$$

kde K je konstanta závislá na druhu cementu, jeho vaznosti, druhu kameniva, na konzistenci směsi, stáří betonu aj.

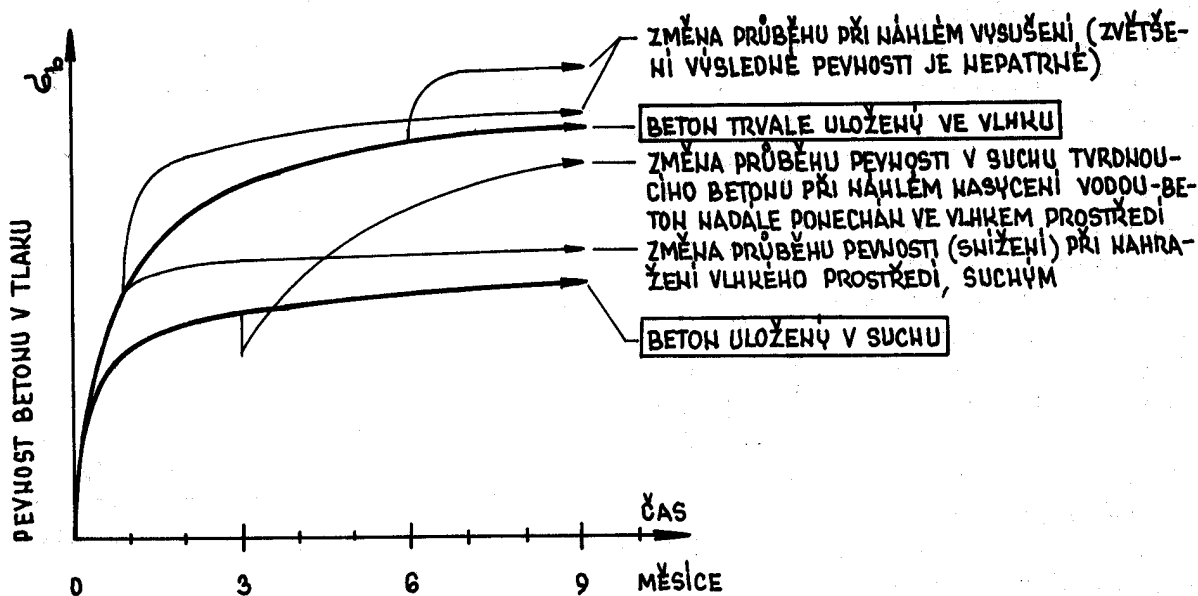
$\sigma = c/(c+v+p)$ udává objemový poměr cementu a cementu, vody a pórů, v jednotkovém objemu betonu, tj. $k+c+v+p=1$, přičemž k, c, v, p jsou objemy zaujímané kamenivem, cementem, vodou, póry vyplněné vzduchem, popř. plynem.

Z uvedeného vztahu vyplývá, že pevnost betonu bude tím větší, čím větší bude obsah cementu (c), a čím menší bude objem mezi zrny kameniva ve zhuštěném betonu ($c+v+p$). Z toho plyne, že nejpevnější betony obdržíme redukuje-li na nejvyšší možnou míru objem pórů (objem vody kapilární i absorbované je při daném druhu cementu a kameniva stálý), tj. čím větší část objemu mezer mezi zrny kameniva je vyplněna zatvrdlým cementem. Toho lze docílit jednak dokonalým zhuštěním čerstvé betonové směsi tak, aby objem vzduchu byl minimální (čerstvý beton, který ihned po zhuštění teoreticky neobsahuje žádné bubliny, se nazývá betonem plným), jednak co nejvíce redukovat přebytečnou vodu, která slouží pouze pro zpracování betonové směsi.

1.2.1.2.1.5 Vliv vlhkosti prostředí a teploty na pevnost betonu

Aby řádně probíhal hydratační proces, musí betonová směs tuhnout a tvrdnout v prostředí s určitou teplotou a vlhkostí. Je důležité, aby tvrdnoucí beton měl dostatek vody, dále jej musíme chránit před náhlým vysoušením (slunce, vítr) a po ukončení procesu tuhnutí dostatečně kropit. Chránit jej však musíme při tvrdnutí i před prudkým deštěm, aby se cement nevyplavil s povrchu konstrukce. Závislost pevnosti betonu na vlhkosti prostředí a na čase, je schematicky znázorněna na obrázku 1.4.

Důležitý je vliv teploty, při níž beton tuhne a tvrdne. Nepříznivě působí na průběh hydratace nízké teploty. Cement hydratuje normálně při teplotách vyšších než $+5^{\circ}\text{C}$. Při nižších teplotách se hydratace zpomaluje a při teplotách pod bodem mrazu se vůbec zastaví. Velmi nebezpečné je, zmrzne-li betonová směs během procesu tuhnutí (do 12 až 24 hodin podle druhu použitého cementu). Tím se nejen přerušuje hydratace, ale vznikuvší led naruší soudržnost hydratací již dosaženou, což má za následek, že po oblevě se beton rozpadne a nutno ho odstranit a takto narušenou konstrukci pracně znovu zabetonovat. Pokud k zmrazení dojde až během tvrdnutí betonu, pak následky již nejsou tak katastrofální neboť dosažená soudržnost betonu je již dostatečná a rozpínání ledu beton nepoškodí. Po oteplení se hydratační proces obnoví a tvrdnutí betonu pokračuje, jeho konečná pevnost však bývá nižší než u betonu, u něhož tvrdnutí proběhlo nerušeně za normálních podmínek, tj. za teplot nad $+5^{\circ}\text{C}$. Pokles pevnosti vlivem mrazu je tím větší, čím dříve během tvrdnutí beton zmrzl. Závisí také na rozměrech konstrukcí - tenkostěnné konstrukce jsou choulostivější než masivní. Odolnost konstrukcí vůči mrazu během jejich tvrdnutí závisí rovněž na použitém druhu cementu. Betony vyrobené z běžných cementů s malým hydratačním teplem, jsou choulostivější než be-



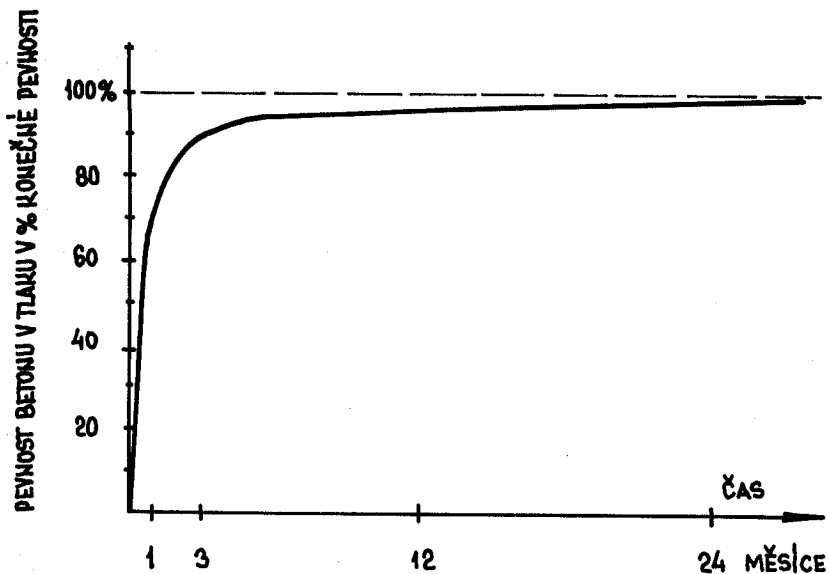
Obr. 1.4 Závislost pevnosti betonu v tlaku na vlhkosti prostředí a na čase

tony vyrobené z cementů, které uvolňují značné hydratační teplo při tvrdnutí (např. hlinitanové).

Vystavíme-li betonovou směs po určitou dobu účinku nasycené horké páry (70 až 80° C), pod tlakem (do 0,05 MPa), dochází k podstatnému urychlení procesu tvrdnutí. Takto ošetřený beton vykazuje již za 10 hodin až několik dní (záleží na teplotě při propařování) zhruba stejné pevnosti jako beton, který tvrdne v normálním prostředí za 28 dní. Autoklávováním betonu, při němž je beton vystaven teplotám 120 až 190° C a tlaku několik atmosfér, lze ještě více urychlit tvrdnutí betonu a dosáhnout ještě vyšších pevností, řádově až 100 MPa.

1.2.1.2.1.6 Růst pevnosti betonu s časem (vliv stáří)

Postupující hydratací roste pevnost betonu. Zpočátku probíhá vzrůst pevnosti rychleji, později se zpomaluje a po několika letech ustane (po 10 až 20 letech) a pevnost se ustálí na konečné hodnotě. Pokud probíhá proces tvrdnutí za normálních podmínek docílí se asi 70% konečné nejvyšší pevnosti již po 28 dnech, použije-li se cementu portlandského, železoportlandského nebo vysokopepného, po 7 dnech při cementu s vysokou počáteční pevností, a po 3 dnech při cementu hlinitanovém. Po několika měsících se dosahuje asi 90% konečné pevnosti



Obr. 1.5 Závislost pevnosti betonu (vyjádřené v % konečné pevnosti) na čase

(obr. 1.5). Růst pevnosti lze značně urychlit zvýšením teploty a vlhkosti prostředí (viz odst. 1.2.1.2.1.5).

1.2.1.2.1.7 Vliv způsobu zatěžování na pevnost betonu

U jednorázové zkoušky, při rychlém zatěžování a krátkém trvání zatížení, závisí dosažená pevnost na rychlosti průběhu zkoušky. Je prokázáno, že čím se zkušební těleso rychleji zatěžuje, tím se dosáhne větší pevnosti jednorázové. Působí-li zatížení neproměnně a dlouhodobě, pak klesá pevnost betonu, kterou nazýváme pevností betonu při trvalém (dlouhodobém) zatížení ($R_{bc, lnt}$), asi na 80 až 90% pevnosti jednorázové (R_{bc}).

Ještě větší zmenšení pevnosti lze zjistit při opakovaném namáhání betonu, vyvozeném zatížením kolísajícím periodicky v určitých mezích. Čím je opakované dosahované napětí menší, tím většího počtu zatěžovacích cyklů je zapotřebí pro porušení zkušebního tělesa. Klesne-li toto napětí pod určitou hodnotu nenastane porušení ani při sebečastějším opakování zatížení. Tuto velikost napětí nazýváme pevností v opakovaném zatížení (namáhání) nebo mezí únavy. Za tuto mez se pokládá napětí, které zkušební těleso bezpečně snese při $2 \cdot 10^6$ zatěžovacích cyklech a je různá podle povahy opakovaného zatížení.

Dynamickými zkouškami bylo prokázáno, že pevnost v opakovaném namáhání $R_{bc, rpt, or}$ při pomíjivém zatížení (odtížení do nuly) se přibližně rovná $0,6R_{bc}$, tj. 60% pevnosti statické (jednorázové hranolové)

1.2.1.2.1.8 Zkoušení pevnosti betonu

Zkoušky pevnosti betonu, popř. dalších kontrolovaných vlastností betonu (např. modul pružnosti, objemová hmotnost, vodotěsnost, mrazuvzdornost) se provádějí:

a) na zkušebních tělesech zhotovených a uložených v klimatizovaném vlhkém prostředí (podle příslušných zkušebních norem) obvykle ve stáří 28 dní (většinou destruktivní zkoušky),

b) na zkušebních tělesech výjmutých z hotové betonové konstrukce (většinou destruktivní zkoušky),

c) na betonu hotové konstrukce (nedestruktivní zkoušky).

Zkoušíme-li pevnost betonu destruktivní metodou, pak v závislosti na způsobu

namáhání, případně tvaru zkušebního tělesa, rozeznáváme:

- 1) pevnost krychelnou ($R_{c,cu}$)
- 2) pevnost válcovou ($R_{c,cy}$)
- 3) pevnost hranolovou (prizmatickou) neboli v tlaku prostém ($R_{c,pr}$)
- 4) pevnost v tahu prostém (R_t)
- 5) pevnost v příčném tahu ($R_{t,tr}$)
- 6) pevnost v tahu za ohybu ($R_{t,of}$).

Zkušební těleso se může porušit vlivem vnějšího zatížení buď přetržením nebo usmyknutím. Podrobněji se touto problematikou zabývá nauka o pružnosti a pevnosti (teorie porušení).

1) Krychelná pevnost ($R_{c,cu}$) je pevnost v tlaku zkušebních krychlí o hraně 150 mm (podle potřeby a s ohledem na velikost největšího zrna kameniva také o hraně 100, 200 nebo 300 mm). Vzhledem k tomu, že při zkoušce se uplatňuje příznivý vliv tření v tlačné ploše lisu (obr. 1.7), vykazují výsledky vyšší hodnoty než pevnosti zjišťované v konstrukci namáhané prostým tlakem. Krychle se poruší podél smykových plech usmyknutím.

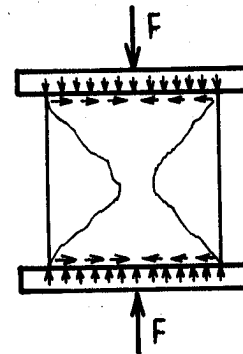
Krychelná pevnost je základní pevností, podle níž se odvozují, případně srovnávají, obvykle ostatní druhy pevnosti a provádí se klasifikace betonů.

Krychelná pevnost v MPa se vypočte ze vztahu

$$R_{c,cu} = \frac{F}{A},$$

kde F je největší síla dosažená při porušení zkušebního tělesa v N,

A tlačná plocha zkušebního tělesa v mm^2 .



Obr. 1.7 Porušení zkušební krychle

2) Válcová pevnost ($R_{c,oy}$) je pevnost zkušebních válců o průměru základny 150 mm a výšky 300 mm (podle potřeby a s ohledem na velikost největšího zrna kameniva, lze pro zkoušku použít i válců průměru 100 nebo 200 mm, výšky rovnající se dvojnásobku průměru).

Válcová pevnost v MPa je dána vztahem

$$R_{c,oy} = \frac{F}{A},$$

kde F a A mají stejný význam jako u krychelné pevnosti.

3) Pevnost hranolová neboli v tlaku prostém ($R_{c,pr}$) se zjišťuje na zkušebních tělesech tvaru hranolu (v zahraničí se místo hranolu používá často válece). Základní hranol má rozměr 150/150/600 mm (výjimečně 100/100/400 nebo 200/200/800 mm) - poměr základny k výšce je 1:4 (připouští se i poměr 1:3) - obr. 1.8.

Pevnost hranolová, nazývaná též prizmatická, je menší než pevnost krychelná

$$R_{c,pr} = (0,70 \div 0,85)R_{c,cu}$$

a vyskytuje se v prvcích namáhaných dostředným tlakem, jako jsou sloupy, pilíře a zdi.

Hranolová pevnost se zjišťuje obdobným způsobem jako krychelná, popř. válcová pevnost.

4) Pevnost v tahu prostém (R_t) závisí na pevnosti zatvrdlého cementového tmele a jeho soudržnosti se zrnky kameniva. Na pevnosti betonu v tahu do značné míry závisí trvanlivost betonu a ochrana výztuže před korozi v železobetonových konstrukcích. Zkušební těleso má tvar válce (průměr 100 mm, délka minimálně dvojnásobek průměru) nebo hranolu (průřez 100/100 mm, délka aspoň dvojnásobek základního příčného rozměru), přilepuje se obvykle epoxidovou pryskyřicí k upínacím přípravkům zkušebního zařízení a namáhá se dostředně působící tahovou silou až do porušení (přetržení) - obr. 1.9.

Pevnost v tahu prostém v porovnání se základní krychelnou pevností je velmi malá a vypočte se ze vztahu

$$R_t = \frac{F}{A},$$

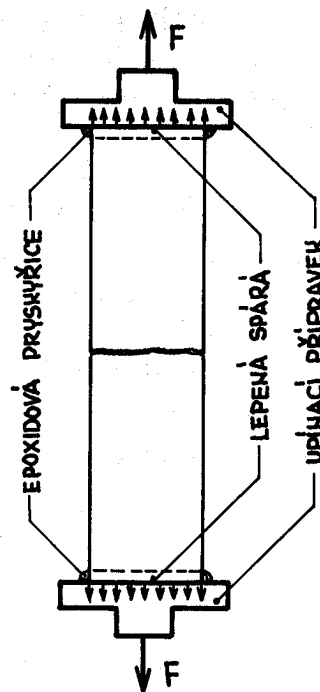
kde F je největší síla dosažená při porušení zkušebního tělesa v N,

A průřezová plocha zkušebního tělesa v mm^2 .

$$R_t = (0,10 \div 0,05)R_{c,cu}$$



Obr. 1.8 Porušení zkušebního hranolu

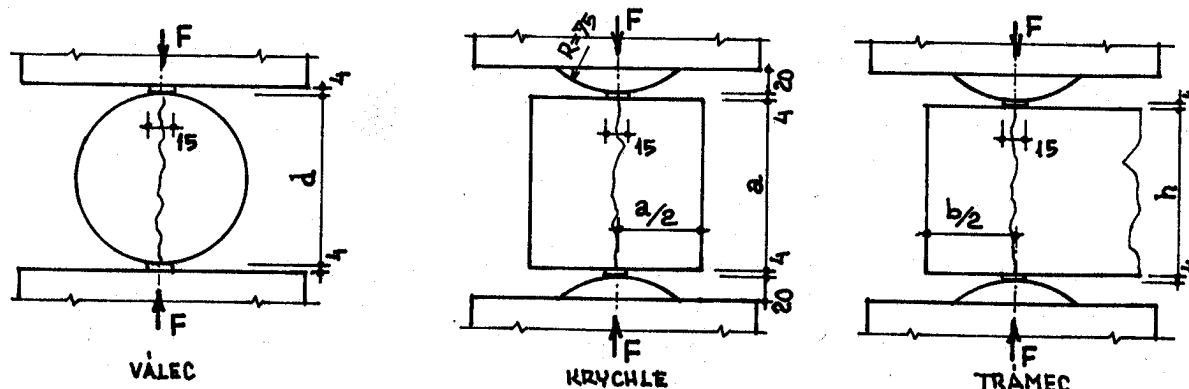


Obr. 1.9 Zkouška v tahu prostém

5) Pevnost v příčném tahu ($R_{t,tr}$). Zkouška v příčném tahu se provádí na krychlích o délce hrany 150 mm (popř. o hraně 100, 200 nebo 300 mm), na válcích o průměru 150 mm a délky 300 mm (popř. o průměru 100 a 200 mm a s délkou dvojnásobnou průměru) nebo na trámcích, popř. zlomcích trámců po zkoušce chybem (obr. 1.10)

$$R_{t,tr} = \frac{2}{\pi} \frac{F}{a^2} \quad (\text{krychle, trámec}) \quad R_{t,tr} = \frac{2}{\pi} \frac{F}{dh} \quad (\text{válec}),$$

kde F je největší síla dosažená při porušení v N ,
 a hrana zkušební krychle v mm (zde též šířka a výška trámce),
 h výška (délka) válce v mm,
 d průměr válce v mm.



Obr. 1.10 Zkouška v příčném tahu

6) Pevnost v tahu za ohybu (R_{tf}) se vyskytuje zpravidla u ohýbaných a mimo-středně tlačených nebo tažených prvků, jsou-li trhliny nepřijatelné. Tuto pevnost lze zjistit lámáním trámce z prostého betonu, jehož rozměry jsou 150/150/600 mm (popř. 100/100/400 mm nebo 200/200/800 mm). Při zkoušce se trámec podepře a zatíží způsobem patrným z obrázku 1.11.

Pevnost betonu v tahu za ohybu se vypočte za předpokladu pružného přetvoření ze vztahu

$$R_{tf} = \frac{M}{W} = \frac{Fl}{bh^2}, \quad \text{přičemž } R_{tf} \approx (0,15 \div 0,075)R_{c,ou},$$

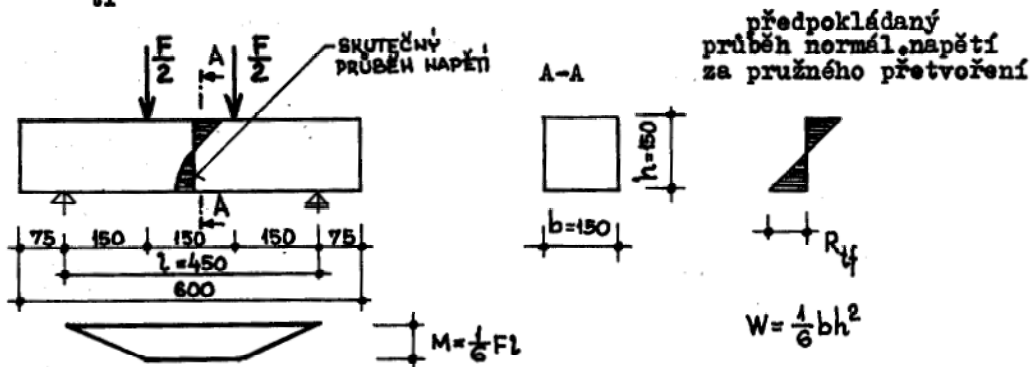
kde F je největší dosažená síla v N ,

l úložná délka trámce v mm,

b šířka trámce v mm,

h výška trámce v mm.

Z pevnosti betonu v tahu za ohybu lze odvodit jeho pevnost v tahu prostém takto $R_t \approx 0,65R_{tf}$.



Obr. 1.11 Zkouška pevnosti betonu v tahu za ohybu

Uváděné destruktivní zkoušky betonu se realizují buď jako zkoušky průkazní (před započatím betonářských prací) nebo jako zkoušky kontrolní výrobní (v průběhu provádění betonářských prací).

Někdy jsme nuceni provádět zkoušky pevnosti přímo na betonu hotové konstrukce (jsou-li například důvodné pochybnosti o jakosti provedené betonové konstrukce nebo potřebujeme-li znát pevnost betonu při adaptačních pracech apod.). V takovém případě přistupujeme k nedestruktivním zkouškám pevnosti betonu. Podle způsobu provedení rozlišujeme u těchto zkoušek:

a) mechanické metody, stanovující pevnost betonu nepřímou na základě zjištěné tvrdosti betonu, Je to například zkouška Waitzmannovým kladívkem (zjišťuje se velikost vtisku kulovité ukončeného ocelového tělíška do cementové malty betonu a současně velikost vtisku ocelové kuličky do ocelové srovnávací tyčky. Z velikosti průměru obou vtisků se stanoví pevnost) nebo zkouška Schmidtovým kladívkem (zjišťuje se velikost odskoku úderného kladívka od povrchu konstrukce a z ní se pak stanoví pevnost betonu v tlaku),

b) dynamické metody, stanovující pevnost betonu na základě dynamických účinků vyvolaných v betonové konstrukci. Patří sem například ultrazvuková metoda, při které se měří rychlost šíření impulsů ultrazvukového vlnění v betonu, nebo rezonanční metoda, kdy se měří rezonanční kmitočty zkušebního betonového tělesa.

1.2.1.2.1.11 Třídy a charakteristiky pevnosti betonu podle ČSN 73 1201 a ČSN 73 2400

Hlavním měřítkem jakosti betonu je u nás jeho krychelná pevnost (v některých státech jeho válcová pevnost).

Základní charakteristikou betonu je třída betonu podle meze pevnosti v tlaku, která se vyjadřuje hodnotou zaručené meze pevnosti betonu v tlaku R_{bg} s označením "B", při kontrole meze pevnosti na krychlích o hraně 150 mm, a to ve stanovených lhůtách a se statistickou zárukou rovnou 0,95 (tomu odpovídá 5-ti procentní kvantil⁴⁾, tj. $p = 0,05$) - viz též odst. 1.2.1.2.1.10.

Charakteristikou pevnosti betonu při navrhování betonových konstrukcí podle teorie mezních stavů (viz odst. 1.5) je jeho pevnost v tlaku (normová R_{bn} , výpočtová R_{bd}) a tahu (normová R_{bt} , výpočtová $R_{bt,d}$).

Charakteristikou pevnosti betonu při kontrole betonových konstrukcí je jeho kontrolní pevnost v tlaku $R_{b, cn}$ a tahu $R_{bt, cn}$, popř. horní mez průměrné pevnosti v tlaku \bar{R}_b, max .

Příslušné normované pevnosti betonu podle ČSN 73 1201 a ČSN 73 2400, jsou podle tříd betonu přehledně uvedeny v tab. 1.1.

Při volbě třídy betonu je třeba přihlídnout k druhu konstrukce⁹⁾ nebo prvku, ke stupni důležitosti prvku, k podmínkám, ve kterých prvek působí a k druhu výztuže. Nejnižší přípustné třídy betonu jsou uvedeny v tab. 1.2.

Tab. 1.2. NEJNIŽŠÍ PŘÍPUSTNÉ TŘÍDY BETONU

Způsob použití betonu		Nejnižší přípustné třídy betonu pro výztuž		předpínací
		betonářskou o výpočtové pevnosti v tahu R_{sd}		
		<210 MPa	≥210 MPa	
Dílce	$h \geq 50 \text{ mm}^2)$	B15 ¹⁾		B30
	$h < 50 \text{ mm}$	B20		
Ostatní nosné prvky		B12,5 ¹⁾	B15 ¹⁾	

1) Pro prvky namáhané na únavu B20.
2) h je minimální tloušťka betonu nosné části dílce.
Poznámka: Pro prvky z prostého betonu se třída betonu nepředepisuje.

Poznámka: Možné nepříznivé odchylky pevnosti betonu od normové hodnoty se vystihují součinitelem spolehlivosti materiálu (betonu) γ_{mb} (viz tab. 1.1.).

Podle ČSN 73 0031 se za výpočtovou hodnotu pevnosti R_d , popř. jiné charakteristiky materiálu považuje hodnota získaná dělením příslušné normové hodnoty součinitelem spolehlivosti materiálu γ_m .

9) Při navrhování konstrukce se předpokládá, že beton dosáhne sledovaných pevností dané třídy po 28 dnech tvrdnutí při teplotě (20±3)°C a relativní vlhkosti vzduchu 70% nebo vyšší.

Tab. 1.1. TŘÍDY A CHARAKTERISTIKY PEVNOSTI BETONU V MPa

Třída betonu ¹⁾		B5 ^x	B7,5	B10 ^x	B12,5	B15	B20	B25 ^x	B30	B35 ^x	B40	B45 ^x	B50	B55 ^x	B60 ^x
Zaručená pevnost	v tlaku	R _{bg}	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	30,0	40,0	45,0	50,0	55,0	60,0
	v tahu	R _{btg}	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50
hodnoty pro navrhování ²⁾	v tlaku	R _{bn}	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	32,0	36,0	39,5	43,0
	v tahu	R _{btn}	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,20	2,30	2,40	2,50
výpočtová ³⁾ pevnost	v tlaku	R _{bd}	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	v tahu	R _{btd}	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,20	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
kontrolní pevnost	v tlaku	R _{b, cn}	7,5	10,5	13,5	16,5	19,5	25,0	30,0	35,0	45,0	50,0	55,0	60,0	65,0
	v tahu	R _{b, cn}	0,80	1,00	1,20	1,35	1,55	1,80	2,00	2,20	2,35	2,50	2,65	2,75	2,85
hodnoty pro kontrolu	v tlaku	R _{b, max}	12,0	16,0	20,0	23,5	27,0	33,0	39,0	45,0	56,0	62,0	67,0	73,0	ne- de- su- je

1) Třídy označené písmenem x lze při navrhování konstrukce uvažovat pouze po dohodě s dodavatelem.

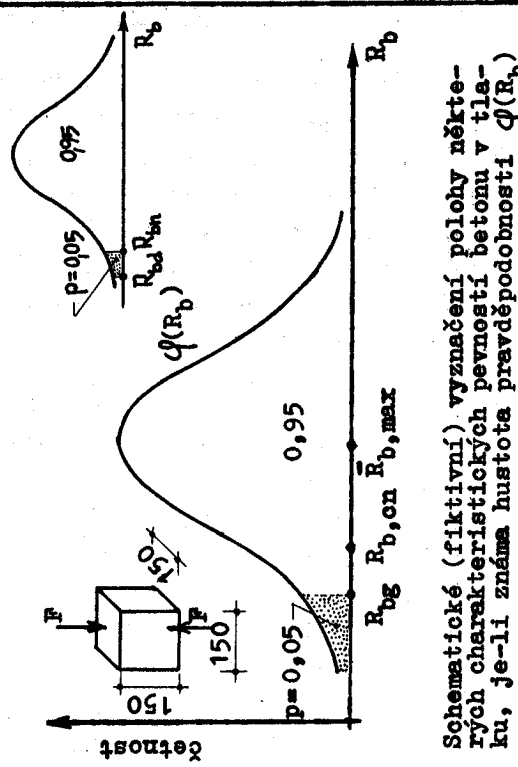
Číselný údaj třídy značí zaručenou pevnost (pětiprocentní kvantil základního souboru) betonu v tlaku v MPa, zjišťovanou na krychlich o hraně 150 mm.

2) $R_{bn} = (0,77 - 0,001R_{bg})R_{bg}$, R_{btg} , R_{bd} , R_{btd} , $R_{b, cn}$, $R_{b, max}$, $R_{b, on}$, $R_{b, max}$, $R_{b, on}$, $R_{b, max}$

$R_{btg} = \begin{cases} 0,185R_{bg}^{2/3} & \text{pro } R_{bg} < 30 \text{ MPa} \\ 0,225R_{bg}^{1/2} & \text{pro } R_{bg} \geq 30 \text{ MPa} \end{cases}$

3) $R_{bd} = R_{bn} / \sigma_{mb}$, $R_{btd} = R_{btn} / \sigma_{mb}$, $R_{b, cn} = R_{b, on} / \sigma_{mb}$, $R_{b, max} = R_{b, on} / \sigma_{mb}$

součinitel spolehlivosti materiálu (betonu) a uvažuje se podle ČSN 73 1205 $\sigma_{mb} = 1,3$ v tlaku a $\sigma_{mb} = 1,5$ v tahu.



Schematické (fiktivní) vyznačení polohy některých charakteristických pevností betonu v tlaku, je-li známa hustota pravděpodobnosti $q(R_b)$

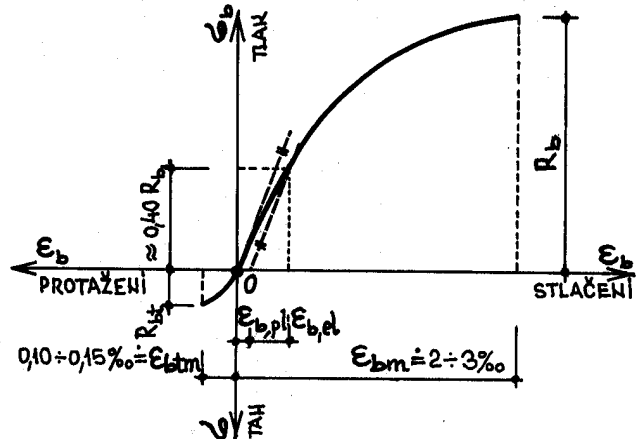
1.2.1.2.2 Přetvoření a objemové změny betonu

1.2.1.2.2.1 Závislost přetvoření na napětí

Deformace vyvolaná zatížením zkušebního tělesa, nejčastěji hranolu, tlakem nebo tahem, je závislá na mnoha činitelích, tj. na velikosti, rychlosti a způsobu zatížení, na stáří, jakosti a tvaru zkušebního prvku, na prostředí a na dalších.

Závislost mezi napětím σ_b a přetvořením ϵ_b není lineární, neplatí v plném rozsahu Hookův zákon, vyjma oboru malých napětí (obr. 1.20).

Z obrázku je patrné, že poměrné stlačení (protažení) ϵ_b se zvětšuje s rostoucím σ_b stále rychleji. K porušení prvku v tlaku dochází, dostoupí-li hodnoty asi $\epsilon_{bm} = 2$ až 3% , různé podle jakosti betonu, v tahu pak $\epsilon_{btm} = 0,10$ až $0,15\%$. Přerušíme-li tlakovou zkoušku, například při $\sigma_b = 0,4R_p$ (před dosažením meze pevnosti R_p), a odlehčíme-li úplně zkušební těleso zjistíme, že zpětná deformace nepřebíhá přesně podle původní deformační křivky (pracovního diagramu), ale zhruba podle přímky rovnoběžné s tečnou k této křivce v počátku 0 (v tomto případě platí pro deformaci počáteční modul přetvárnosti E'_0 - viz odst. 1.2.1.2.2.2). Z pracovního diagramu je rovněž patrné, že z celkového přetvoření ϵ_b , odpovídající $\sigma_b < R_p$, po odlehčení trvale zůstane nevratná, plastická část $\epsilon_{b,pl}$ (jejíž hodnota stoupá zvětšujícím se napětím σ_b), kdežto vratná, pružná část $\epsilon_{b,el}$ zcela zmizí.



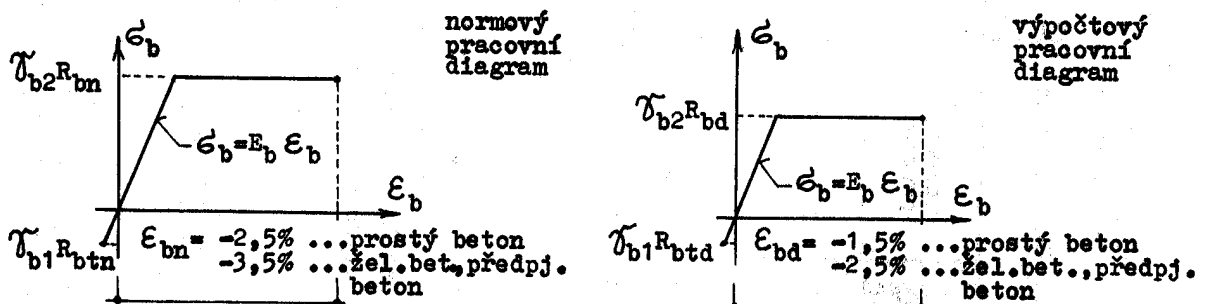
Obr. 1.20 Idealizovaný pracovní diagram betonu¹⁰⁾ při jednorázovém krátkodobém centrickém zatížení

1.2.1.2.2.2 Modul přetvárnosti betonu

Závislost mezi napětím a přetvořením lze obecně vyjádřit deformačním zákonem

$\sigma = E \epsilon$, kde E je modul přetvárnosti, jehož hodnota není ani pro určitý druh betonu stálá, ale s rostoucím napětím klesá. Analyticky je modul přetvárnosti vyjádřen směrnici sečny spojující počátek deformační křivky s uvažovaným bodem na ní (obr. 1.21). Významné jsou extrémní hodnoty modulu přetvárnosti.

¹⁰⁾ ČSN 73 1201 uvádí zjednodušený tvar normového a výpočtového diagramu jako pomůcku výpočetního modelu při návrhu betonové konstrukce. Původní význam pracovního diagramu, tj. znázornění skutečné závislosti mezi napětím a přetvořením betonu, je přitom potlačen.



σ_b je součinitel podmínek působení betonu (odst. 1.2.3)

Modul přetvárnosti na mezi únosnosti (porušení) je minimálním mezním případem a rovná se

$$E'_m = \operatorname{tg} \alpha_m = \frac{R_b}{\epsilon_{bm}}$$

Modul přetvárnosti počáteční je maximálním mezním případem, kdy sečna přechází v počátku 0 v tečnu k deformační křivce. Je to modul vystihující přetváření betonu v oboru malých napětí. předpokládáme-li, že deformační křivka je kubická parabola, pak

$$E'_0 = \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{3R_b}{\epsilon_{bm}} = 3E'_m$$

Modul přetvárnosti skutečný (tečnový nebo okamžitý) je dán směrnici tečny v jednotlivých bodech A ke křivce deformační a je vyjádřen vztahem

$$E'_t = \frac{d\sigma_b}{d\epsilon_b}$$

Tento diferenciální poměr má proměnnou hodnotu, klesající s přibývajícím napětím.

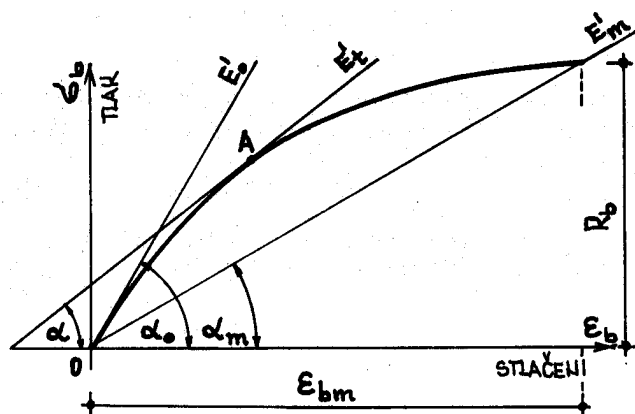
1.2.1.2.2.3 Modul pružnosti betonu

Modul pružnosti betonu stanovíme obvykle experimentálně tak, že zatěžujeme zkušební hranol opakovaně při maximální hodnotě napětí $\sigma_b \approx 0,35$ až $0,40R_b$. Průběh závislosti napětí na přetvoření při opakovaném zatížení v tomto oboru je patrný z diagramu na obrázku 1.22. Je vidět, že podíl plastických deformací se stále zmenšuje. Po určitém počtu zatěžovacích cyklů se postupně jednotlivé složky přetvoření ustálí (jak elastická tak plastická). Pro tento stav lze stanovit modul pružnosti jako směrnici zatěžovací a odlehčovací přímký, takže

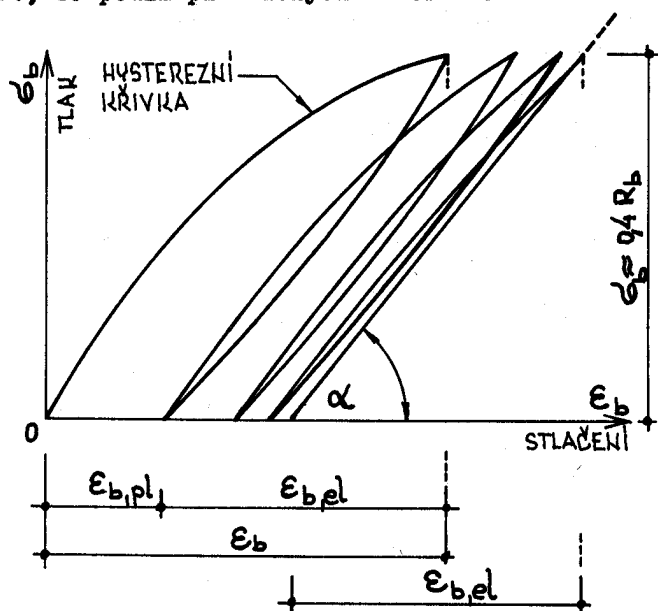
$$E_b = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b,el}}$$

kde α je úhel, který svírá přímka s osou ϵ_b ,
 $\epsilon_{b,el}$ konečná pružná složka celkového přetvoření.

Modul pružnosti lze stanovit také dynamickými metodami buď z rychlosti průchodu zvuku betonem nebo z rychlosti šíření otřesů. Takto zjištěný dynamický modul pružnosti betonu odpovídá malým napětím, která přitom vznikají, a tím se vlastně jeho hodnota blíží počátečnímu modulu přetvárnosti E'_0 .



Obr. 1.21 Grafické znázornění modulů přetvárnosti betonu



Obr. 1.22 Pracovní diagram betonu při opakovaném zatížení v oboru $\sigma_b \approx 0,40R_b$

Modul pružnosti betonu je různý podle jakosti betonu. S rostoucí pevností betonu se modul pružnosti zvětšuje a mívá hodnoty od 13 do 40 GPa.

Hodnoty základních modulů pružnosti betonu E_{bo} podle ČSN 73 1201, v závislosti na třídě betonu, jsou uvedeny v tabulce 1.3.

Tab. 1.3. ZÁKLADNÍ MODULY PRUŽNOSTI BETONU V GPa

Třída ¹⁾	B5 ^x	B7,5	B10 ^x	B12,5	B15	B20	B25 ^x	B30	B35 ^x	B40	B45 ^x	B50	B55 ^x	B60 ^x
E_{bo} ²⁾	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

1) Třídy označené písmenem x lze při navrhování konstrukce uvažovat pouze po dohodě s dodavatelem.
2) Při urychlování tvrdnutí autoklávováním se moduly pružnosti stanoví na základě zkoušek.

Modul pružnosti betonu se uvažuje při výpočtu - účinku statického zatížení:

$$E_b = \gamma_{bt} \alpha_e E_{bo}$$

- přetvoření:

$$E_b = \gamma_{bt} \alpha_e E_{bo} \gamma_{beb}$$

kde E_{bo} je základní modul pružnosti závislý na třídě betonu (viz tab. 1.3.),
 α_e součinitel uvažovaný hodnotou 0,9 u betonů se zvýšeným podílem záměsové vody, tj. 210 l nebo více na krychlový metr hutného betonu, a hodnotou 1,0 v ostatních případech,
 γ_{bt} součinitel podmínek působení betonu vyjadřující vliv zvýšené teploty betonu (viz odst. 1.2.3).
 γ_{beb} součinitel vyjadřující vliv počátečních plastických přetvoření. Tento vliv se uvažuje pouze při výpočtu přetvoření (viz odst. 1.5.4.5) a to hodnotou $\gamma_{beb} = 0,8$.

1.2.1.2.2.4 Součinitel příčného přetvoření betonu

Současně se stlačováním (zkracováním), popřípadě protažením (prodloužením) betonového tělesa ve směru normálových napětí dochází v příčném směru k jeho roztahování, popřípadě zúžení. Při malých namáháních je poměrné příčné roztahování až 1/6 podélného přetvoření a poměrné příčné stlačení (zúžení) 1/12 až 1/8 podélného přetvoření.

Podle ČSN 73 1201 se uvažuje součinitel příčného přetvoření betonu hodnotou

$$\nu_b = 0,20$$

1.2.1.2.2.5 Modul pružnosti betonu ve smyku

Velikost modulu pružnosti betonu ve smyku G_b je s modulem pružnosti betonu E_b vázána vztahem známým z teorie pružnosti, tj.

$$G_b = \frac{E_b}{2(1 + \nu_b)} \approx 0,42 E_b$$

což je hodnota, kterou uvádí ČSN 73 1201.

1.2.1.2.2.6 Dotvarování a relaxace betonu

Dotvarování betonu můžeme definovat jako pozvolný růst trvalých, nepružných (plastických) deformací Δl_{p1} při trvale, popř. dlouhodobě působícím zatížení na konstrukci. Tyto nepružné objemové změny betonu vzrostou v prvních měsících po zavedení zatížení dosti prudce, později pak stále volněji, až se po uplynutí několika let ustálí a dosahují velikosti řádově 1,5 až 3 násobku (výjimečně až 5 násobku) pružných deformací Δl_{e1} .

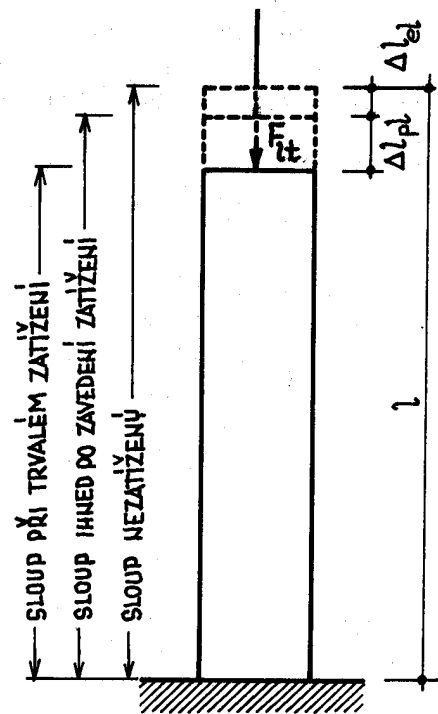
Na obr. 1.23 je schematicky znázorněna deformace betonového sloupu dostředně namáhaného dlouhotrvajícím zatížením F_{lt} , která vyvolává jednak poměrné pružné přetvoření $\epsilon_{b,el} = \Delta l_{el}/l$, jednak poměrné plastické přetvoření $\epsilon_{b,o} = \Delta l_{pl}/l$ od účinku dotvarování betonu.

Fyzikální příčiny dotvarování lze přisoudit jednak změnám, které nastanou průběhem času ve struktuře tvrdnoucího cementového tmele (přesouvání namáhání z vazkého cementového gelu na krystalické součásti částečně zatvrdlého cementového tmele a dále na kamenivo), jednak hydrostatické deformaci vyvolané poruchami rovnovážného stavu fyzikálně vázané vody způsobené jejím postupným ubýváním (hlavně vypařování) v závislosti na stupni vlhkosti a na teplotě prostředí.

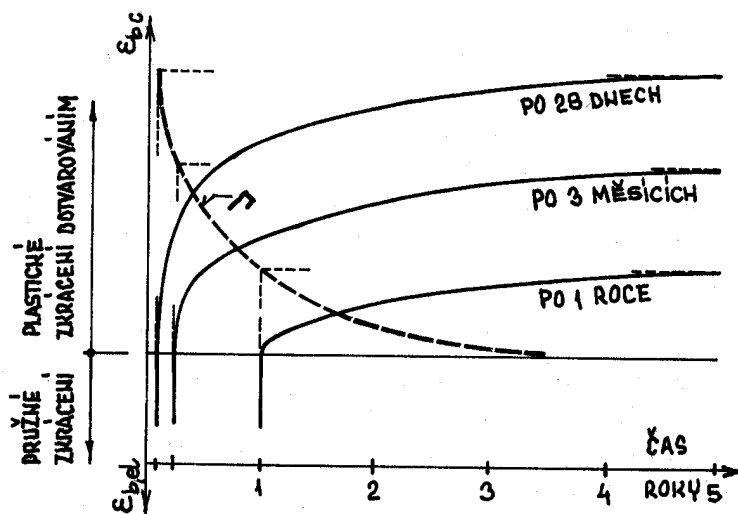
Vliv na velikost trvalých přetvoření vyvolaných dotvarováním má celá řada faktorů. V podstatě je dotvarování tím menší čím je beton v okamžiku zatěžování starší, čím je prostředí vlhčí, čím je podíl cementové malty menší a čím je beton hutnější. Z uvedeného vyplývá, že všechny faktory ovlivňující kladně pevnost betonu zmenšují jeho dotvarování.

Názorný průběh lineárního přetvoření z dotvarování v závislosti na čase, zavedeme-li zatížení při různém stáří betonu, ukazuje obrázek 1.24. Čára Γ znázorňuje zmenšení konečných hodnot dotvarování při stejných napětích betonu vlivem odsunutí počátku zatěžování.

Účinek dotvarování může mít vliv na celkovou nosnou funkci betonové konstrukce. U ohýbaných konstrukčních prvků (desek, trámů, průvlaků apod.) může způsobit nepřijatelný vzrůst průhybů, u dostředně a zvláště u mimostředně namáhaných prvků (sloupů, oblouků apod.) může vést k nebezpečí vybočení. V železobetonových konstrukcích brání výztuž volnému průběhu dotvarování (dochází k přesunu napětí z betonu na výztuž) a přetvoření jím vyvolaná jsou asi 1,5 až 2 krát menší než u konstrukcí nevyztužených. Zvláštní pozornost je nutno věnovat účinku dotvarování u předpjatých betonových prvků, neboť je zdrojem ztráty předpětí. Pozitivně se projevuje dotvarování u staticky neurčitých konstrukcí, kde zmen-



Obr. 1.23 Pružné a plastické přetvoření (vlivem dotvarování) betonového sloupu



Obr. 1.24 Průběh dotvarování v závislosti na čase

šuje napětí z vedlejších účinků nezávislých na zatížení jako je kolísání teploty, popuštění podper, smršťování betonu.

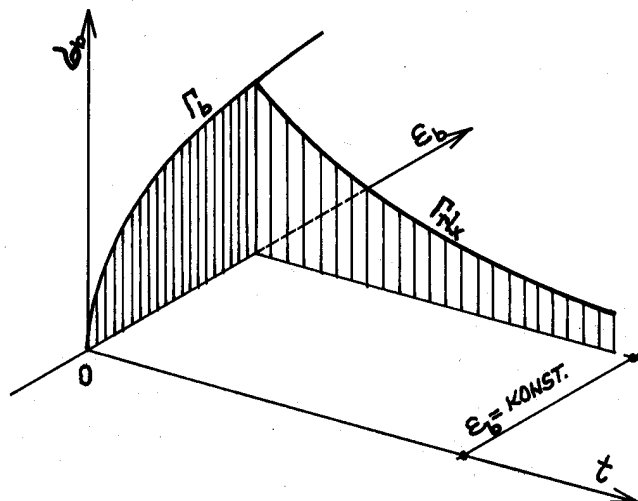
Celkové poměrné délkové přetvoření betonu $\varepsilon_{b,tot}$ v časovém intervalu $\langle t_1, t_2 \rangle$ od časově nepreměnného napětí betonu σ_b , které začalo působit v okamžiku t_1 , se rovná

$$\varepsilon_{b,tot} = \varepsilon_{b,e1} + \varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_b}{E_b} + \frac{\sigma_b}{E_b} \varphi = \frac{\sigma_b}{E_b} (1 + \varphi),$$

kde $\varepsilon_{b,e1}$ je počáteční pružné poměrné přetvoření betonu,
 ε_{bc} poměrné přetvoření vyvolané dotvarováním betonu,
 E_b modul pružnosti betonu ve stáří 28 dnů (viz odst. 1.2.1.2.2.3),
 φ součinitel dotvarování daný vztahem $\varphi = \varphi_{bf} (\beta_2 - \beta_1)$, kde φ_{bf} je základní hodnota součinitele dotvarování a je závislá na prostředí (mokrě 1,6 - vlhké 2,2 - běžné 3,8 - suché 5,5), a β_1, β_2 je hodnota součinitele časového průběhu objemových změn $\beta = 1 - e^{-0,07\sqrt{t}}$, stanovená pro stáří betonu $t_1(t_2)$, měřená od okamžiku ztuhnutí betonové směsi (t je stáří betonu ve dnech).

Relaxace (vyprohávání) je jev sdružený s dotvarováním, přiněmž dochází k postupnému poklesu napětí v konstrukci při konstantním přetvoření.

Tento jev lze graficky znázornit v trojosém souřadném systému $(\sigma_b, \varepsilon_b, t)$, kde v rovině σ_b, ε_b je vynesena deformační křivka (pracovní diagram) betonu Γ_b , odpovídající krátkodobému zatížení v čase $t=0$. Relaxační křivka Γ_{rlx} v rovině kolmé na rovinu σ_b, ε_b (rovnoběžná s rovinou σ_b, t ve vzdálenosti $\varepsilon_b = \text{konstantní}$) představuje pokles napětí v závislosti na čase při konstantní deformaci (obr. 1.25).



Obr. 1.25 Časový průběh relaxace betonu při konstantním poměrném přetvoření ε_b

Obdobně jako dotvarování i relaxace se může pozitivně projevit při chování betonové konstrukce. Tak například přídatná ohybová napětí, vyvolaná poklesem (popuštěním) podpory u spojitého nosníku, se časem působením relaxace betonu zmenšují a mohou dokonce z velké části zcela vymizet.

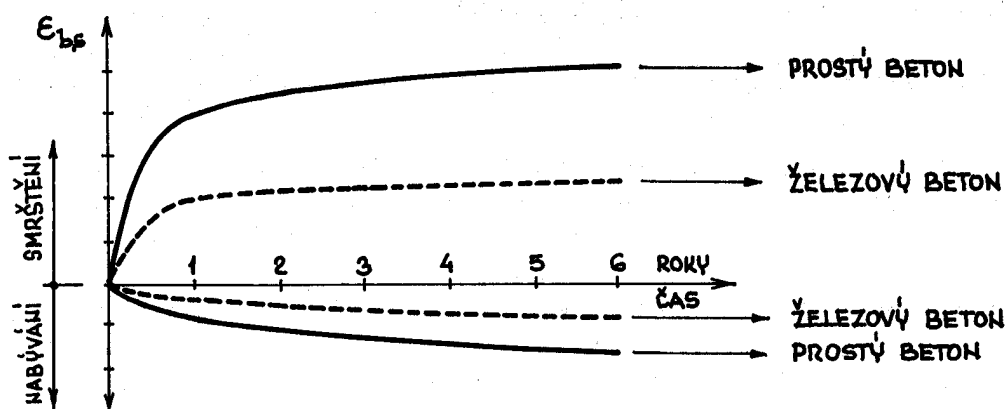
1.2.1.2.2.7 Smršťování betonu

Obdobně jako dotvarování i smršťování patří k nepružným objemovým změnám betonu.

Během procesu tvrdnutí mění beton svůj objem, na vzduchu se smršťuje, ve vodě nabývá. Příčinou je smrštění, respektive nabývání cementového tmele vyvolané hydratací cementového pojiva.

Průběh smršťování a nabývání betonu je schematicky naznačen na obrázku 1.26. Smršťování betonu na vzduchu je 3 až 5 krát větší než jeho nabývání při vodním uložení. Za použití běžných cementů proběhne asi polovina smršťování za 28 dní

a jeho převážná část do 3 měsíců. Velikost konečného smršťování je tím větší, čím je více cementu obsažen v betonu, čím více jemných zrn obsahuje beton (zejména kamenné moučky), čím je větší vodní součinitel, čím méně je čerstvý beton zhutněn a čím je nižší vlhkost prostředí, ve kterém beton tvrdne.



Obr. 1.26 Průběh přetvoření betonu vlivem jeho smršťování (nabývání) v závislosti na čase

Poměrné délkové přetvoření ϵ_{bs} betonu vyvolané smršťováním v časovém intervalu $\langle t_1, t_2 \rangle$ je dáno vztahem

$$\epsilon_{bs} = \epsilon_{bsf} (\beta_2 - \beta_1),$$

kde ϵ_{bsf} je základní hodnota délkového přetvoření od smršťování, která je závislá na hygrometrických podmínkách prostředí (+0,07 mokré, -0,12 vlhké, -0,33 běžné, -0,50 suché),

β_1, β_2 hodnota součinitele časového průběhu objemových změn betonu, stanovena stejným způsobem jako u dotvarování betonu (viz odst. 1.2. 1.2.2.6)

Může-li smršťování probíhat bez překážek nemá za následek škodlivé účinky. Bráníme-li ovšem volnému průběhu smršťování, vznikají v betonu podružná tahová napětí, která mohou způsobit potrhání betonu. U vyztužených prvků zmenšuje výztuž velikost smršťování, ale tím nutně vyvoluje přídatné napětí. Čím je konstrukce silněji vyztužená, tím jsou tahová napětí v betonu větší. Zvláště citlivé jsou na účinky smršťování konstrukce staticky neurčité a konstrukce masívní (nestejná rychlost průběhu smršťování v jádru a na povrchu).

Nepříznivý účinek smršťování se ve stavební praxi snažíme zmírnit vhodným konstrukčním uspořádáním (dodržení maximálních vzdáleností dilatačních spár - viz tab. 1.4. a 1.5.) a pracovním postupem při betonování (např. betonování po částech s mezerami, které se dobetonují až dodatečně).

Účinek smršťování u konstrukcí z předpjatého betonu má vliv na ztrátu předpětí. Ztráta předpětí výztuže způsobená smršťováním betonu je závislá, obdobně jako u dotvarování betonu, na součiniteli časového průběhu objemových změn betonu β a na hygrometrických podmínkách.

11) Mercalliho-Cancaniho-Siebergova stupnice je mezinárodní stupnice (1 až 12) používaná pro porovnání intenzit makroseismických účinků zemětřesení.

1.2.1.2.2.8 Účinek změny teploty

Velikost objemových změn betonu vyvolaná kolísáním teploty (stoupá-li teplota se objem zvětšuje a naopak) určuje teplotní součinitel délkové roztažnosti betonu $\alpha_p = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Velikost délkového přetvoření se počítá ze vztahu

$$\Delta l = \alpha_p \Delta t l,$$

kde Δt je teplotní rozdíl v K,
 l délka konstrukce.

Brání-li se objemovým změnám vyvolaným kolísáním teploty vznikají v konstrukci podružná napětí, z nichž napětí tahová mohou přivodit potrhání betonu. Zvláště citlivé na kolísání teploty jsou konstrukce staticky neurčitě a konstrukce masivní.

Aby se zabránilo příliš velkým hodnotám podružných napětí od teploty rozdělují se betonové konstrukce dilatačními spárami na samostatné celky. Maximální vzdálenost dilatačních spár se volí různě podle způsobu vyztužení a způsobu zhotovení betonové konstrukce. U železobetonových monolitických konstrukcí, kde výztuž je schopna zachycovat tahová napětí, mohou být dilatační celky větší než u konstrukcí z prostého betonu. Rovněž u montovaných konstrukcí, vzhledem k větší poddajnosti styků jednotlivých betonových dílů, mohou být větší vzdálenosti mezi dilatačními spárami, než u monolitických konstrukcí.

U konstrukcí z prostého betonu a u běžných konstrukcí ze železového a předpjatého betonu není třeba provádět výpočet vlivu teploty, jestliže vzdálenosti dilatačních spár nepřevyšují maximální vzdálenosti podle tab. 1.4. a 1.5., přičemž musí však být současně splněny tyto podmínky:

- 1) konstrukce je založena na stejnorodém podloží,
- 2) konstrukce není založena na objemově nestálých zeminách (nepříznivý vliv bobtnání a smršťování těchto zemin),
- 3) stavební objekt se nenalézá v poddolovaném území ani seizmické oblasti s intenzitou 8° MCS nebo větší,¹¹⁾
- 4) délkovým změnám vodorovných prvků nebrání mimořádně tuhé sloupy sloupových (skeletových) konstrukcí,
- 5) postup betonáže je navržen tak, aby se zmírnil účinek smršťování betonu (viz odst. 1.2.1.2.2.7).

Tab. 1.4. MAXIMÁLNÍ DÉLKY DILATAČNÍCH CELKŮ V m U KONSTRUKCÍ Z PROSTÉHO A SLABĚ VYZTUŽENÉHO BETONU

Druh konstrukce		Maximální délka dilatačních celků v m při konstrukci	
		chráněné	nechráněné
Monolitická konstrukce	bez pomocné výztuže	24	12
	s pomocnou výztuží	30	24
Montovaná konstrukce		42	30

Pokud je třeba prokazovat ve statickém výpočtu vliv účinku teploty počítá se u nechráněných konstrukcí, vystavených kolísání teploty ovzduší, s tepelnými změnami v rozmezí -10°C až $+30^\circ\text{C}$. U chráněných konstrukcí (se stálou provozní teplotou) pak v rozmezí $+5^\circ\text{C}$ až $+25^\circ\text{C}$. V obou případech se předpokládá základní výchozí

1.2.2 V ý z t u ž n é o c e l i a j e j i c h s p o l u p ů s o b e n í s b e t o n e m

Na vyztužování betonových konstrukcí používáme:

a) výztuž betonářskou definovanou jako výztuž nevyvozující předpětí v betonu. Vyrábí se v různých tvarech jako jednotlivé vložky (ocelové výztužné tyče), jako svařované sítě (tvořeny ze soustavy podélných a příčných prutů vzájemně spojovány svařováním), jako mřížoviny (výztužný prvek podélného tvaru tvořený dvěma nebo několika málo podélnými vložkami a řadou příčných vložek, jež jsou k podélným vložkám připojeny svary) nebo jako výztužná kostra (vázaná nebo svařovaná z jednotlivých prutů nebo mřížovin) na vyztužení celého nebo části konstrukčního prvku.

Betonářské výztuže se používá pro konstrukce ze železového i předpjatého betonu, především jako výztuž podílejší se na přenášení vnitřních sil v tažené oblasti prvku betonové konstrukce.

b) výztuž tuhou z ocelových válcovaných nosníků, u nichž je třeba při výpočtu přihlížet k jejich ohybové tuhosti. Nejčastěji se používá pro sprážené nosníky ocelobetonové.

c) výztuž předpínačí definovanou jako výztuž vyvozující předpětí v betonu. Používá se výhradně pro vyztužování konstrukcí z předpjatého betonu.

1.2.2.1 V ý z t u ž b e t o n á ř s k á

1.2.2.1.1 M e c h a n i c k é v l a s t n o s t i

Ve srovnání s betonem má ocel mnohonásobně větší pevnost. Na rozdíl od betonu má stejnou pevnost v tlaku i tahu, která se pohybuje v rozmezí od 350 až asi do 600 MPa. Nejvýznamnější ukazatele mechanických vlastností oceli můžeme odvodit z pracovního diagramu (obr. 1.27) zaznamenané při trhací zkoušce vzorku. Až po mez úměrnosti je závislost přetvoření ϵ_s na napětí σ_s lineární a platí tudíž Hookův zákon

$$E_s = \frac{\sigma_{pr}}{\epsilon_{pr}},$$

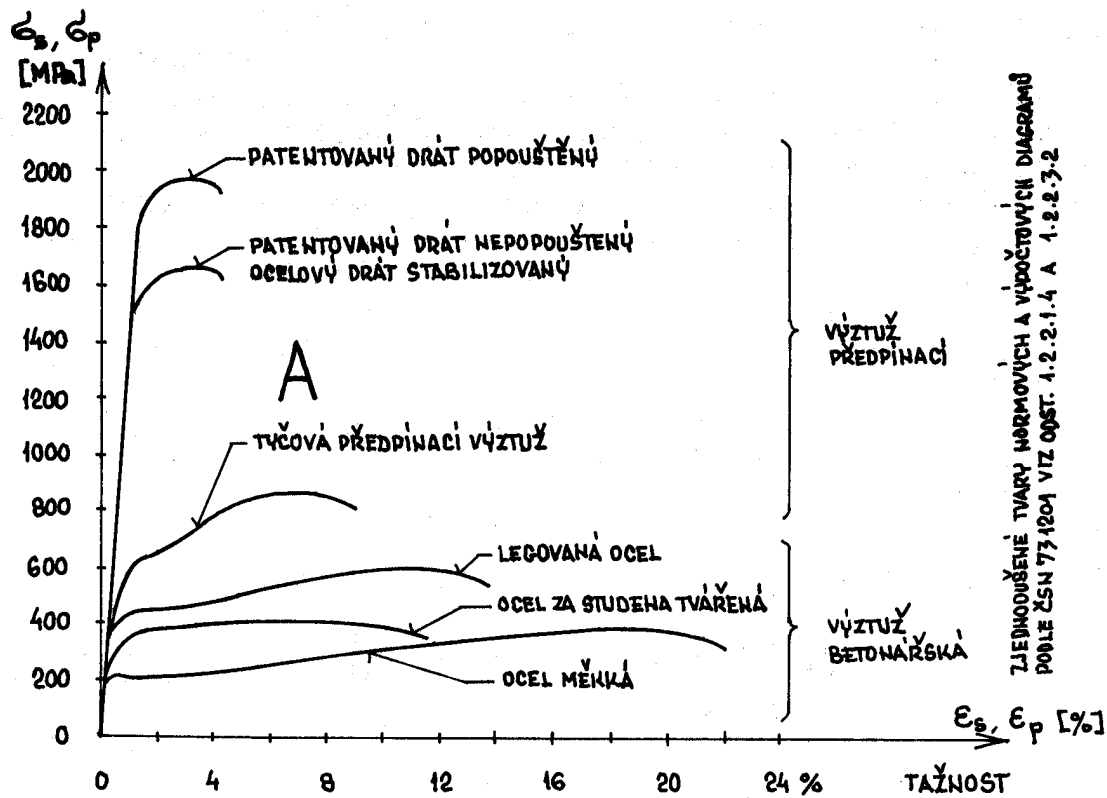
kde E_s je modul pružnosti betonářské oceli a zavádí se do výpočtu hodnotou 210 GPa.

Překročí-li se mez úměrnosti (σ_{pr}) rostou přetvoření v poměru k napětí stále rychleji, ocel se dostává do oboru plasticity a dosáhne meze kluzu (R_y) - náhlý vzrůst přetvoření při zhruba konstantním napětí. Posléze dochází k dočasnému zpevnění oceli, napětí opět stoupá, což je doprovázeno stále se zvětšujícím plastickým přetvořením a v okamžiku, kdy se vyčerpá pevnost oceli (R_{001}) dojde k porušení zkušebního vzorku (obr. 1.27C).

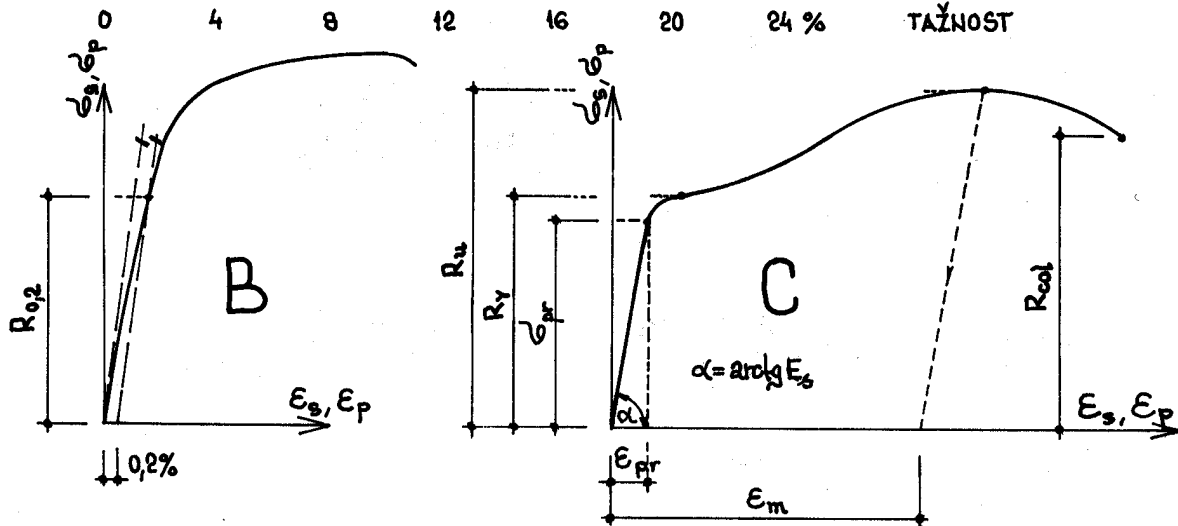
Z hlediska statického spolupůsobení oceli a betonu je významná mez kluzu (R_y), popř. mez 0,2 ($R_{0,2}$) u oceli, u nichž není z pracovního diagramu jasně zřetelná mez kluzu. Za napětí na mezi 0,2 se považuje takové napětí, které vyvolá trvalé prodloužení 0,2% (obr. 1.27B). Dosáhne-li napětí v zabetonované vložce meze kluzu, začne se vložka mocně protahovat za současného zúžování a naruší se tím soudržnost oceli s betonem nezbytná pro jejich spolupůsobení.

Důležitou vlastností betonářských ocelí je tažnost, která v procentech vyjadřuje poměr mezi naměřenou deformací (prodloužením) zkušební tyče v okamžiku přetržení a původní její délkou. Tato vlastnost umožňuje ohýbat vložky za studena.

Lámavostí se zjišťuje deformační schopnost tyče při jejím ohýbání kolem trnu.



ZJEDNOUŠENÉ TVARY NORMATIVNÍCH A VÝPOČTOVÝCH DIAGRAMŮ
 PODLE ČSN 73 1201 VIZ ODST. 1.2.2.1.4 A 1.2.2.3.2



Obr. 1.27 A...schéma pracovních diagramů výztužných ocelí,
 B...pracovní diagram oceli s mezí 0,2 (dohodnutou mezí kluzu $R_{0,2}$)
 C...pracovní diagram oceli se zřetelně vyznačenou mezí kluzu
 (mez úměrnosti σ_{pr} , modul pružnosti E_s , mez kluzu R_y ,
 mez pevnosti R_u , mez porušení R_{ool}).

1.2.2.1.2 Svařitelnost oceli

Svařitelnost je pro betonářskou výztuž důležitou vlastností. Podle statické funkce se rozlišují svary spínací (nahrazují pouze vázané spoje) a svary nosné (slouží jako prostředek k přenášení vnitřních sil v železobetonové konstrukci).

V praxi se používají tyto způsoby svařování:

- elektrickým obloukem - výhodné pro tyče větších jmenovitých průměrů,
- odporové stykové - vhodné pro nastavování tyčí,
- odporové křížové (bodové) - hodí se pro výrobu ocelových sítí a výztužných

1.2.2.1.3 Oceli pro betonářskou výztuž

Podle velikosti meze skluzu, jako nejdůležitější mechanické vlastnosti betonářské oceli, rozeznáváme:

Uhlíkové oceli měkké mají přirozenou mez kluzu (v pracovním diagramu zřetelně vyznačena - viz obr. 1.27A), její normová hodnota je nejméně 200 MPa. Vyrábějí se ve tvaru tyčí kruhového průřezu s hladkým povrchem (např. ocel 10 216).

Uhlíkové oceli středně tvrdé se vyznačují jednak vyšší nejmenší zřetelně vyznačenou mezí kluzu, jejíž normová hodnota je nejméně 325 MPa (např. ocel 10 335).

Tvrdé oceli mírně legované. Vysoké meze kluzu s normovou hodnotou nejméně 410 MPa, která je v pracovním diagramu zřetelně vyznačena (obr. 1.27C), se u těchto ocelí dosahuje při hutnickém procesu přidáváním vhodných legujících prvků. Ve srovnání s měkkými oceli se protáhnou v konstrukci při provozním zatížení téměř dvojnásobně. Aby se ještě přípustná průměrná šířka trhlin v betonu nezvětšila, je povrch tyče z těchto ocelí upraven žebírky, vroubky apod., které zároveň zlepšují soudržnost výztuže s betonem a umožňují kotvení bez koncové úpravy vložek (např. ocel 10 425).

Oceli tvářené za studena například tažením, kroucením nebo zplošťováním tyčí. Tvářením za studena uhlíkatých ocelí nebo tvrdých ocelí mírně legovaných docílí se zvýšení meze kluzu a meze pevnosti, ale zmenšuje se tažnost. Ocel ztrácí tvářením svou zřetelnou mez kluzu a za ní se pak předpokládá mez 0,2 (viz odst. 1.2.2.1.1 a obr. 1.27B). Při tvářením za studena se ocelová vložka napne nad mez kluzu. Po odlehčení a při novém zatěžování se pak chová jako pružná do okamžiku docílení napětí vneseného původně při procesu tvářením, což lze vysvětlit ztrátou plastických deformací vyvozených prvním napnutím. Ocel zpevněná tvářením za studena se stává křehčí a obdobně jako ocel tvrdá mírně legovaná se při provozním zatížení v konstrukci protáhne více než měkká ocel a je nutno tudíž povrch vložek upravit například žebírky. Zvýšená soudržnost umožňuje pak koncové kotvení bez úpravy vložek (např. bez háků). Ocele tvářené za studena se nesmějí používat do konstrukcí vystavených teplotám vyšším než 300°C a nesmějí se za tepla ohýbat, ani tavně svařovat.

V současné době (1992) se u nás používají druhy betonářských ocelí uvedené v tabulce 1.7., která zároveň obsahuje přehledně některé jejich charakteristiky. Povrchová úprava není v tabulce zvlášť popisována (povrch hladký, žebírkový, periodicky výstupkový, s vtisky apod.), je však zřetelná ze sloupce "Tvar průřezu".

Číselné označení druhu oceli je pětimístné číslo. První dvojčíslí udává hutní označení třídy ocele (oceli pro výztuž do betonu jsou zpravidla třídy 10). Druhé dvojčíslí udává normovou hodnotu meze kluzu nebo meze C₂ v desítkách MPa. Číslice na pátém místě značí:

- 5 ocel válcovaná za tepla se zaručenou svažitelností,
 - 6 ocel válcovaná za tepla s dobrou svažitelností,
 - 7 ocel válcovaná za tepla s obtížnou svažitelností,
 - 8 ocel válcovaná za tepla a pak zpevněná kroucením za studena,
 - 9 ocel válcovaná za tepla a pak zpevněná jiným způsobem (např. natahováním).
- Výjimku činí ocel 11 373, která je ocelí pro obecné konstrukční účely a jen málo se používá pro výztuž do betonu (hlavně jako úchytná oka betonových dílců).

Písmenkové označování ocelových výztužných materiálů se objevuje ve statických výpočtech, v popisech výztužných vložek, na výkresech apod. 4 J 20 značí, že se jedná o čtyři výztužné vložky (pruty) z oceli 10 335, o jmenovitém průměru 20 mm. Svařované výztužné sítě se označují písmenem charakterizujícím druh sítě s údaji o jmenovitých průměrech a osových vzdálenostech příčných a podélných drátů v mm, například:

Tab. 1.7. PŘEHLED OCELÍ PRO BETONÁŘSKOU VÝZTUŽ A DODÁVANÉ JMENOVITÉ PRŮMĚRY d_s VÝZTUŽNÝCH VLOŽEK

Druh oceli	Způsob výroby	Tvar průřezu	H	Dodávané jmenovité průměry d _s v mm																	
				5,5	6	6,5	7	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	30	32	36	39
10 216	E		H	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10 245	K		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
11 373 1)5)	EZ		H	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
42 6410.1 2)	G		H	4 ; 4,5 ; 5 ; 5,6 ; 6,3 ; 7,1 ; 8																	
42 6410.3	J		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10 335	J		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10 338	T		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10 425	V		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
10 505	R		Ž	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
KARY ³⁾ drát	W		Ž	4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 (10 po dohodě s výrobcem)																	
hled- kých	S		H	4 ; 5 ; 6,3 ; 7,1 ; 8																	
s vtis- ky	SV		VT	4 ; 4,5 ; 5 ; 5,6 ; 6,3																	
žebír- kových	SZ		Ž	4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8																	

1) Ocel určená pro úchytná oka; dovoluje se jí použít výjimečně i v jiných případech.
 2) Nedoporučuje se používat jako podélná výztuž.
 3) Objednávky drátů KARI je třeba projednat s výrobcem (Drátovňa Hlohovec, popř. Železářny Prostějov).
 4) H...hladký, Ž...žebírkový, VT...s vtisky.
 5) Dodávají se ještě tyto průměry: 9;11;13;15;17;19;21;23;24;26;35;40 mm.
 6) Velké průměry výztužných ocelí vyrábí na zakázku MHa.s.Ostrava a TŽ Trinec - dodávky je třeba objednat a výrobem.
 7) Malé průměry se připravují do výroby; dodávky je třeba projednat s MHa.s.Ostrava a TŽ Trinec.

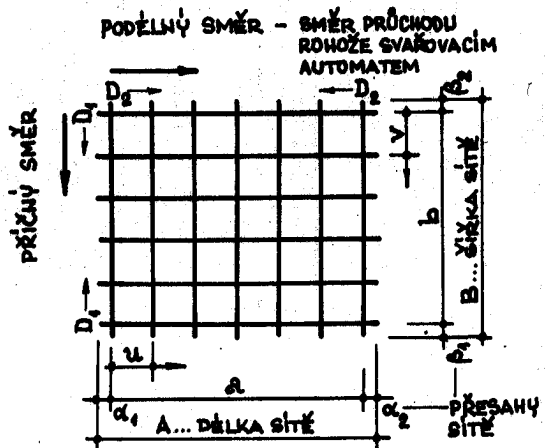
$$S = \frac{d_s/v - d_s/u}{a \cdot b}$$

kde S je označení (na výkrese) pro svařovanou síť (zde např. z hladkých drátů),

d_1, d_2 jsou jmenovité průměry podélných a příčných drátů,

u, v jsou osové vzdálenosti příčných a podélných drátů,

a, b jsou osové vzdálenosti krajních příčných a podélných drátů.

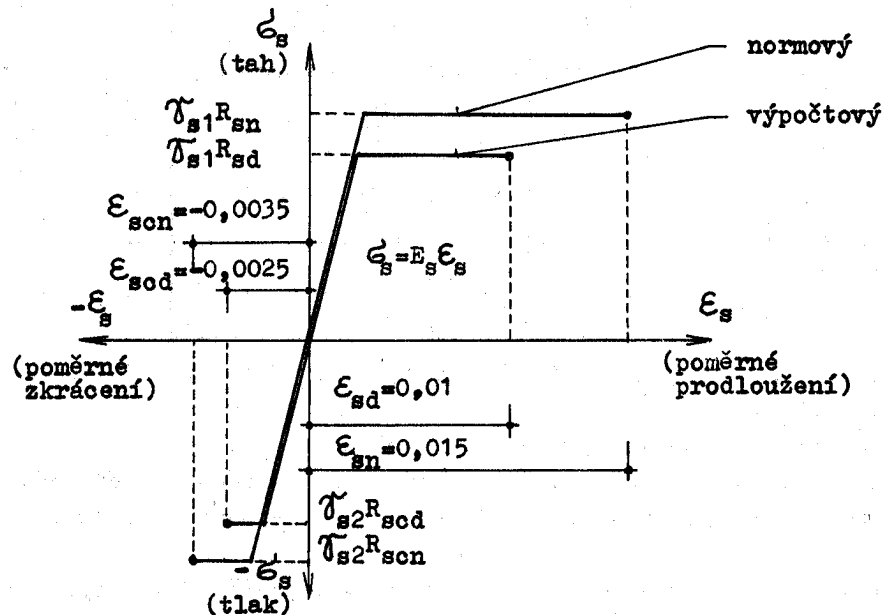


1.2.2.1.4 Charakteristiky betonářských výztuží podle ČSN 73 1201

Charakteristikami pevnosti betonářské výztuže, uplatňující se při navrhování betonové konstrukce podle teorie mezních stavů (viz odst. 1.5), jsou normová pevnost výztuže v tahu R_{sn} , normová pevnost výztuže v tlaku R_{scn} , výpočtová pevnost výztuže v tahu R_{sd} a výpočtová pevnost výztuže v tlaku R_{scd} .

Zjednodušený (bilineární) pracovní diagram¹²⁾ betonářské výztuže (normový a výpočtový) s číselnými hodnotami poměrných mezních přetvoření je znázorněn na obr. 1.29.

Příslušné konkrétní pevnosti ocele podle druhu ocele a třídy betonu, včetně dalších charakteristik výztuže pro účely výpočtu, jsou patrné z tab. 1.8.



γ_{s1}, γ_{s2} jsou součinitelé podmínek působení betonářské výztuže v tahu, v tlaku - viz odst. 1.2.3.

Obr. 1.29 Pracovní diagram (zjednodušený) betonářské výztuže (podle ČSN 73 1201)

12) Tento zjednodušený pracovní diagram uvedený v ČSN 73 1201 slouží obdobně jako u betonu (viz poznámku pod čarou 10)) pouze jako pomůcka výpočetního modelu při návrhu betonové konstrukce (skutečná závislost mezi napětím a přetvořením ocele je zde potlačena).

Tab. 1.8. CHARAKTERISTIKY OCELI VÝZTUŽNÝCH VLOŽEK A SÍTÍ

Druh oceli	Označení na výkresech	Normová mez kluzu, popř. mez 0,2 v MPa	Výpočtová pevnost v tahu v MPa			Povrch ²⁾	Tažnost v %	Svařitelnost ³⁾	Modul pružnosti	Součinitel příčného přetvoření	Teplotní součin. délkové roztažn.
			B12,5	B15	B20 a vyšší						
10 216	E	206	165	190		H	24	D	E _s = 210 GPa	Poznámka: K rozdílnosti součinitelů př. přetv. betonu a oceli je třeba přihlížet jen u některých správných konstrukcí (např. ocelová trouba vyplněná betonem). U betonářské výztuže je tento rozdíl již zahrnut v konstrukčních zásadách (kotevní délka apod.)	
10 245	K	245	180	220		Ž	18	Z			
11 373 ⁴⁾	EZ	d _s ≤ 16 mm	165 ⁵⁾	215 ⁶⁾		H	26	Z			
		d _s > 16 mm		205 ⁶⁾				P			
42 6410.1) 42 6410.3)	G	nestanovuje se	165	210		H	-	O			
10 335	J	325	180	300		Ž	18	Z			
10 338	T	325	180	300 (270)		Ž	12	O			
10 425	V	410	180	340	375	Ž	14	Z			
10 505	R	490	180	340	450 (420)	Ž	12	Z			
KARI drát	W	490	180	340	450 (420)	Ž	12	P			
Svařovaná síť z drátů	hladkých	S	490	180 (180)	270 (240)	300 (270)	H	6	O		
	s vtisky	SV	441	180	320 (290)	375 (340)	VT	6	O		
	žebírkových (KARI) ¹⁰⁾	SZ	490	180	340 ⁸⁾ (290)	420 ⁹⁾ (380)	Ž	8	P		

1) Pokud je uvedena pouze jedna hodnota, platí i pro výpočtovou pevnost v tlaku ($R_{sod}=R_{sd}$).

2) H...hladký, Ž...žebírkový, VT...s vtisky.

3) Z...svařitelnost zaručená, D...dobrá, P...svařování se přípouští pouze za podmínek uvedených ve zvláštních předpisech nebo normách, O...obtížná.

4) Ocel určená pro úchytná oka (výjimečně lze použít i v jiných případech).

5) Při dimenzování úchytných se uvažuje výpočtová pevnost hodnotou 205 MPa pro všechny třídy betonu.

6) Uvedená hodnota pevnosti pro $d_s \leq 16$ mm se zvětší o 5% (vyjma úchytných).

7) Nedoporučuje se používat jako podélná výztuž.

8) Síť se nesmějí používat v betonu třídy B15 a nižší jako smyková výztuž.

9) Při použití sítě jako smykové výztuže v betonech třídy B20 a vyšších je $R_{sd}=380$ MPa.

10) Platí pouze pro popouštěné svařované síť KARI s normovou pevností v tahu nejméně 490 MPa a tažností nejméně 8%.

1.2.2.1.5 Kotvení betonářské výztuže

Vložky tahové i tlakové výztuže musí být řádně zakotveny do betonu.

Kotvení výztuže z jednotlivých vložek a u svařovaných sítí z drátů s žebírkovým povrchem se zajišťuje soudržností, popř. některou z koncových úprav (obr. 1.30).

Kotvení výztuže ze svařovaných sítí z drátů hladkých nebo s vtisky se zajišťuje plně účinným svařovaným kotvením (viz obr. 1.30 PUSK1, PUSK2).

Koncová úprava	Označení	Znázornění	Podmínky
Bez koncové úpravy	B		žebírková výztuž, tlaková výztuž s hladkým povrchem
Pravouhlý hák	PU		$d_s \leq 32 \text{ mm}$
Polokruhový hák	PK		$d_s \leq 32 \text{ mm}$
Svařované přikotvení	SP1 SP2		výztuž s dobrou nebo zaručenou svařitelností
Pravouhlý hák se svařovaným přikotvením	PUP		výztuž s dobrou nebo zaručenou svařitelností
Polokruhový hák se svařovaným přikotvením	PKP		výztuž s dobrou nebo zaručenou svařitelností
Plně účinné svařované kotvení	PUSK1 PUSK2		výztuž se zaručenou svařitelností
Smyčka	SM		$t_b \geq 4d_s$ smyčkou jsou kotveny obě její tažené, popř. tlačené větve
			$4d_s > t_b \geq 2d_s$ smyčkou jsou kotveny obě její tažené, popř. tlačené větve
Smyčka se svařovaným přikotvením	SMP		výztuž s dobrou nebo zaručenou svařitelností, smyčkou jsou kotveny obě její tažené, popř. tlačené větve

Poznámka: - Kromě uvedených způsobů kotvení lze betonářskou výztuž kotvit plně účinným svařovaným spojem kotvené vložky k tyči tvarového průřezu, pásu apod., např.

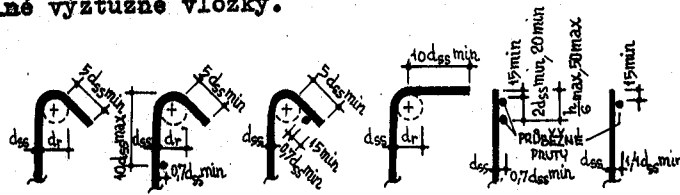


- Vnitřní průměr d_r zakřivení vložek musí při běžném řešení splňovat tyto podmínky - v pravouhlém a polokruhovém háku..... $d_r = 5d_s$;
 - ve smyčce $d_r = 10d_s$;
 - v místě ohybu vložky, která není mnohokrát opakovaně namáhána $d_r = 20d_s$.
 Při přesnějším řešení se d_r stanoví z $d_{r, min}$, který je závislý na jmenovitém průměru a výpočtové pevnosti použité vložky (podrobněji viz ČSN 73 1201).

Obr. 1.30 Konečné úpravy kotvených betonářských vložek a uspořádání kotevních smyček

Konečné úpravy třmínek, spon a žebříčků jsou znázorněny na obr. 1.31, kde d_s je jmenovitý průměr podélné výztužné vložky.

Obr. 1.31 Přípustné koncové úpravy třmínek



$d_r \geq d_s$
 $d_r \geq 2,5d_{ss}$

Třmínky z vložek hladkých a s žebírky, Třmínky ze sítí SZ, Spony

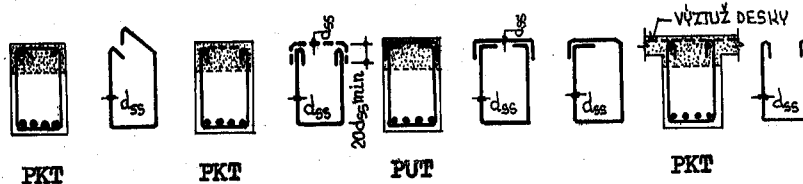
Třmínky z vložek s žebírky, Třmínky ze sítí SZ

Třmínky ze sítí S, SV

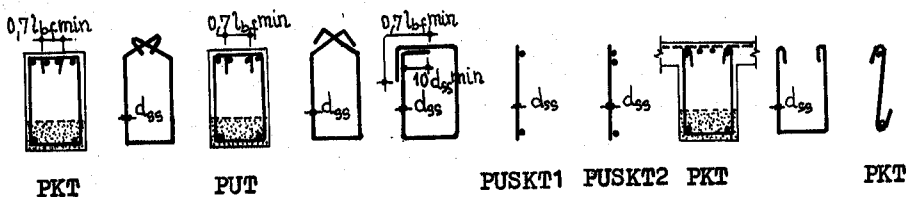
Mřížoviny z vložek hladkých a s žebírky, Třmínky ze sítí S, SV, SZ

Příklady možných tvarů třmínkové výztuže jsou na obr. 1.32 (v trémových prvcích) a na obr. 1.33 (v tlačenech, obvykle sloupcových prvcích).

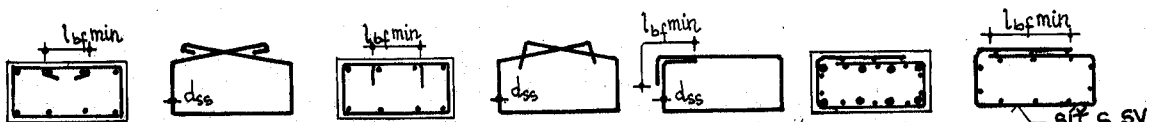
1) třmínky kotvené v tlačené oblasti, namáhané na smyk



2) třmínky kotvené v tažené oblasti, namáhané na smyk

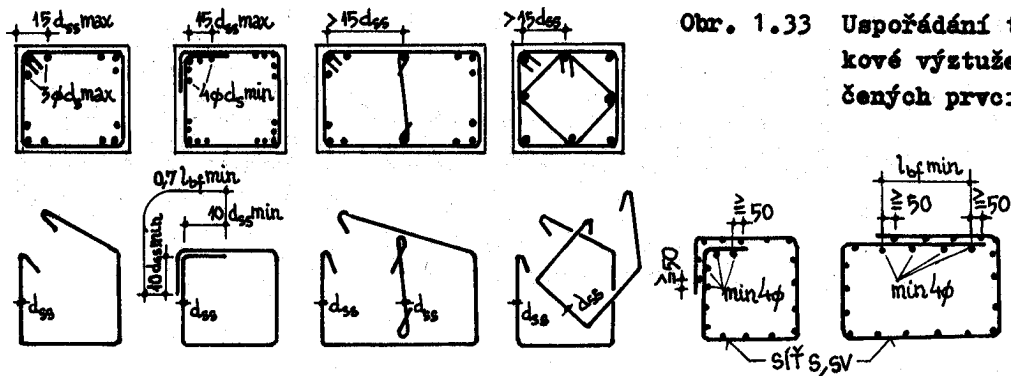


3) třmínky namáhané na smyk a kroucení



Poznámka: l_{bf} je základní kotevní délka (viz odst.1.2.2.1.5.1).

Obr. 1.32 Úprava třmínkové výztuže pro zachycení smyku a kroucení v trémových prvcích



Obr. 1.33 Uspořádání třmínkové výztuže v tlakovaných prvcích

1.2.2.1.5.1 Výpočtová kotevní délka výztuže

Aby byla zaručena dostatečná soudržnost, předepisuje se výpočtová kotevní délka jednotlivé vložky beton. výztuže, popř. svařované sítě z drátů se žebírkovým povrchem

$$l_{bd} = \alpha_{ps} \alpha_{sd} l_{bf} \geq 20 \alpha_{sd} d_s$$

kde l_{bf} je základní kotevní délka, která se určuje tabulkovou hodnotou $l_{bf,tab}$ (viz tab. 1.9.) za podmínek, které jsou v běžných případech splněny (podrobněji viz ČSN 73 1201),

α_{ps} součinitel polohy vložky uvažovaný těmito hodnotami:

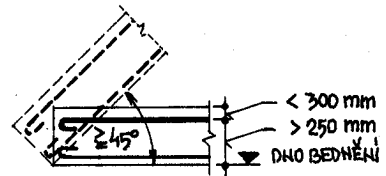
$\alpha_{ps} = 1,5$ pro výztuž, jež je při betonáži v oblasti kotevní délky více než 250 mm nade dnem bednění nebo nad pracovní spárou a současně méně než 300 mm od horního povrchu betonu, přičemž není skloněna více než o 45° od vodorovné roviny (u taženého bednění bez ohledu na polohu výztuže),

$\alpha_{ps} = 2,0$ při téže poloze výztuže u betonů se zvýšeným podílem zámesové vody (tj. minimálně 210 l vody na 1 m^3 hutného betonu),

$\alpha_{ps} = 1,0$ v ostatních případech,

α_{sd} součinitel využití vložky (při plném využití vložky ve vyšetřovaném průřezu se $\alpha_{sd} = 1,0$, při částečném využití pak $\alpha_{sd} = A_{sd}/A_s \geq 0,5$, přičemž A_s je průřezová plocha tahové, popř. tlakové výztuže ve vyšetřovaném místě, A_{sd} je průřezová plocha nutná k zajištění spolehlivosti ve vyšetřovaném průřezu),

d_s jmenovitý průměr vložky.



Výpočtová kotevní délka svařovaných sítí z drátů hladkých nebo s vtisky se stanoví jako součet vzdálenosti mezi n příčnými pruty,

$$l_{bd} = (n-1)a \geq \alpha_{sd} \alpha_{ps} l_{bf,tab}$$

kde $n = 3$ α_{sd} a "a" je osová vzdálenost mezi pruty, přičemž musí být $a \geq 50 \text{ mm}$.

1.2.2.1.5.2 Kotvení výztuže mimo podpory

Jednotlivé vložky betonářské výztuže a svařované sítě z drátů s žebírkovým povrchem musí být v oblastech mimo podpory (obr. 1.34) kotveny - za teoretickým počátkem jejich využití nejméně na délku

$$l_1 = \Delta l + 15d_s$$

Tab. 1.9. TABULKOVÉ HODNOTY ZÁKLADNÍCH KOTEVNÍCH DĚLEK ¹⁾ l_{bf, tab}

Druh oceli	Osnažení na výkre- sech	Konečná úprava	Tabulková hodnota základní kotevní dél- ky l _{bf, tab} jako násobek d _s v betonu třídy					
			B12,5	B15	B20	B30	B40	B50
10 216	B	B ¹⁾	65	55	45	35	30	25
		PK, SP	50	40	35	30	20	20
		PUP	50	40	30	30		
		PKP	45	40	30	30		
10 245	K	B	45	40	35	25	25	20
		PU	40	35	30	20	20	
		PK, SP	35	30	25			
		PUP	35	30	20			
		PKP	30	30				
11 373	EZ	B ¹⁾	65	55	45	35	30	30
		PK, SP	50	45	35	25	20	20
		PUP	50	45	30	25		
		PKP	45	40	30	20		
42 6410.1 42 6410.3	G	PK	50	45	35	30	25	20
10 335	J	B	40	45	40	30	25	25
		PU	35	35	30	25	20	20
10 338	T	PK, SP	30	35	30	20		
PUP		35		25				
PKP		30		25				
10 425	V	B	35	50	45	35	30	30
		PU	35	40	40	30	25	20
		PK, SP	30	40	35	30	25	
		PUP		40	30	25	20	
		PKP		35	30	20		
10 505 KARI	R	B	30	45	50	35	30	30
		PU		35	40	30	25	
		PK, SP		35	35	30	25	20
		PUP		30	30	25		
		PKP		30	30	20	20	

¹⁾ Platí jen pro tlakové vložky v tlačených prvcích.

Tloušťka betonu krycí vrstvy u spodní výztuže základových konstrukcí nesmí být menší než 70 mm při uložení přímo na zeminu a ne menší než 35 mm při uložení na podkladní beton.

U konstrukcí vystavených teplotám vyšším než 75°C (v komínech, pecích apod.) nutno zvětšit krytí nosné výztuže na straně vystavené těmto teplotám nejméně na 50 mm. Rovněž u konstrukcí, které jsou vydány nárazům ledu a plovoucích předmětů zvětšuje se krytí nosné výztuže betonem na 100 mm.

1.3.2 T v a r y k o n s t r u k č n í c h p r v k ů z e ž e l e z o v é h o b e t o n u

Železový beton je konstrukční materiál, který skýtá takřka neomezené možnosti při jeho stvárnění. Navržené tvary a rozměry konstrukčních prvků (konstrukcí) musí však odpovídat nejen esteticky zdůvodněným architektonickým představám a účelnosti, ale musí zároveň vyhovovat statickým požadavkům a možnostem provedení.

Železobetonová konstrukce (konstrukční systém), která se skládá z jednotlivých konstrukčních prvků, působí jako jednotný celek. Z hlediska vzájemného poměru hlavních rozměrů lze rozdělit všechny konstrukční prvky do tří skupin:

a) prvky prutového charakteru, tj. prvky, u nichž délkový rozměr převládá nad rozměry průřezu kolmého k ose (střednici) prutu. Patří sem přímé, zalomené a zakřivené nosníky, trámy, žebra, průvlaky, oblouky, pruty příhradového nosníku, sloupy, pilíře apod.,

b) prvky plošné, u nichž jeden rozměr (tloušťka) je malý proti délce a šířce. Jsou to například desky nosné v jednom nebo více směrech, stěny, klenby, lomenice, skořepiny apod.,

c) prvky masivní, u nichž jsou všechny tři rozměry řádově stejně velké. Jako příklad uveďme základové bloky a přehradní tělesa.

1.3.2.1 Základní konstrukční prvky a zásady jejich vyztužování

Konstrukční zásady a ustanovení dále uváděné odpovídají ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí.

Železobetonové monolitické nebo montované stavby se v oboru běžných pozemních, ale i inženýrských staveb, vytvářejí z několika základních konstrukčních prvků, jimiž jsou desky, trámy (žebra, průvlaky, rámové příčle), sloupy (pilíře) a stěny (zdi).

Vložky betonářské výztuže znázorněné u dále popisovaných prvků se většinou předpokládají z oceli vyžadující koncovou úpravu ve tvaru polokruhového háku (např. ocel 10 216). Pokud se použije jakostnějších ocelí s povrchem žebírkovým apod. (např. ocel 10 335 nebo 10 425) a betonů vyšších tříd, je možno nahradit polokruhový hák pravoúhlým hákem, popř. jinou koncovou úpravou, nebo bezhákovou úpravou (viz odst. 1.2.2.1.5 a obr. 1.30).

1.3.2.1.1 Desky

Deska je plošný rovinný prvek namáhaný převážně ohybem kolmo na střednicovou rovinu, u něhož je poměr stran příčného řezu spravidla větší než 4:1. Ve statickém výpočtu se obvykle uvažuje pruh desky o šířce $b = 1$ m.

Podle způsobu podepření, statického působení a uspořádání nosné výztuže, která se do ní vkládá na zachycení tahových napětí, rezeznáváme desku s nosnou výztuží jednosměrnou a desku s nosnou výztuží ve více směrech (obvykle ve dvou na sebe kolmých směrech).

a) Desky s jednosměrnou nosnou výztuží

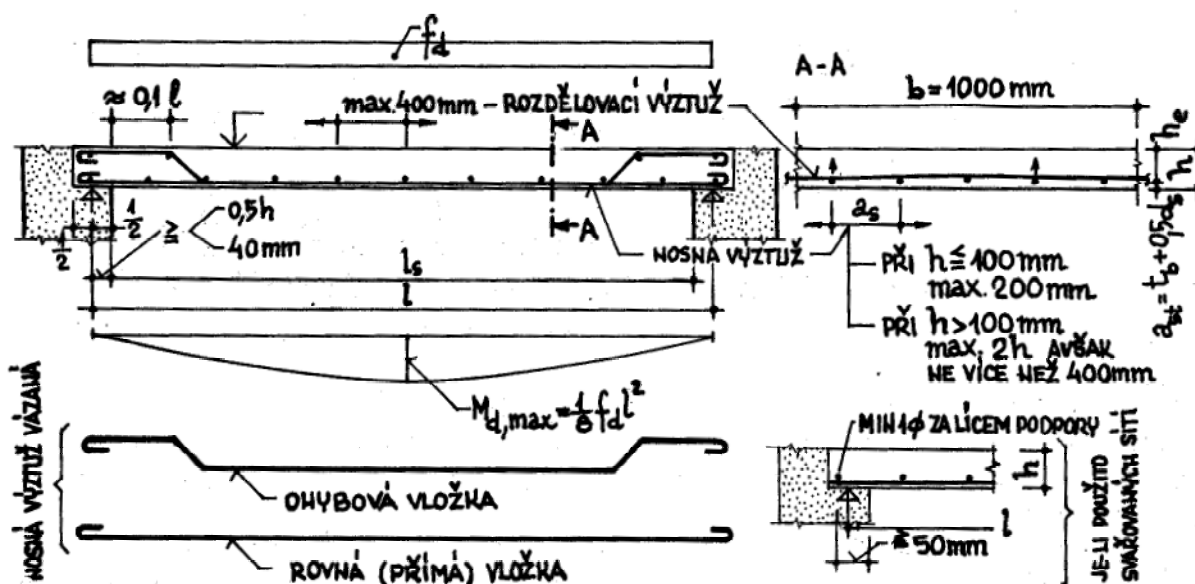
Výztuž železobetonové desky vyztužené v jednom směru se skládá z nosné výztuže, která se ukládá ve směru rozpětí do tažených částí desky (co nejblíže k povrchu s přihlédnutím^{na} nutnou krycí vrstvu betonem) a z rozdělovací výztuže, která se ukládá kolmo na směr nosné výztuže.

Vložky nosné výztuže, v místě působení největších ohybových momentů, nesmějí být dále od sebe než 200 mm při tloušťce desky do 100 mm. U desek tlustších než 100 mm je maximální vzdálenost mezi pruty nosné výztuže (a_s) dána dvojnásobnou výškou desky, nejvíce však 400 mm.

Rozdělovací výztuž má funkci roznášet případná soustředěně působící břemena na větší pruh desky, zachytit podružná napětí od smršťování betonu (případně zachytit napětí od kolísání teploty ve směru kolmém na rozpětí) a fixovat správnou polohu nosné výztuže. Maximální vzdálenost prutů rozdělovací výztuže je 400 mm, přičemž její průřezová plocha připadající na 1 m délky desky nesmí být menší než 15% průřezové plochy nosné výztuže připadající na 1 m šířky desky.

Podle způsobu podepření se desky jednosměrně vyztužené dělí na nosníkové, konzolové, vetknuté a spojité.

Deska uložená na dvou pretilehlých, zpravidla rovnoběžných stranách svého obvodu, je deskou nosníkovou (obr. 1.50).

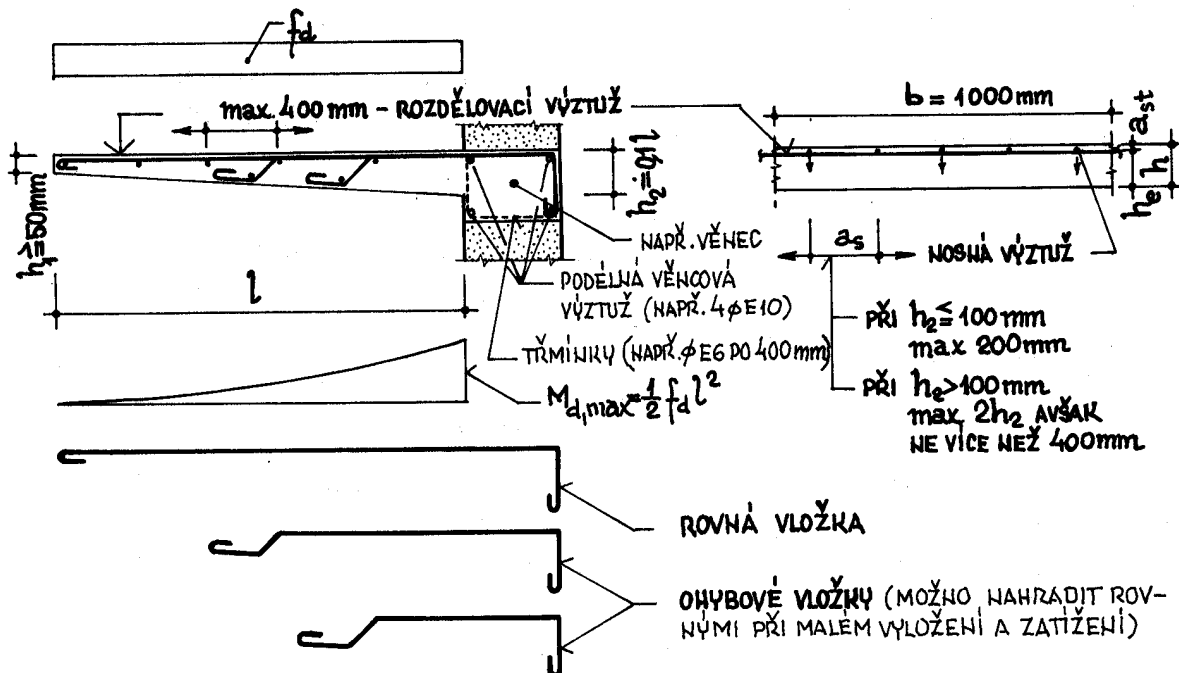


Obr. 1.50 Deska nosníková

Úložná délka a statické rozpětí desek betonovaných na místě (in situ) jsou patrné z obr. 1.50. Informativně lze volit při návrhu průřezu desky její tloušťku

přibližně 1/25 až 1/20 statického rozpětí. Minimální tloušťka desky se doporučuje volit 40 mm u střešních konstrukcí, 50 mm u stropních konstrukcí nevýrobních budov, 60 mm u výrobních budov, 100 mm u desek pojížděných lehkými vozidly a 120 mm u desek pojížděných těžkými vozidly. Nosná výztuž se umísťuje po celé délce rozpětí při dolním povrchu. Část vložek, asi jedna polovina až třetina, se převádí v blízkosti podper ohyby k hornímu povrchu k zachycení případných ohybových momentů, které by mohly vzniknout částečným upnutím konců desky do podperující konstrukce (např. cihelná zeď). Ohyby se provádějí pod úhlem 45° nebo 30° nebo ve sklonu 1:2.

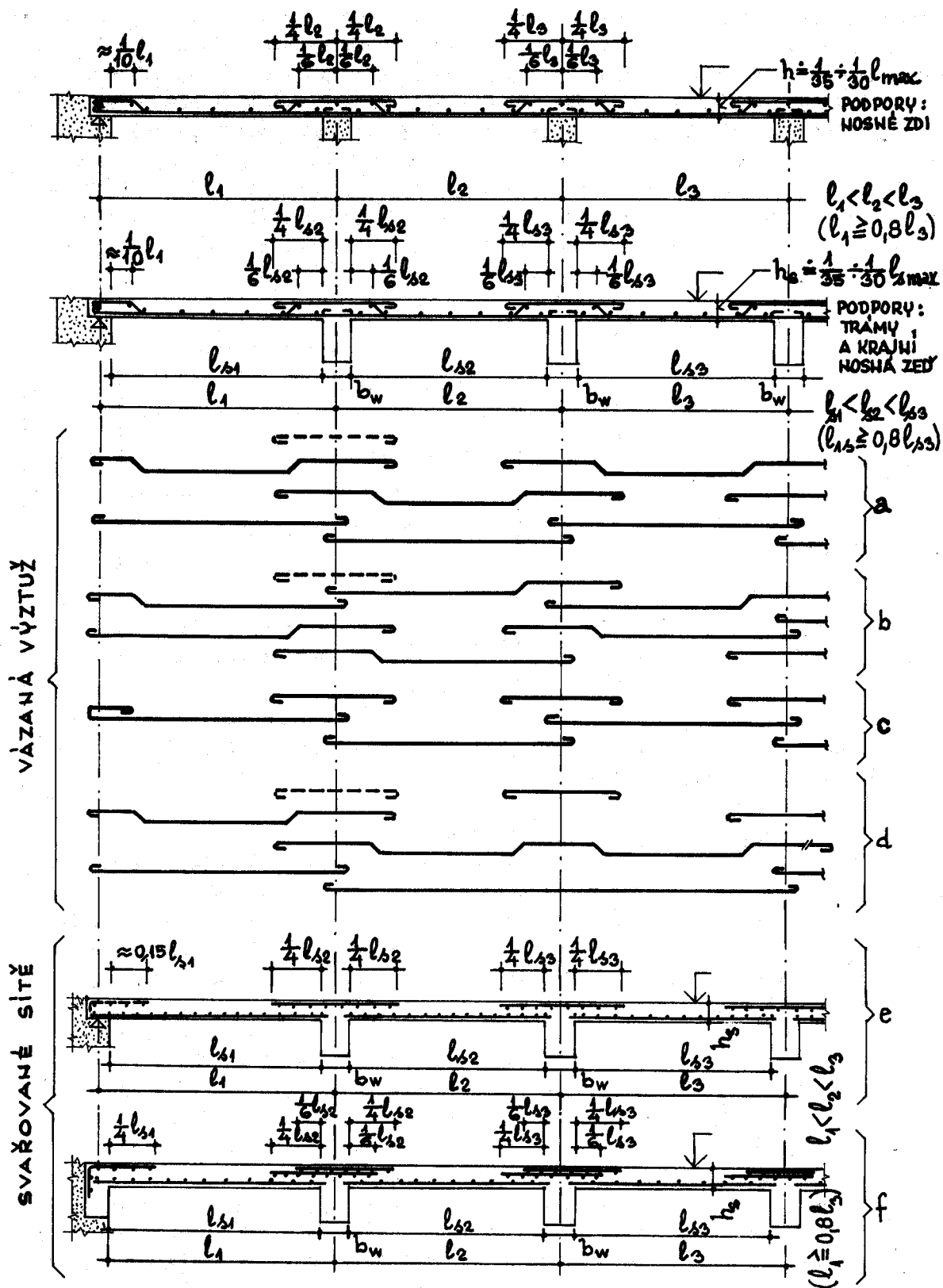
Deska konzolová je deska vetknutá na jedné straně svého obvodu (např. do železobetonového věnce - viz obr. 1.51) a na ostatních stranách nepodepřená. Deska je namáhána záporným ohybovým momentem, takže nosnou výztuž umístíme k jejímu hornímu povrchu. Informativní tloušťka desky v místě vetknutí je asi 1/10 jejího vyložení.



Obr. 1.51 Deska konzolová (s proměnnou tloušťkou)

Deska vetknutá. Je to deska na obou koncích upnutá do podpor. Stupeň vetknutí je závislý na mohutnosti podperující konstrukce. V poli desky vznikají kladné momenty ohybové, kdežto u podpor ohybové momenty záporné. Za předpokladu dokonalého vetknutí a při rovnoměrném zatížení je moment v poli $\frac{1}{24}f_d l^2$, v podpoře pak $\frac{1}{12}f_d l^2$. Při částečném vetknutí dojde k posunům momentů. Moment v podpoře poklesne, kdežto v poli vzroste (v extrémním případě až na $\frac{1}{8}f_d l^2$, nahradíme-li dokonalé vetknutí prostým uložením) - obr. 1.52. Při návrhu můžeme volit tloušťku desky přibližně informativně 1/35 až 1/30 rozpětí (světlosti). Nosná výztuž se ukládá podle průběhu momentů, v poli k dolnímu povrchu, v podpoře k povrchu hornímu. Část vložek při dolním povrchu probíhá po celé délce rozpětí, zbytek pak, asi jedna polovina až dvě třetiny, se převádějí v blízkosti podpor k hornímu povrchu. Pokud takto převedená výztuž nestačí k vykrytí záporných momentů doplníme ji tzv. příložkami.

Deska spojitá je konstrukce, která probíhá spojitě přes podpory, jimiž jsou



Obr. 1.53 Různé způsoby vyztužování spojité desky - a,b,c,d výztuž vázaná; e,f výztužné sítě

spelupůsobící, vložkami kolnými na rovinu ohybu trámu (viz odst. 1.5.4.3.2.5.2.3)

Ohyby nejsou obvykle staticky nutné. Pokud se vyskytnou, většinou z důvodů konstrukčních, provádějí se u tenkých desek pod úhlem 30° , u silnějších případně i pod úhlem 45° . Ohýbat lze nejvýše tři čtvrtiny vložek v poli a při prostém uložení krajní podpory nejvýše dvě třetiny vložek, přičemž osová vzdálenost výztužných vložek nesmí přestoupit 400 mm.

Příklady různých způsobů vyztužení spojitě desky jsou na obr. 1.53. Při určení počtu nosných vložek v poli i v podpoře, vložek rozdělovacích, jejich vzájemných maximálních vzdáleností, platí tatož kritéria jako u desek již probraných (viz např. řez na obr. 1.50).

Tab. 1.10 SOUČINITELÉ λ_s

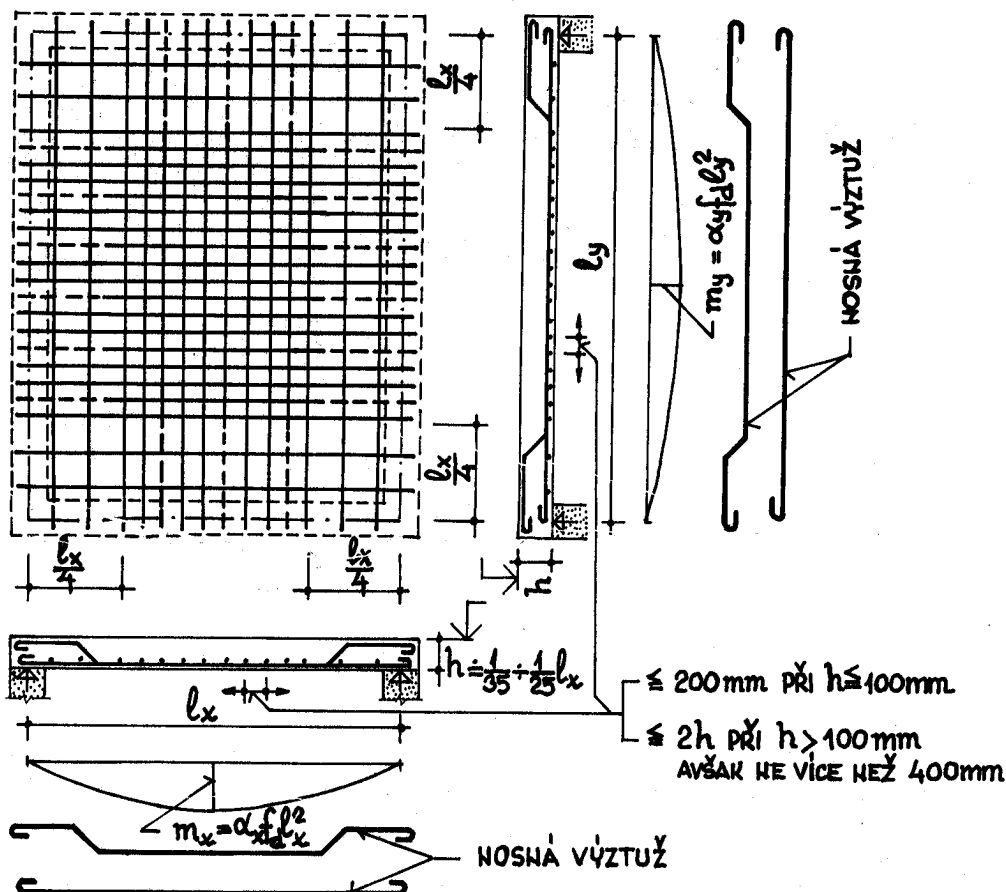
Hodnoty součinitele λ_s pro výpočet ohybového momentu M_d	uprostřed pole	krajní pole ¹⁾		$+\frac{1}{11}$
		vnitřní pole		$+\frac{1}{16}$
	v podpoře	u desky o dvou polích		$-\frac{1}{10}$
		krajní ¹⁾	u desek o třech a více polích	$-\frac{1}{11}$
		vnitřní		$-\frac{1}{16}$
	¹⁾ Pokud je krajní pole na konci vetknuté uvažují se hodnoty λ_s jako pro případ vnitřního pole, tj. $\pm 1/16$.			

b) Desky s nosnou výztuží ve více směrech

Půderysně pravoúhlá deska, čtvercová nebo obdélníková podepřená po obvodu se počítá jako deska vyztužená ve dvou směrech (obvykle na sebe kolmých) za předpokladu, že delší strana je nejvýše dvakrát tak dlouhá jako strana kratší (v opačném případě přechází v desku v jednom směru vyztuženou). Takovou desku nazýváme křížově vyztuženou. Výztuž se skládá ze dvou systémů nosných vložek (obr. 1.54). Pokud je způsob uložení desky po celém obvodu stejný (prosté nebo vetknuté), přenáší se větší část zatížení směrem kratšího rozpětí a výztuž v tomto směru se pak ukládá do první vrstvy, blíže k povrchu. Výztuž se navrhuje (dimenzuje) v obou směrech v pruzích obvykle 1 m širokých na největší hodnoty ohybových momentů. Vlastní rozdělení vložek po celé délce l_x , popř. l_y , se musí přizpůsobit průběhu momentů (výztuž směrem k podporám v pruhu širokém $0,25l_x$, při $l_x < l_y$, se může redukovat na polovinu).

Desky křížově vyztužené se vyskytují ve stavební praxi buď jako desky o jednom poli na obvodě prostě uložené nebo vetknuté anebo, častěji, jako desky spojitě ať již v jednom nebo ve dvou směrech. Předběžně lze volit tloušťku desky prostě uložené $1/35$ až $1/25$ rozpětí l_x , desky vetknuté nebo spojitě $1/50$ až $1/35$ rozpětí l_x , kde l_x je menší z obou rozpětí.

Zvláštním druhem stropní deskové konstrukce jsou stropy hřibové (lokálně podepřené desky). Jsou to desky podepírané, obvykle v pravidelných vzdálenostech, přímo sloupy, jejichž horní část je rozšířena v mohutné hlavice (obr. 1.55).

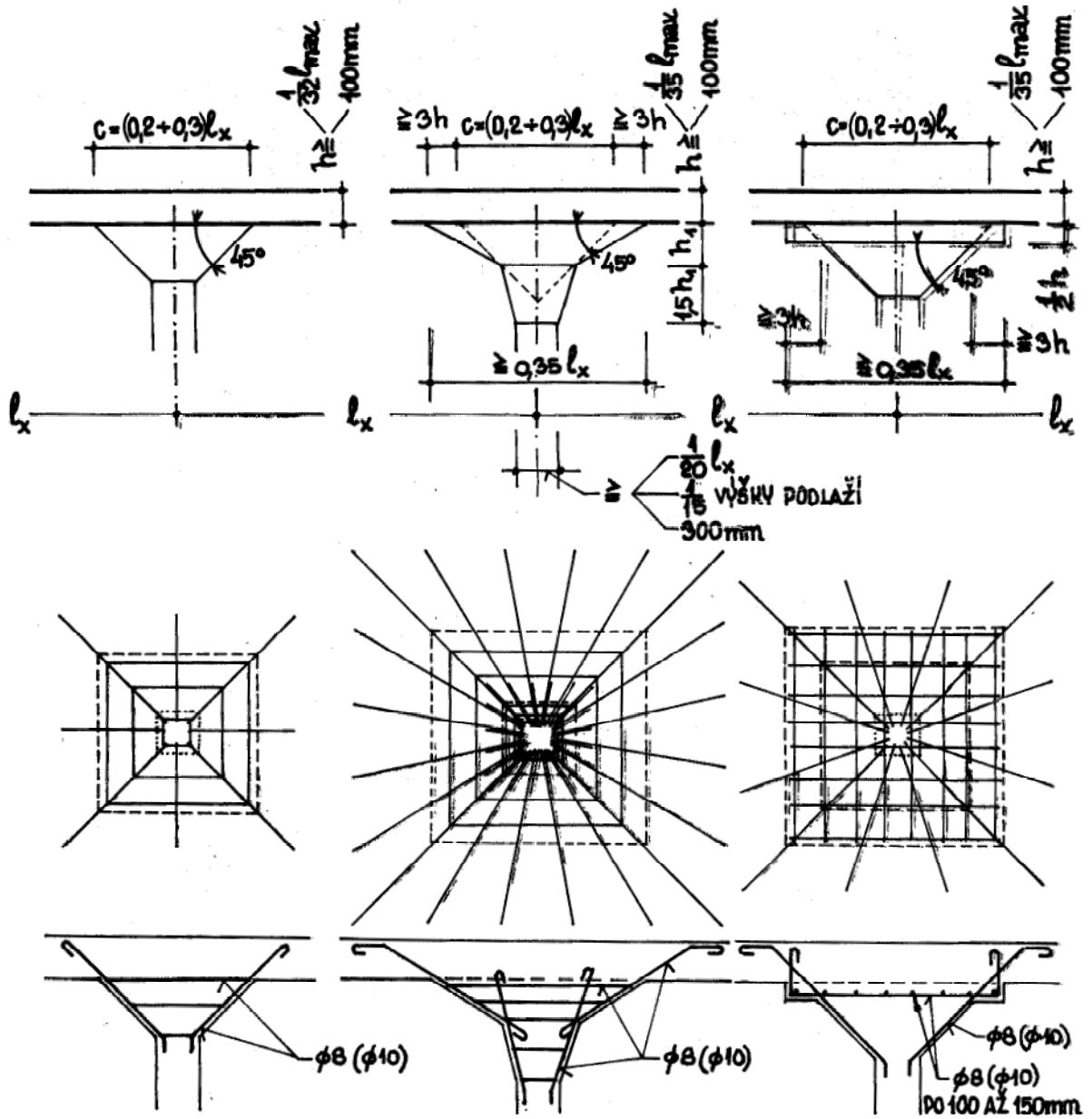


Obr. 1.54 Deska křížově vyztužená a po obvodě prostě uložená, rovnoměrně zatížená, $l_x \approx 0,5l_y$. Velikost součinitelů α_x, α_y závisí při daném poměru stran na způsobu uložení desky a na skutečnosti zda je nebo není zamezeno nadzdvihování rohů desky (součinitele lze vyhledat např. v Technickém průvodci 51, Statické tabulky)

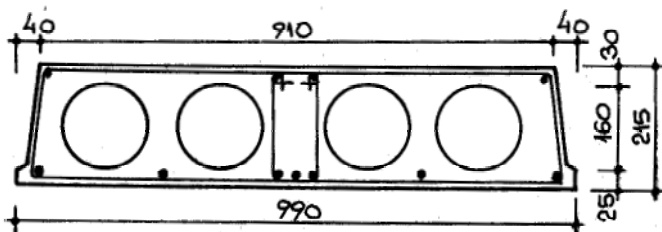
Při menších užitných zatíženích, $v_n \leq 5 \text{ kN/m}^2$, lze hlavice vypustit a deska pak spočívá přímo na sloupech. Takovou konstrukci nazýváme bezhlavým stropem se skrytými hlavici (lokálně, popř. bodově podepřeným stropem, deskou). Minimální tloušťka desky je přibližně 1/32 až 1/30 většího rozpětí a nemá klesnout pod 160 mm. Vzhledem k nebezpečí protlačení desky sloupem je minimální tloušťka desky mnohdy závislá na průřezových rozměrech sloupů, případně na rozměrech ocelové hlavice nebo betonové předvyrobené hlavice (obvykle z předpjatého betonu) v desce zabudované.

Výztuž desky lokálně podepřené je uspořádána obdobně jako u křížově vyztužených desek. V sloupových pruzích je výztuž navržena hustěji než v pruzích středních, v souladu s průběhem ohybových momentů (obr. 1.56 a odst. 1.6.1.3).

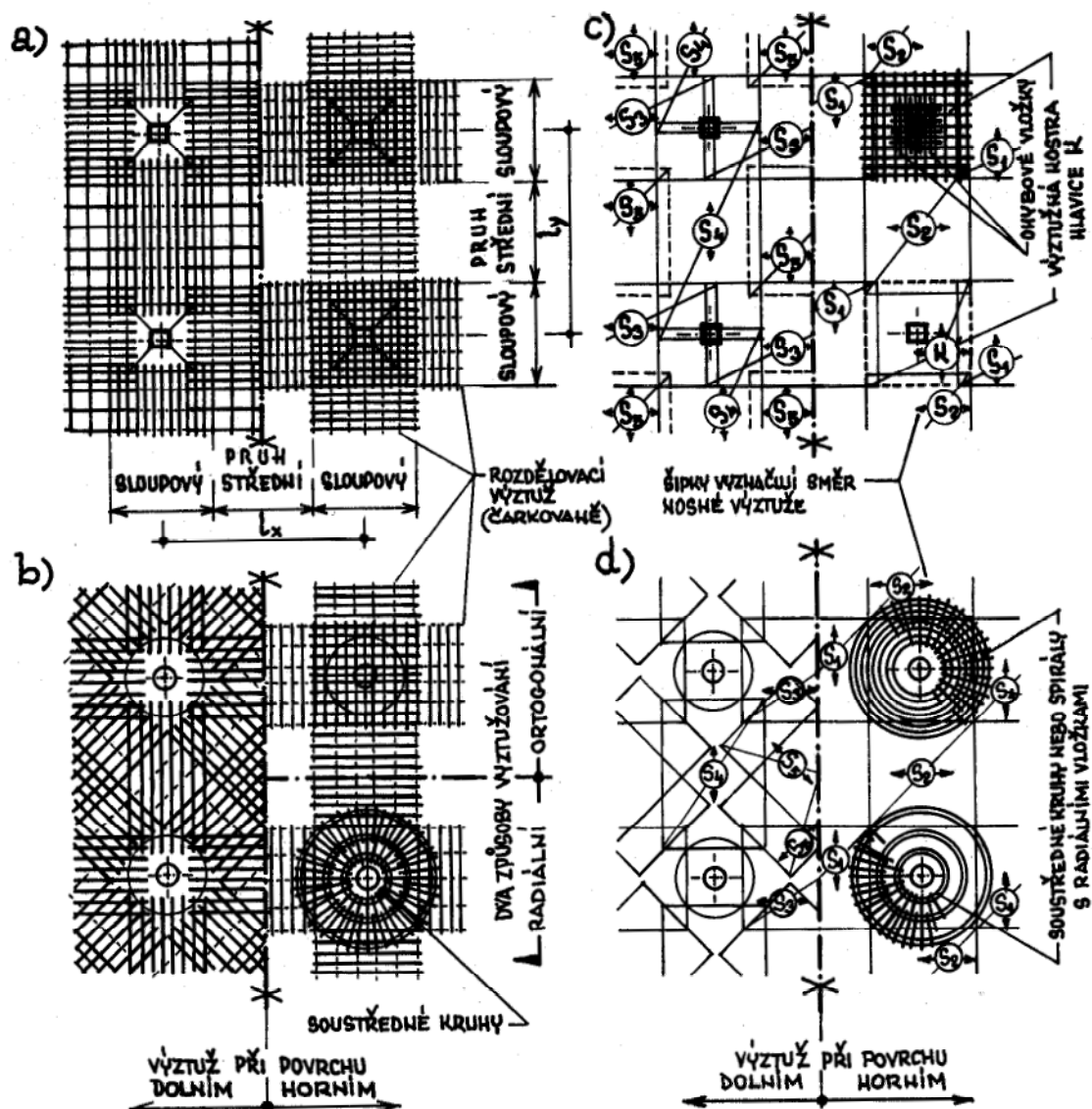
Stropní deskové konstrukce montované, tj. stropní, popř. střešní desky a panely, jsou převážně vyráběné centrálně v panelárnách a dopravované na stavbu, kde se jako hotové konstrukční prvky osazují buď na nosné zdivo, stěnové panely nebo na monolitické či montované průvlakové prvky (díloce). Zásady vyztužování jsou stejné jako u monolitických desek. Většinou jsou navrženy jako desky v jednom směru vyztužené. Mnohdy se vylehčují dutinami (obvykle kruhovými), aby se snížila jejich vlastní hmotnost. Pro ilustraci je na obrázku 1.57 znázorněn řez dutinovým stropním panelem.



Obr. 1.55 Typy hlavic hřibových stropů (lokálně podepřených) a způsob jejich vyztužování



Obr. 1.57 Řez dutinovým stropním panelem (betonovým dílcem)



Obr. 1.56 Půdorysné schéma výztuže desky lokálně podepřeného stropu (výseky): a) Vázaná výztuž, vložky uspořádané ortogonálně, viditelné hlavice, b) Vázaná výztuž, vložky uspořádané ortogonálně i diagonálně, starší způsob, viditelné hlavice, c) Výztužné sítě a kostry (nad sloupy), skryté hlavice, d) Výztužné sítě (ortogonálně i diagonálně), nad sloupy použito vyztužování radiální a kruhovou (popř. spirálovou) výztuží, viditelné hlavice

1.3.2.1.2 Trámy

Trámy (žebra, žebírka), průvlaky a rámové příčle jsou konstrukční prutové prvky namáhané převážně ohybem, smykem, popř. kroucením. Navrhují se jako samostatné nosníky nebo častěji v tuhém spojení se stropní deskou a to buď jako staticky určitá konstrukce (prostý nosník, prostý nosník s převislým koncem, konzola-krakorec, spojitý nosník s klouby apod.) nebo jako staticky neurčitá (spojitý nosník, součást rámové konstrukce apod.).

Průřez prvku je většinou obdélníkový, přičemž výška h bývá větší než šířka b a jejich poměr $h:b$ nepřekračuje zpravidla hodnotu 4:1. Příčný průřez se může vyskytnout i v různých jiných tvarech jako T (deskový trám), I, trojúhelník,

lichoběžník aj., z nichž nejrozšířenější je průřez tvaru T (obr. 1.58).

Velikost průřezových rozměrů (b , b_w , h) závisí na zatížení a na statickém působení (např. trám na koncích volně, prostě uložený na zdivu vyžaduje větší průřez než trám spojitý přes několik polí - při jinak stejném zatížení a statických rozpětích). Výška h se pohybuje v rozmezí od $1/20$ do $1/8$ rozpětí, šířka b (u T a I průřezů b_w) se navrhuje u trámů $1/3$ až $1/2$ výšky h , u průvlaků a rámových příčlů běžně $1/2$ výšky h . Pro stěny vysokých T a I nosníků se doporučuje tloušťka nejméně 80 mm.

Výstuž trámu (obr. 1.59) se skládá z podélné nosné výstuže sledující směr rozpětí, z třmínek (třmenů), které se ukládají obvykle v pravidelných vzdálenostech od sebe, a z výstuže pomocné (konstrukční, montážní).

Podélná nosná výstuž se musí přizpůsobit průběhu ohybových momentů a posouvajících sil, takže část podélných vložek se převádí ohyby, zpravidla pod úhlem 45° (výjimečně 60° při vyšších průřezích), od jednoho povrchu k druhému a využije se tak spolu s třmínky k zachycení posouvajících sil - tuto výstuž nazýváme smykovou nebo příčnou. Podle toho kolika svislými větvemi (rameny) třmínky vzdorují, označují se jako dvojtřížné, čtyřtřížné nebo více-třížné (obr. 1.58). Většinou se používá třmínek dvojtřížných, pouze u širších trámů se volí třmínky více-třížné tak, aby byla splněna podmínka $s_s \leq 450$ mm (viz obr. 1.58). Trámy musí být opatřeny vždy třmínky, které nesmějí být od sebe vzdáleny více než tři čtvrtiny účinné výšky trámu, ne však více než 400 mm. Jmenovitý průměr d_{ss} třmínek musí splňovat podmínku

$$d_{ss} \geq \alpha d_{st} \sqrt{s_s / s_{s,lim}}$$

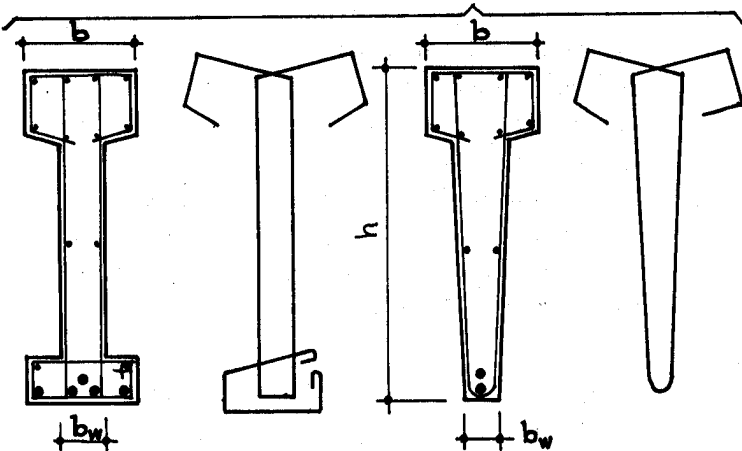
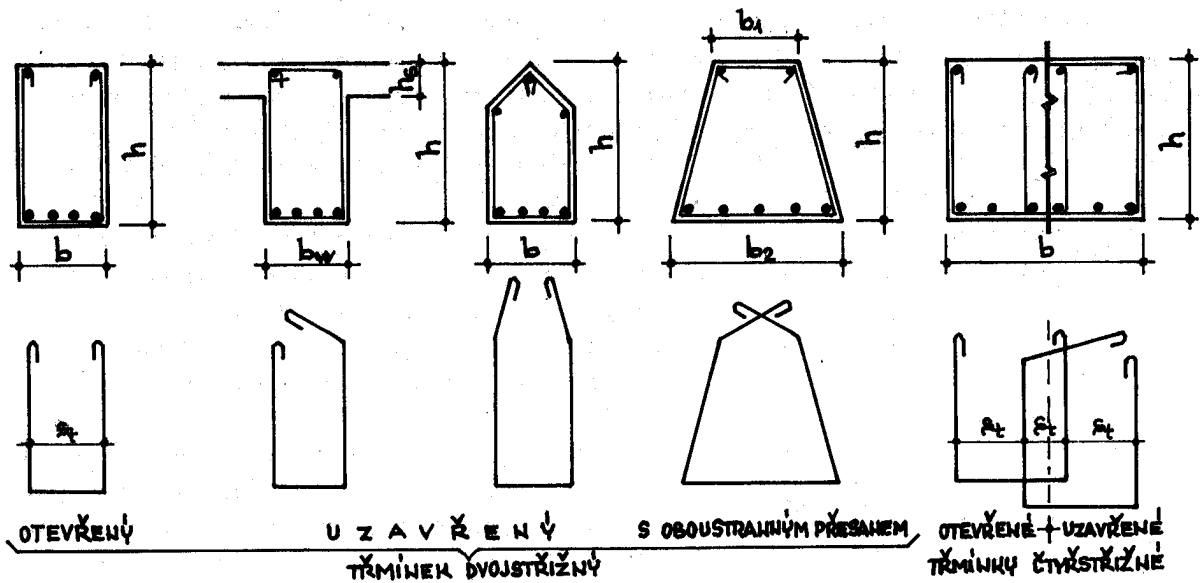
kde α je součinitel uvažovaný hodnotou 0,33, jsou-li třmínky z oceli nižší třídy než je podélná tahová výstuž, a hodnotou 0,25 v ostatních případech, d_{st} největší jmenovitý průměr podélné tahové výstuže, s_s vzdálenost svislých třmínek měřená ve směru střednice prvku (trámu), $s_{s,lim}$ menší z hodnot : $0,75h_0$, 400 mm (h_0 je účinná výška průřezu).

Pokud třmínky obepínají tlakové pruty podélné výstuže uvažované ve výpočtu (při dimenzování), nesmí být vzdálenost třmínek větší než 15 jmenovitých průměrů, u svařovaných koster ne větší než 20 jmenovitých průměrů vložek nosné tlakové výstuže, vždy však nejvýše 250 mm (uvažuje se nejmenší jmenovitý průměr podélné tlakové výstuže). Při uložení trámu na zdivu musí být alespoň dva třmínky za lícem podpory, jsou-li třmínky navrženy výpočtem a alespoň jeden třmínek, je-li trám vystužen pouze pomocnou třmínkovou výstuží. Jmenovitý průměr d_{ss} třmínek musí přitom splňovat podmínku

$$d_{ss} \geq \begin{cases} 0,25d_s \\ 4 \text{ mm} \end{cases}$$

Použije-li se na vyztužení trámu svařované výstuže, např. mřížovin, musí být tyto zavedeny až do konce prvku nad uložení a příčné pruty smykové výstuže (nahrazující třmínky, popř. i ohyby), musí být spolehlivě přivařeny k podélným prutům nosné i pomocné výstuže. Konstrukční uspořádání mřížoviny nad uložení je schematicky znázorněno ve výseku na obrázku 1.59b. Mřížoviny se obvykle svařují v centrálních přípravnách a na stavbu se dovážejí jako polotovary. Proto je možno při jejich výrobě výhodně přizpůsobit vzájemné vzdálenosti příčných prutů průběhu posouvajících sil, tj. zhustit je ve směru nárůstu posouvajících sil (obvykle směrem k podporám).

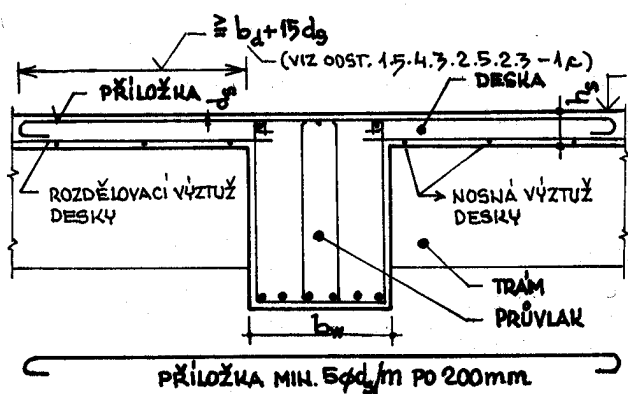
U deskových trámů je zabezpečeno spolupůsobení desky s trámem nosnou výstuží probíhající kolmo na trám. Pokud však se zatížení z trámu přenáší na průvlak (kolmo na trám) vznikají ve směru kolmém na průvlak v desce ohybové momenty, které



s_t ... je vzdálenost větví
 tržnicové výztuže
 nalézající se v jed-
 né rovině kolmé na
 rovinu ohybu

Obr. 1.58 Různé průřezy
 trámů. Druhy
 tržnic (viz
 též obr. 1.32)

v blízkosti průvlaku nabývají dosti velkých hodnot (deska je do průvlaku vetknuta), které mohou činit až $-\frac{1}{24} f_d l_s^2$ (značí-li f_d plné rovnoměrné zatížení na 1 m^2 desky a l_s světlý rozpon desky mezi trámy). Proto norma předepisuje, že deska

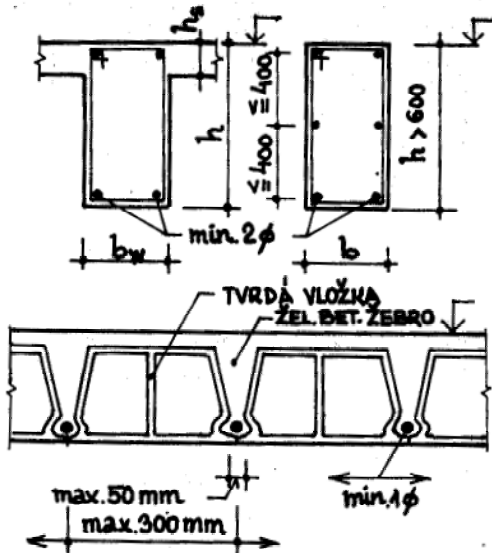


Obr. 1.60 Příložky v desce
 nad průvlakem

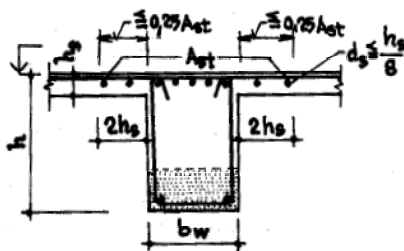
musí být vyztužena při horním povrchu kolmo na osu průvlaku alespoň pěti vložkami na každý metr délky průvlaku, přičemž plocha průřezu těchto vložek (příložek) se musí rovnat nejméně třetině plochy průřezu nosné výztuže desky nad podporou (nad trámem). Tyto příložky se zavádou do desky na obě strany od líce průvlaku a to na vzdálenost rovnou alespoň spolupůsobící šířky desky (vztaženo k průvlak) zvětšené o 15 jmenovitých průměrů vložek.

Nosné trámy s průřezem T o šířce žebra $b_w > 80 \text{ mm}$ se musí vyztužit po celé délce alespoň dvěma přínými vložkami při taženém líci. Trámy o výšce $h > 600 \text{ mm}$ musí mít při nevyztužených

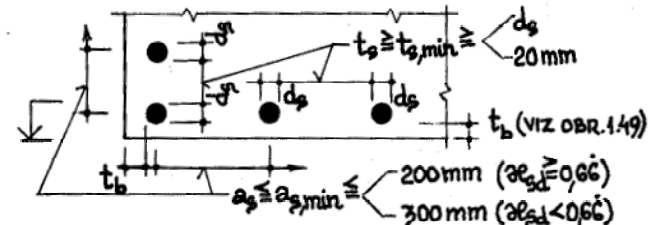
površích rozdělovací výztuž rovnoběžnou se střednicí, jejíž vzájemná vzdálenost nesmí být větší než 400 mm. U žebrových stropů s keramickými nebo jinými tvrdými vložkami se mohou podélná žebra vystužit jednou průběžnou výztužnou vložkou při spodním povrchu pokud šířka žebor při spodním okraji není větší než 50 mm a jejich osová vzdálenost nepřekračuje 300 mm (obr. 1.61).



Obr. 1.61 Minimální počty podélných pří-
mých vložek

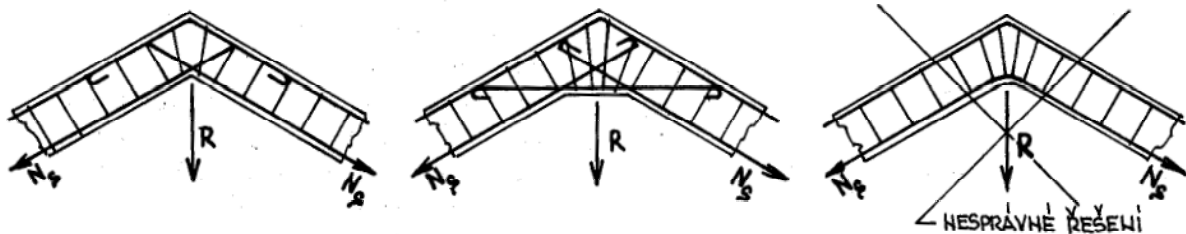


Obr. 1.62 Výztuž deskového
trámu nad podporou



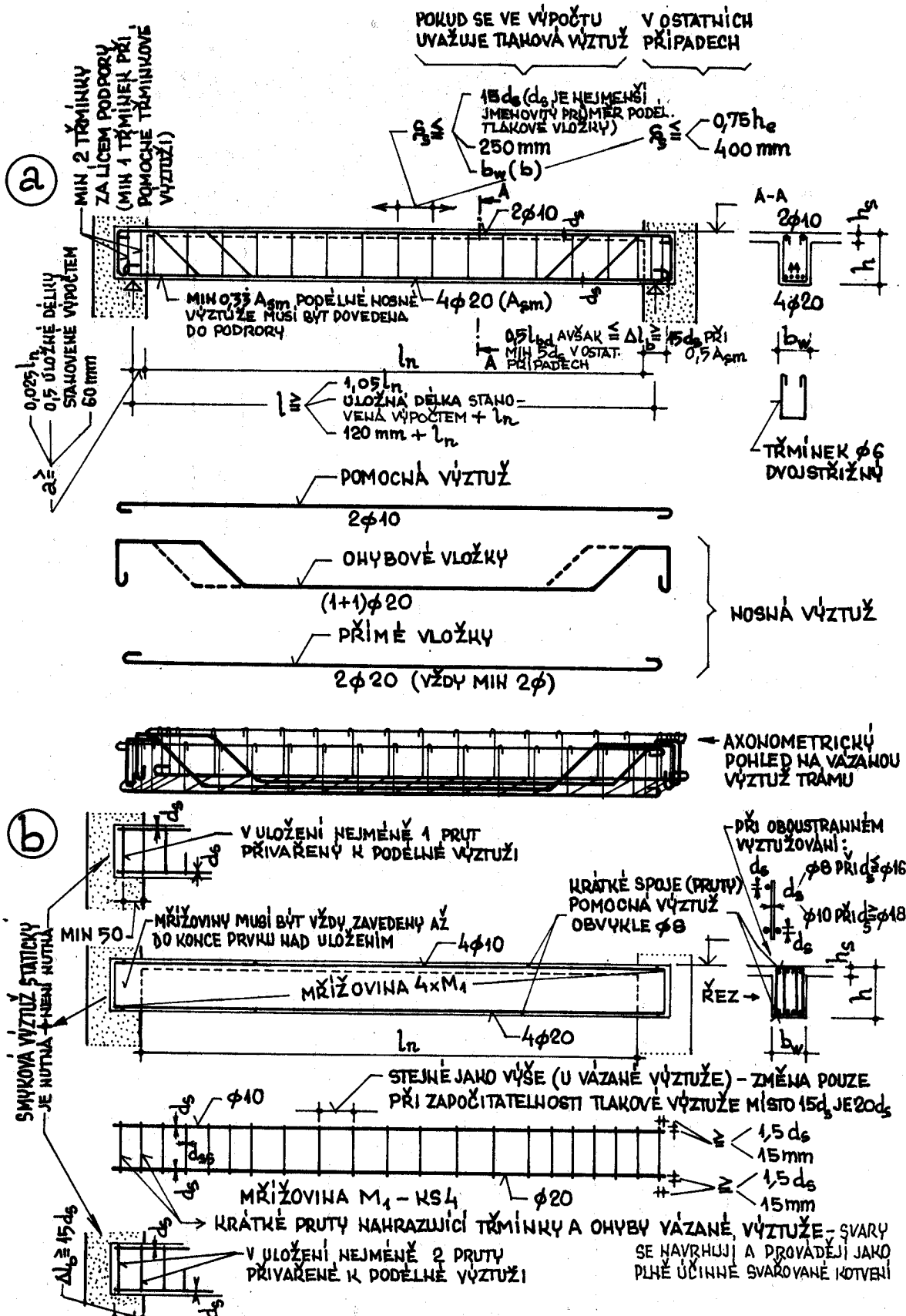
Obr. 1.63 Mezery mezi vložkami
betonářské výztuže

V zalomených místech konstrukčních prvků (schodišťová deska, schodnice, zalomený rámový příčel apod.) se musí tahová výztuž upravit tak, aby krycí vrstva betonu nebyla odtrhována a použít uzavřených třmínek (obr. 1.64).

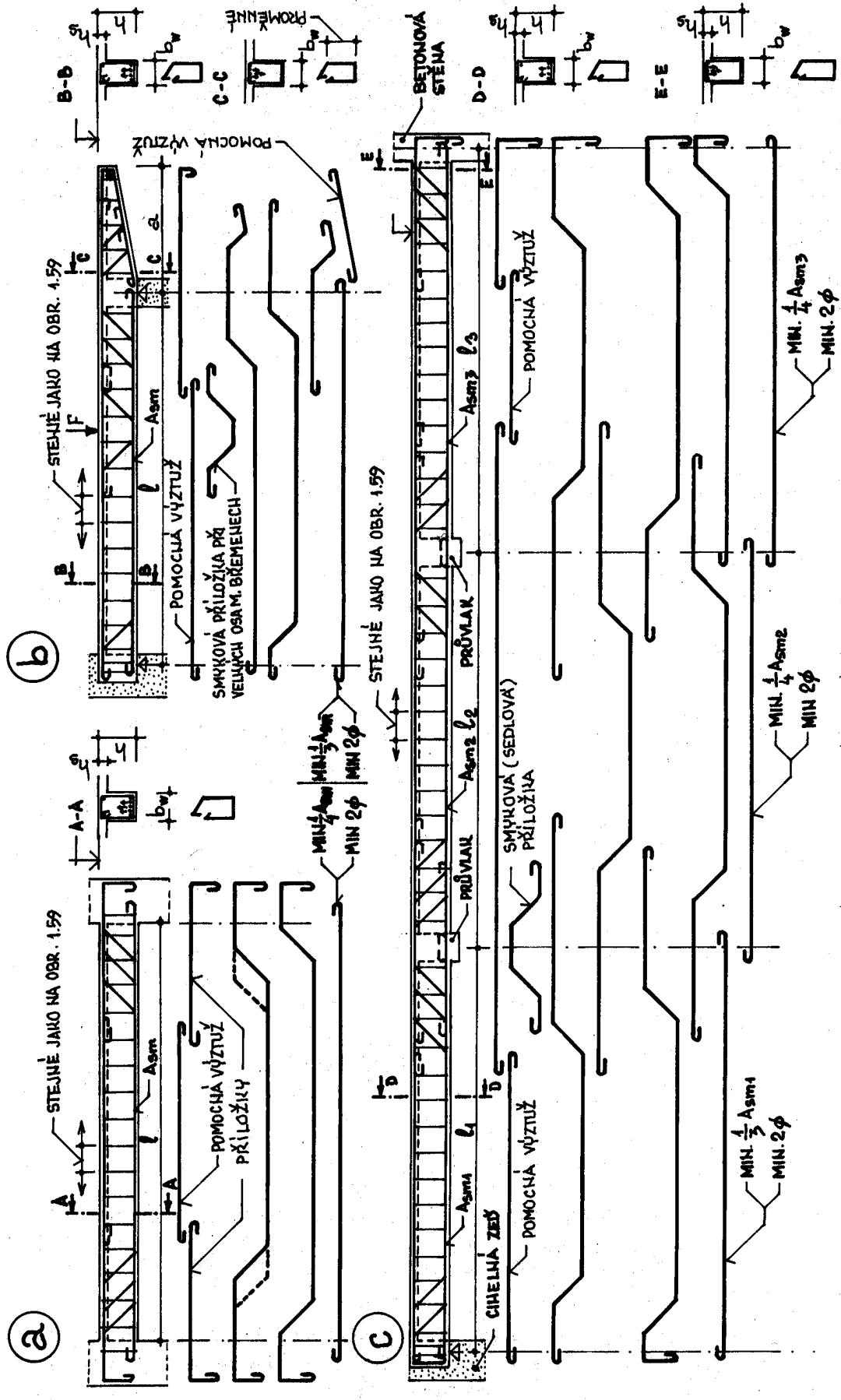


Obr. 1.64 Výztuž v zalomeném místě konstrukčního prvku

Podle způsobu uložení a statického působení rozlišujeme trámy prosté, vetknuté, konzolové a spojitě. Některé způsoby vystužování těchto elementů jsou zobrazeny na obrázcích 1.59 a 1.65.



Obr. 1.59 a) Vázaná výztuž trámu prostě uloženého (A_{sm} je průřezová plocha výztuže pro přenesení maximálního ohybového momentu v poli), b) Tentýž trám vyztužený mřížovinou



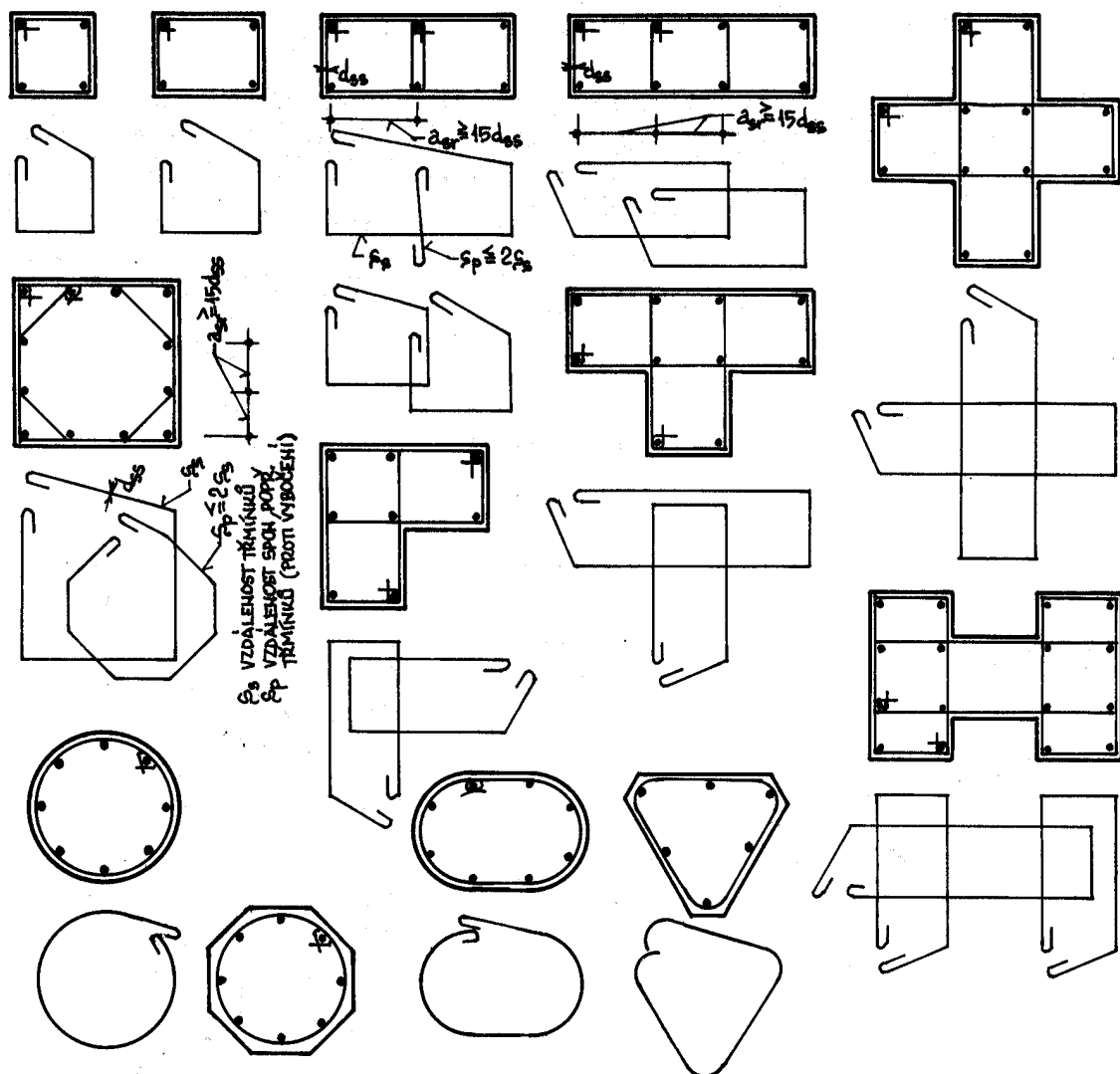
Obr. 1.65 Příklady vyztužování trámů: a)d) trám vetknutý, b)e) trám s převislým koncem, c)f) trám spojitý, a)b)c) vázaná výztuž, d)e)f) svařovaná výztuž - mřížovina (viz následující stranu)

1.3.2.1.3 Sloupy

Železobetonový sloup je převážně tlačný svislý nebo šikmý prvek monolitické nebo montované konstrukce, do nějž se přenáší zatížení z přilehlých částí konstrukce, které podpírá (z průvlaků, rámových příčlív nebo přímo ze stropní desky u lokálně podepřených stropů - hřibových). Za sloup se považuje prvek s maximálním poměrem stran při obdélníkovém průřezu $b:h = 4:1$ (při větším poměru se prvek již považuje za stěnu).

Průřez sloupu je zpravidla čtvercový, obdélníkový nebo kruhový. Výjimečně se vyskytují i průřezy jiného tvaru (obr. 1.69).

Nejmenší rozměr průřezu sloupu, který je podstatnou součástí nosné monolitické konstrukce má být alespoň 200 mm u plných průřezů a 140 mm u průřezů tvaru



Obr. 1.69 Průřezy sloupů (viz též obr. 1.33)

T, I, L aj. Nejmenší rozměr průřezu sloupového dílce má měřit alespoň 150 mm.

Účinná délka sloupů nesmí překročit $150i$ (i je poloměr setrvačnosti průřezu v rovině vybočení).

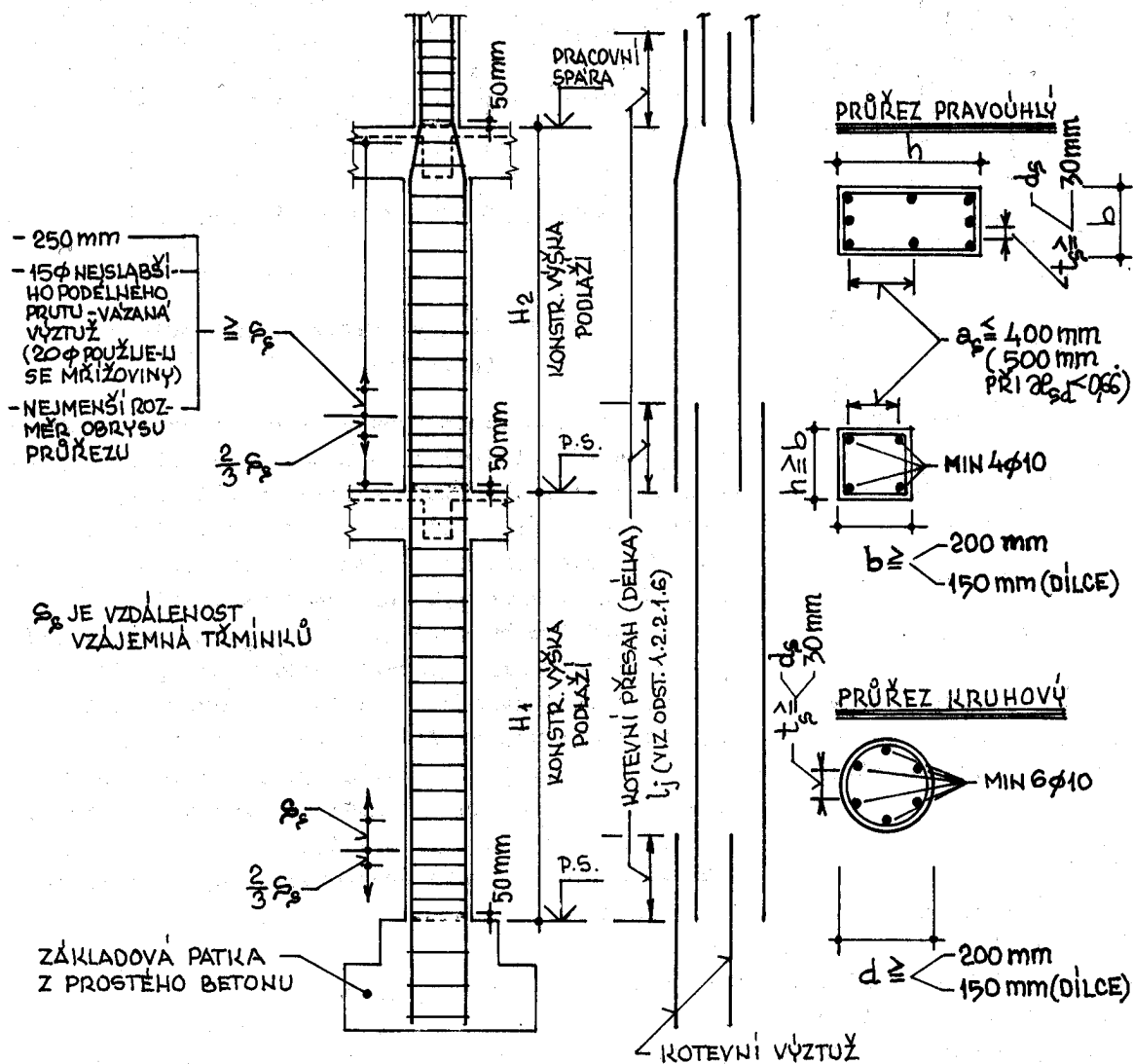
Sloup se vyztužuje podélnou a příčnou výztuží (obr. 1.70).

Podélné vložky se umísťují co nejbliže k povrchu sloupu po obvodě průřezu, přičemž v každém rohu průřezu musí být jedna vložka. Při dostředném tlaku se vložky podélné výztuže rozdělují zpravidla rovnoměrně po obrysu průřezu. Je-li sloup namáhán mimostředným tlakem s malou výstředností umísťují se vložky obvykle symetriky a to při stranách průřezu, které protíná rovina, v níž působí ohybový moment. Při mimostředném tlaku nebo tahu s velkou výstředností se obvykle navrhuje výztuž nesymetrická s větším počtem vložek při straně průřezu namáhaného tahovými napětími. Sloupy pravoúhlého průřezu se musí vyztužit alespoň čtyřmi podélnými vložkami jmenovitého průměru nejméně 10 mm a sloupy kruhového průřezu nejméně šesti podélnými vložkami rovněž průměru nejméně 10 mm.

Mezera mezi pruty nosné podélné výztuže nesmí být menší 30 mm (t_g) a vzdálenost mezi nimi nesmí být větší než 400 mm (a_g), avšak při $\mathcal{P}_{sd} < 0,6\hat{c}$ 500 mm.

V tlačenech prvocích není nutné ukončovat pruty tlakové výztuže háky. Nejmen-

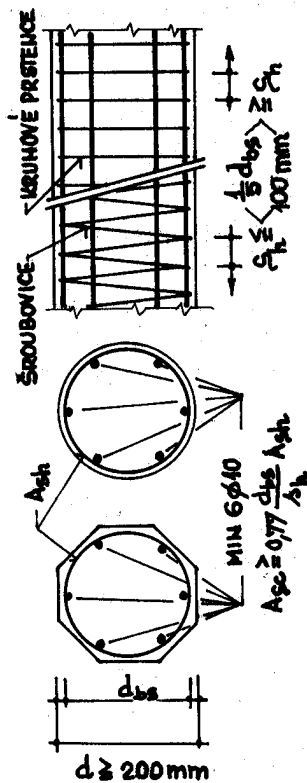
ší kotevní délka prutů je o $10d_s$ menší než kotevní délka předepsaná pro tahové vložky, avšak ne menší než $20d_s$.



Obr. 1.70 Výztuž sloupu

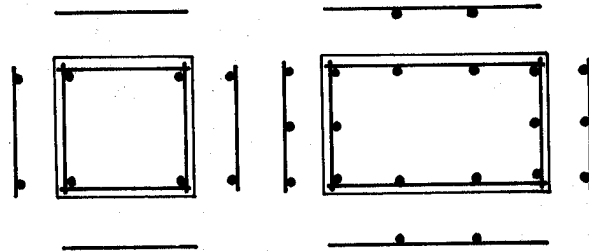
Příčnou výztuž sloupů tvoří uzavřené třmínky, popř. prstence nebo šroubovice, které objímají vložky podélné výztuže a musí být k nim přivázány nebo bodově přivařeny. Příčná výztuž ve sloupech svazuje vložky podélné výztuže v pevnou kostru, brání vybočení vložek podélné výztuže a odporují příčnému roztahování stlačovaného betonu a tím zvětšují únosnost sloupu. Jmenovitý průměr příčné výztuže d_{ss} musí splňovat podmínky $d_{ss} \geq 0,25d_s$, $d_{ss} \geq 4$ mm, přičemž d_s je nejmenší jmenovitý průměr podélné tlakové vložky.

Vzdálenost mezi třmínky (s_g) nesmí být větší než 15násobek jmenovitého průměru nejslabšího podélného prutu u vázané výztuže a 20násobek u svařovaných kostrer, ale ne více než 250 mm. Kromě toho se vzdálenost třmínků ve sloupech musí rovnat nejvýše nejmenšímu rozměru obrysu průřezu sloupu. V místech, kde se podélná výztuž stykuje přesahem, musí se uvedené mezní vzdálenosti zmenšit o třetinu.



Obr. 1.72 Sloup z ovinutého betonu (Considéráv)

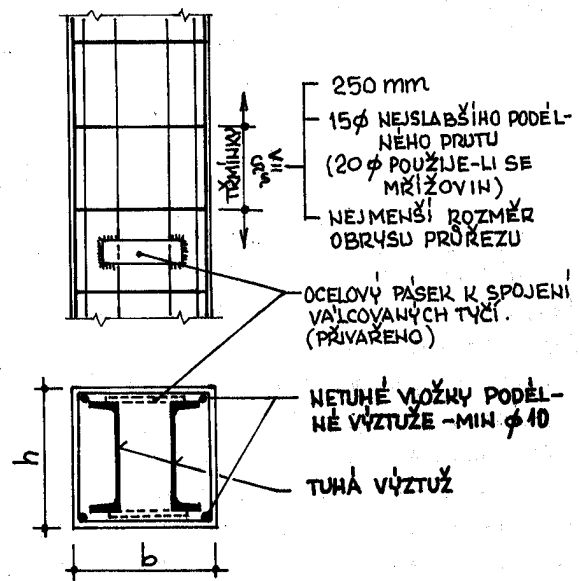
Použije-li se k vyztužování sloupů mřížoviny, svažují se tyto mezi sebou v rozích tak, aby příčné pruty tvořily uzavřené třmínky (obr. 1.71).



Obr. 1.71 Sloupy vyztužené mřížovinami (průřezy)

Zvláštním druhem sloupů jsou sloupy z ovinitého betonu (Considérovy), u nichž se docíluje zvýšené únosnosti zhuštěním a zesílením příčné výztuže, která je vytvářena buď souvislou šroubovicí nebo ji tvoří kruhové prstence. Výška závitů šroubovice nebo vzdálenost kruhových prstenců nesmí být větší než $1/5$ průměru ovinutého jádra d_{bs} , ani větší než 100 mm. Sloupy mají průřez kruhový nebo průřez pravidelného osmiúhelníku. Podélná výztuž, v počtu nejméně šesti vložek $\phi 10$, je rozložena rovnoměrně po obvodu (obr. 1.72). Má-li být prvek považován za sloup z ovinutého betonu musí se plocha průřezu nosné podélné výztuže $A_{sc} \geq 0,77 A_{sh} d_{bs} / s_h$, kde A_{sh} je průřezová plocha prutu šroubovice, popř. prstence.

Výjimečně, potřebujeme-li aby sloup byl co nejšťihlejší a nevyhovuje-li sloup normální podélně vyztužený, ani sloup z ovinutého betonu, navrhujeme sloup s tuhou nebo se smíšenou výztuží. Sloup musí být vždy opatřen třmínky upevněnými k netuhým vložkám podélné výztuže nebo k pomocným vložkám jmenovitého průměru alespoň 10 mm. Pro vzájemnou vzdálenost třmínků platí stejná ustanovení jako pro sloupy s netuhými vložkami (betonářská výztuž). Sestává-li tuhá výztuž ze dvou nebo více válcovaných tyčí, spojí se jejich přírubby buď přivařením pásek nebo navařením mřížoviny. K tomuto účelu nesmí být použito úhelníků, ani vodorovných přepážek (obr. 1.73).



Obr. 1.73 Sloup s tuhou výztuží

$s_{s,max} = 3h$ s omezením 400 mm (h je celková tloušťka stěny). Vodorovné vložky se kladou obvykle po 200 až 400 mm (při vázané výztuži běžně po 250 mm, tj. 4 ϕ na jeden metr výšky stěny). Podle ČSN 73 1201 musí vzdálenost příčné výztuže s_s měřena ve směru tlakové výztuže splňovat podmínky:

$$s_s \leq (35 - 10 \frac{A_{sed}}{A_{so}}) d_s, \quad s_s \leq (3 - \frac{A_{sed}}{A_{so}}) b, \quad s_s \leq 400 \text{ mm},$$

kde d_s je nejmenší jmenovitý průměr podélné tlakové vložky,

b nejmenší tloušťka tlačенého prvku,

A_{sed} průřezová plocha tlakové výztuže nutná k zajištění spolehlivosti,

A_{so} skutečná průřezová plocha tlakové výztuže, přičemž $A_{sed}/A_{so} \leq 1,0$.

Montované stěnové a štítové panely se například používají jako nosné svíslé elementy v konstrukční soustavě VVÚ-ETA (tloušťka stěnových panelů je 190 mm, výška 2570 mm, šířka od 1000 do 3600 mm), v konstrukční soustavě LARSEN-NIELSEN (tloušťka nosných vnitřních panelů je 150 mm, výška 2607 mm, šířka od 1492 do 4192 mm), v malorozponové panelové soustavě P 1.1 (rozměry prvků podrobněji viz odst. 1.6.2.2.5).

Výztuž ve stěnových panelech se skládá ze svařovaných sítí a mřížovin.

1.4 PODSTATA PŘEDPJATÉHO BETONU

Předpjatý beton je dalším stupněm ve vývoji myšlenky využití spolupůsobení dvou různorodých materiálů, tj. betonu (dobře vzdorující tlaku) a výztužné oceli (zachycující tahové, popř. i tlakové síly) v konstrukčním prvku.

Zatímco prostý beton je využíván převážně na tlačené elementy, je nejtypičtější využití železového i předpjatého betonu v oboru ohýbaných prvků, u nichž část průřezu je tlačena a část tažena.

Samotný beton má však malou pevnost v tahu a malou protaživost. U železobetonových prvků je tah podchycován ocelovými vložkami, kterým zpravidla přisuzujeme veškeré tahové síly (vzájemné spolupůsobení tahové výztuže a tlačенého betonu, případně i tlakové výztuže, zajišťuje příčná výztuž -třmínky a ohyby- spolu s taženým betonem mezi trhlinami, které nejsou většinou u těchto prvků na závadu). Malá protaživost betonu dává vzniknout drobným trhlinám v tažené zóně průřezu a ta je pak vůbec vyloučena ze spolupůsobení.

Nesmí-li dojít ke vzniku trhlin (požadujeme-li například beton vodotěsný), nemůže být pochopitelně využita plně únosnost výztuže, neboť největší napětí v oblasti tahu, kam výztuž umísťujeme, nesmí v tomto případě přestoupit mezní hodnotu napětí betonu v tahu, jejíž velikost je mnohonásobně nižší než mez kluzu oceli.

Z uvedených důvodů má železový beton klasického typu své omezení - únosnost železobetonových prvků nelze dále zvětšovat, ani cestou zvyšování kvality obou komponentů, betonu a výztužné oceli. Cesta ke zvýšení únosnosti takových prvků byla možná tedy jen eliminací nebo výrazným omezením vzniku tahových napětí v průřezu. Ukázkou inženýrského důmyslu je myšlenka předpjatého betonu, která jednoduchým principem, předpětím výztuže v betonovém prvku, likviduje tahové napětí nebo je omezuje na malou přípustnou míru (obr. 1.76). Vyloučením tahu v betonu a tudíž i zamezením vzniku trhlin tímto způsobem, dochází k využití celého průřezu. Proto předpjaté konstrukce mohou využívat ocelí s vysokou mezí kluzu a značnou pevností v tahu (viz odst. 1.2.2.3 a obr. 1.27A) v kombinaci s kvalitními betony třídy B30 až B50, dále mají menší průřezové rozměry a tím i nižší vlastní hmot-

nost ve srovnání se železobetonovými konstrukcemi.

Myšlenka předpjatého betonu je mnohem starší než její uznání a hlavně praktická aplikace. Má-li totiž předpětí (viz dále) účinkovat popsaným způsobem a má-li být pro praxi využitě, musí být trvalé. Proti původně zavedené hodnotě však předpětí vždy o něco poklesne. Příčinou jsou tzv. ztráty předpětí (viz odst.1.4.3), které mohou činit 20 až 30% základního napětí předpínací výztuže. Napětí ve výztuži klesne například tím, že se prvek vždy v průběhu doby o něco zkrátí (a s ním i předpínací výztuž) působením objemových změn betonu (smršťování, dotvarování), dále negativně působí dotvarování oceli, pokud při kotvení drátů aj. Dokud se nepočítalo se ztrátami, nezavedl se jejich vliv do výpočtu při určování základní předpínací síly, se předpětí z prvku postupně vytrácelo a tím i jeho přednosti.

První předpjaté prvky byly navrženy a vyrobeny na přelomu 19. a 20. století (Döhring, Jackson). Prvky se však neosvědčily neboť po delší době začly vykazovat stejné vlastnosti (a nedostatky) jako prvky železobetonové. Tehdy se zaváděl příliš malý stupeň vyztužení a použily se betony s nepřiliš vysokou krychelnou pevností.

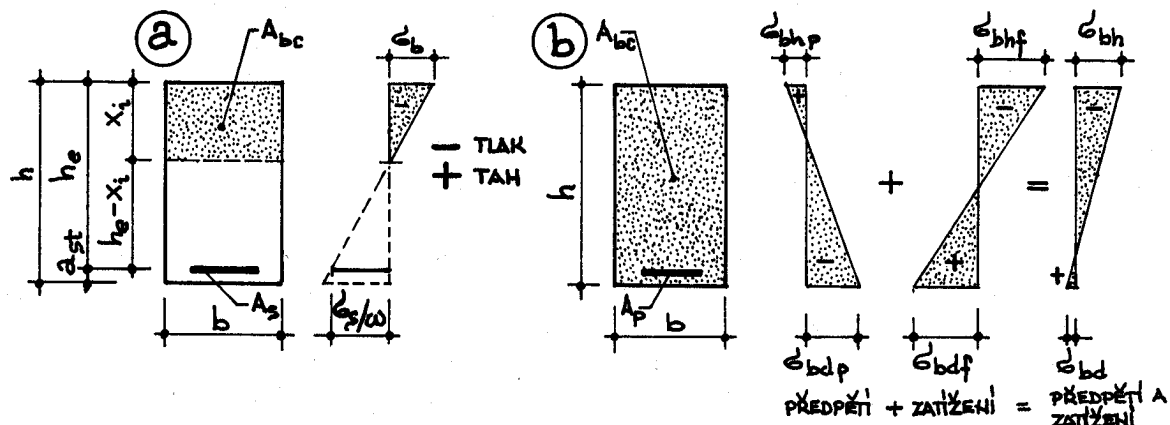
Teprve později, v 20tých letech, dochází k rozsáhlejšímu využití konstrukcí z předpjatého betonu, kdy se zdokonalily teoretické znalosti o podstatě a chování předpjatých prvků, zvýšily se požadavky na jakost betonu a oceli (E.Freyssinet).

Předpjatý beton tedy můžeme definovat jako hutný beton, do nějž je záměrně a na zatížení nezávisle vneseno předpětí předpínací výztuží.

Předpětí definujeme jako stav trvalé vnitřní napjatosti betonu vyvolaný předpínací výztuží nezávisle na zatížení.

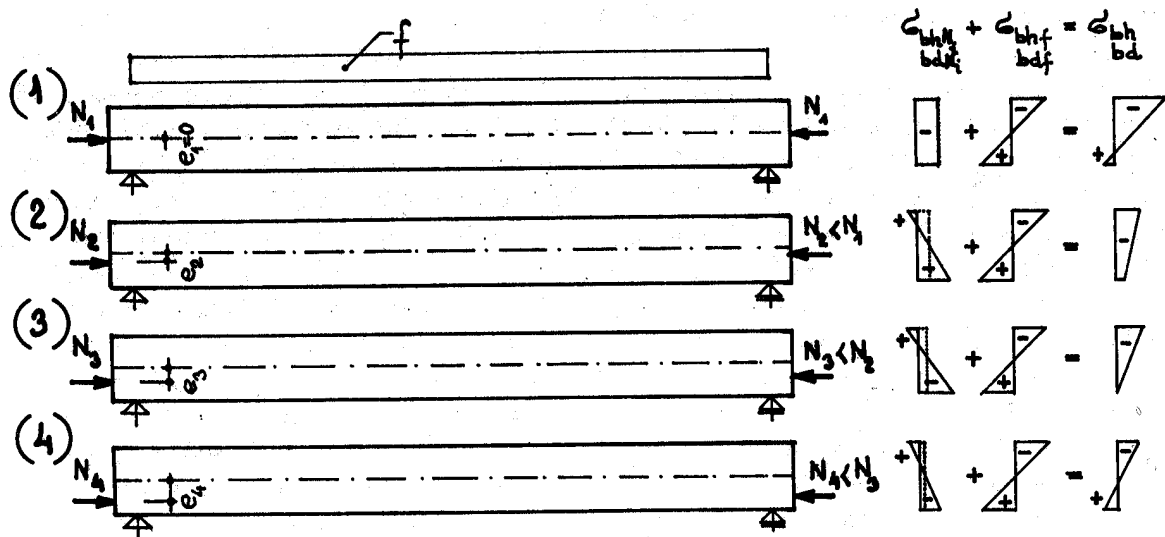
Tam kde jsou tlakové síly vyvozené zatížením (např. vlastní tíhou), jako u kleneb, oblouků apod., nehovoříme o předpjatém betonu, o předpjatých konstrukcích i když jsou tyto tlaky funkčně obdobně příznivé jako u konstrukcí předpjatých.

V předpjatém betonu je záměrně vneseným předpětím omezen, popř. vyloučen vznik tahových napětí v betonu. Průběh napětí v průřezu a tím i princip předpjatého betonu je ilustrován na obrázcích 1.75 a 1.76.



Obr. 1.75 Průběh normálových napětí po výšce průřezu (podle teorie pružnosti), a) železobetonový průřez namáhaný na ohyb, b) průřez z předpjatého betonu.

A_{bc}, A_s, A_p jsou průřezové plochy tlačené části betonového průřezu, betonářské a předpínací výztuže, $\omega = E_s/E_b$ je poměr modulů pružnosti oceli a betonu



Obr. 1.76 Průběh normálových napětí po výšce průřezu uprostřed rozpětí předpjatého trámu prostě uloženého a zatíženého rovnoměrným zatížením (f) a předpínací silou (N_1). (1) předpínací síla působí v těžišti průřezu, (2), (3), (4) předpínací síla působí mimo středně. Sečtením napětí od předpětí a rovnoměrného zatížení, obdrží se výsledné napětí v horních vláknech σ_{bh} (tlakové) a v dolních vláknech σ_{bd} (tahové, popř. tlakové nebo nulové), z nichž žádné nesmí překročit jistou předepsanou hodnotu. Zatěžovací případ (1) vyvolává dosti značná napětí tlaková σ_{bh} , proto je vhodnější umístit předpínací sílu excentricky (případy (2), (3), (4))

Z obrázku 1.76 je patrné, že vhodnou volbou působíště předpínací síly lze dosáhnout při stejné velikosti ohybového momentu (od rovnoměrného zatížení) a zmenšené předpínací síle tlakové napětí buď po celé výšce průřezu nebo dosáhnout nulového napětí v dolních vláknech anebo záměrnou volbou ještě menší předpínací síly připustit v dolních vláknech vznik malých tahových napětí, které je popř. schopen přenést i vlastní beton.

1.4.1 Přednosti a nevýhody předpjatého betonu

Z předcházejícího rozboru nosné funkce prvku z předpjatého betonu vyplývá, oproti železovému betonu, řada jeho předností technických i hospodářských:

- vyšší odolnost proti vzniku trhlin (vliv předpětí - tlaková rezerva v betonu) a z toho vyplývající vyšší životnost konstrukce, větší odolnost proti dynamickému, popř. střídavému namáhání,
- zapojení celého průřezu betonu do nosné funkce a tudíž zvětšení tuhosti průřezu (tím zmenšení deformací), vylehčení konstrukce zmenšením hmotnosti betonu a výztužné oceli.

Z uvedeného lze odvodit řadu dalších technických i ekonomických výhod, jako využití jakostnějších materiálů, možnost zvětšení rozpětí konstrukcí, prefabrikace a další.

Užití předpjatého betonu má přirozeně i některá omezení a nevýhody, z nichž nejhlavnější jsou:

- větší pracnost výroby, vztahuje-li se pracovní doba na objem vyrobeného betonu,

- menší výrobnost, vztahuje-li se objem vyrobeného betonu na půdorysnou plochu výroby,
- větší náročnost na jakost vstupních materiálů a jejich zpracování,
- vyšší náklady, vztaženo na objem vyrobeného betonu.