



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA ARCHITEKTURY

NOSNÉ KONSTRUKCE I

Základy navrhování nosných konstrukcí

Doc. Ing. Karel Lorenz, CSc.

Prof. Ing. Milan Holický, DrSc.

Ing. Jana Marková, Ph.D.

Ing. Tomáš Juranka

ÚVOD DO NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

PŘEDMLUVA

ČÁST A – ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

1	OBECNÉ ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ	A-1
1.1	ÚVOD	A-1
1.1.1	Podkladové materiály.....	A-1
1.1.2	Obecné zásady.....	A-2
1.1.3	Závaznost norem	A-4
1.2	NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ METODOU DÍLČÍCH SOUČINITELŮ	A-4
2.1	Podstata metody dílčích součinitelů	A-4
2.2	Návrhové situace	A-5
2.3	Mezní stavy	A-5
1.3	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ	A-7
1.3.1	Klasifikace zatížení	A-7
1.3.2	Charakteristické hodnoty zatížení	A-7
1.3.3	Reprezentativní hodnoty proměnných zatížení	A-8
1.3.4	Návrhové hodnoty zatížení	A-9
1.3.5	Vlivy prostředí	A-9
1.4	ODOLNOST KONSTRUKCÍ A ÚČINEK ZATÍŽENÍ	A-10
1.4.1	Návrhové hodnoty materiálových vlastností	A-10
1.4.2	Návrhové hodnoty geometrických údajů	A-11
1.4.3	Návrhové hodnoty odolnosti	A-11
1.5	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	A-12
1.5.1	Mezní stavy únosnosti	A-12
1.5.2	Součinitele γ a ψ	A-13
1.5.3	Mezní stavy použitelnosti	A-15
1.6	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-16
2	STÁLÁ ZATÍŽENÍ	A-17
2.1	ÚVOD	A-17
2.2	OBJEMOVÉ TÍHY	A-17
2.3	VLASTNÍ TÍHA STAVEBNÍCH PRVKŮ	A-26
2.4	STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY VLASTNÍ TÍHY	A-26
2.5	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-26
3	UŽITNÁ ZATÍŽENÍ	A-27
3.1	ÚVOD	A-27
3.2	KATEGORIE ZATEŽOVACÍCH PLOCH	A-27
3.3	POZEMNÍ STAVBY	A-28
3.4	SKLADOVACÍ PLOCHY A PROSTORY PRO PRŮMYSLOVOU ČINNOST	A-30
3.5	ZATÍŽENÍ OD VYSOKOZDVIŽNÝCH VOZÍKŮ	A-30
3.6	GARÁŽE A DOPRAVNÍ PLOCHY	A-31
3.7	STŘECHY	A-32
3.8	VODOROVNÁ ZATÍŽENÍ NA ZÁBRADLÍ A DĚLÍCÍ STĚNY	A-33
3.9	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-34
4	ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ PŘI POŽÁRU	A-35

4.1	ÚVOD	A-35
4.2	POSTUP NAVRHOVÁNÍ A KLASIFIKACE ZATÍŽENÍ	A-35
4.3	ZATÍŽENÍ PRO TEPLITNÍ NÁVRH (TEPELNÁ ZATÍŽENÍ)	A-36
4.4	NOMINÁLNÍ TEPLITNÍ KŘIVKY	A-37
4.5	ZATÍŽENÍ PRO NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ (MECH. ZATÍŽENÍ)	A-38
4.6	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-40
5	ZATÍŽENÍ SNĚHEM	A-41
5.1	ÚVOD	A-41
5.2	NÁVRHOVÉ SITUACE	A-41
5.3	ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI	A-41
5.4	ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA STŘECHÁCH	A-43
5.5	TVAROVÉ SOUČINITELE	A-44
5.6	LOKÁLNÍ ÚČINKY	A-47
5.7	PŘÍKLADY VÝPOČTU ZATÍŽENÍ SNĚHEM	A-49
5.8	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-50
6	ZATÍŽENÍ VĚTREM	A-51
6.1	ÚVOD	A-51
6.2	ZÁKLADNÍ ÚDAJE	A-51
6.2.1	Rozsah platnosti EN 1991-1-4	A-51
6.2.2	Klasifikace zatížení větrem	A-51
6.3	RYCHLOST A TLAK VĚTRU	A-52
6.3.1	Všeobecně	A-52
6.3.2	Povětrnostní podmínky	A-52
6.3.3	Místní vlivy	A-52
6.3.4	Maximální tlak	A-53
6.4	KVAZISTATICKÁ ODEZVA	A-54
6.4.1	Všeobecně	A-54
6.4.2	Postup výpočtu kvazistatické odezvy	A-54
6.4.3	Součinitele tlaků a sil	A-54
6.4.4	Tlak větru	A-54
6.4.5	Síly od větru	A-55
6.4.6	Součinitele tlaku pro budovy	A-55
6.5	PŘÍKLADY	A-57
6.5.1	Rychlosť a tlak větru	A-57
6.5.2	Jednoduchá pravoúhlá budova s plochou střechou	A-57
6.5.3	Jednoduchá pravoúhlá budova se sedlovou střechou	A-60
6.5.4	Výšková budova	A-61
6.5.5	Skleněný panel obvodového pláště	A-64
6.6	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-65
7	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	A-66

ČÁST B – PRVKY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

1	POŽADAVKY NA NOSNÉ KONSTRUKCE	B-1
2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY POZEMNÍCH STAVEB	B-2
2.1	KONSTRUKČNÍ SYSTÉM PODLE ÚČELU STAVBY	B-2

2.1.1	Vícepodlažní konstrukce	B-3
2.1.2	Konstrukční systémy vysokých budov	B-5
2.1.3	Halové a velkorozponové konstrukce	B-7
2.2	KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PODLE TECHNOLOGIE VÝROBY	B-10
2.3	KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PODLE STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ	B-11
2.3.1	Přednosti a nevýhody jednotlivých typů nosných konstrukcí	B-11
2.4	ZÁVĚREČNÁ POZNÁMKA	B-13
3	NOSNÉ PRVKY	B-13
3.1	VODOROVNÉ PRVKY	B-13
3.2	SVISLÉ PRVKY	B-15
3.3	DALŠÍ TYPY NOSNÝCH PRVKŮ	B-16
3.4	STATICKÁ FUNKCE	B-21
3.4.1	Stropní konstrukce	B-22
3.4.2	Svislé nosné konstrukce	B-24
4	NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ	B-26
4.1	ÚVOD	B-26
4.2	PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE	B-27
4.3	NORMY PRO NAVRHOVÁNÍ	B-28
4.4	NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ	B-29
4.4.1	Metoda dilčích součinitelů	B-29
4.4.2	Výpočetní modely	B-30
4.4.3	Postup navrhování nosného prvku	B-31
4.4.4	Odhad rozměrů nosných prvků	B-32
5	PŘÍKLADY NÁVRHU NOSNÝCH PRVKŮ	B-34
6	ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	B-39
PŘÍLOHA A – PŘEHLED EUROKÓDŮ EN		B-40
LITERATURA K ČÁSTEM A A B		B-41

ČÁST C – ZDĚNÉ KONSTRUKCE

1	ÚVOD ČÁSTI C	C-1
1.1	HISTORICKÝ VÝVOJ	C-1
1.2	UPLATNĚNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ	C-8
1.3	SOUČASNÉ TRENDY VE ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍCH	C-8
2	MATERIÁL PRO ZDĚNÉ KONSTRUKCE	C-9
2.1	ZDICÍ PRVKY	C-9
2.1.1	Druhy zdicích prvků	C-9
2.1.2	Rozměry a tvar zdicích prvků	C-9
2.1.3	Vlastnosti zdicích prvků	C-11
2.1.4	Normalizovaná pevnost v tlaku zdicích prvků	C-11
2.2	MALTY	C-11
2.2.1	Složky malt	C-11
2.2.2	Druhy malt a jejich složení	C-11

2.3	POMOCNÉ VÝROBKY	C-12
2.3.1	Spony	C-12
2.3.2	Tahové pásky	C-13
2.3.3	Konzolky	C-14
2.3.4	Třmeny pro stropnice	C-14
2.3.5	Výztuž do ložných spár	C-15
2.3.6	Překlady	C-15
3	ZDIVO JAKO KONSTRUKČNÍ MATERIÁL	C-17
3.1	OBECNĚ	C-17
3.2	VLASTNOSTI ZDIVA	C-17
3.3	FORMY ZDĚNÝCH PRVKŮ	C-18
3.4	VYZTUŽENÉ A PŘEDPJATÉ ZDIVO	C-19
3.4.1	Obecně	C-19
3.4.2	Příčná výztuž pro zvýšení únosnosti v tlaku	C-20
3.4.3	Prvky z podélně vyztuženého zdíva	C-20
3.4.4	Konstrukční vyztužování k omezení vzniku trhlin	C-22
3.4.5	Prvky z předpjatého zdíva	C-22
3.4.6	Sevřené zdívo	C-23
4	NÁVRH A VÝPOČET ZDĚNÝCH PRVKŮ	C-24
4.1	OBECNĚ	C-24
4.2	CHARAKTERISTICKÉ A NÁVRHOVÉ VLASTNOSTI ZDIVA	C-24
4.2.1	Charakteristická pevnost v tlaku nevyztuženého zdíva	C-24
4.2.2	Charakteristická pevnost ve smyku	C-27
4.2.3	Charakteristická pevnost v ohybu	C-27
4.2.4	Dílčí součinitele spolehlivosti materiálu	C-28
4.2.5	Pracovní diagram a moduly pružnosti zdíva	C-29
4.2.6	Dotvarování, smršťování a tepelná roztažnost zdíva	C-30
4.3	OVĚŘOVÁNÍ ÚNOSNOSTI PRVKŮ	C-31
4.3.1	Návrhová únosnost stěny v tlaku	C-31
4.3.2	Snížení únosnosti v hlavě a patě	C-31
4.3.3	Snížení únosnosti ve střední pětině výšky	C-32
4.3.4	Účinná výška a tloušťka stěny	C-33
4.3.5	Soustředěné zatížení v úložných plochách	C-40
4.3.6	Návrhová únosnost stěny namáhané smykiem	C-40
4.3.7	Návrhová únosnost stěny namáhané ohybem	C-41
4.3.8	Návrhová únosnost ohýbaného prvku z vyztuženého zdíva	C-41
4.3.9	Mezni rozměry stěn vzhledem k použitelnosti	C-42
4.4	PŘÍKLAD VÝPOČTU ZDĚNÉHO PILÍŘE	C-44
5	KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ A VÝPOČTOVÝ MODEL	C-45
5.1	VÝPOČTOVÝ MODEL	C-45
5.2	PROSTOROVÁ TUHOST	C-46
5.3	ZTUŽUJÍCÍ PRVKY	C-47
5.3.1	Pozední věnec	C-47
5.3.3	Větrový nosník	C-48
5.4	MODELY PŮSOBENÍ STĚN PRO SVISLÉ ZATÍŽENÍ	C-49
LITERATURA K ČÁSTI C	C-51	

ČÁST D – ZAKLÁDÁNÍ

1	VYMEZENÍ DISCIPLÍNY A ZÁKLADY PŘÍSTUPU	D-1
1.1	ÚVOD	D-1
1.1.1	Úkol zakládání	D-1
1.1.2	Komplexnost přístupu a věrohodnost řešení	D-1
1.1.3	Normy	D-5
1.1.4	Terminologie	D-6
1.1.5	Obecná pravidla přístupu	D-6
1.2	SOUČÁSTI ŘEŠENÍ ÚLOH Z OBORU ZAKLÁDÁNÍ	D-9
1.2.1	Geologický a geotechnický průzkum	D-9
1.2.2	Vlastnosti zemin a hornin	D-13
1.2.3	Voda v zemině	D-13
1.2.4	Zatížení a návrhové přístupy	D-14
1.2.5	Koncepce založení a interakce s širším prostředím	D-16
1.2.6	Stabilita svahů	D-16
1.2.7	Zakládání a speciální geotechnické konstrukce	D-16
1.2.8	Opěrné konstrukce, stavební jámy, pomocné a doplňkové konstrukce a opatření	D-17
1.2.9	Podchycování, sanace a sledování	D-17
1.3	VLASTNOSTI ZEMIN	D-17
1.3.1	Klasifikace zemin a popisné zkoušky	D-17
1.3.2	Mechanické vlastnosti zemin a jejich zkoušky	D-19
2	NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKcí	D-23
2.1	OBECNÁ PRAVIDLA	D-23
2.1.1	Geotechnické kategorie	D-23
2.1.2	Postupy navrhování základových konstrukcí	D-24
2.2	PLOŠNÉ ZÁKLADY	D-25
2.2.1	Definice a rozsah použití	D-25
2.2.2	Zatížení a definice úlohy pro ověření statickým výpočtem	D-25
2.2.3	Posouzení únosnosti	D-26
2.2.4	Posouzení použitelnosti – sedání	D-28
2.3	HLUBINNÉ ZÁKLADY	D-30
2.3.1	Definice a rozsah použití	D-30
2.3.2	Piloty	D-30
2.3.3	Navrhování pilot	D-32
2.3.4	Podzemní stěny	D-34
3	DALŠÍ KONSTRUKCE V ZAKLÁDÁNÍ	D-35
3.1	SPECIÁLNÍ KONSTRUKCE	D-35
3.1.1	Koncepce vyztužených zemin	D-35
3.1.2	Konstrukce s geotextiliemi a geomřížemi, srubové konstrukce, gabiony a hřebíkování	D-36
3.2	POMOCNÉ A DOPLŇKOVÉ KONSTRUKCE A OPATŘENÍ	D-37
3.2.1	Kotvení	D-37
3.2.2	Injektáž a stabilizace a náhrady zemin	D-39
3.2.3	Trysková injektáž	D-39
3.2.4	Podsypy, násypy a drenáže	D-41

3.3	OPĚRNÉ KONSTRUKCE A STAVEBNÍ JÁMY	D-41
3.3.1	Zatížení a koncepce úlohy	D-41
3.3.2	Opěrné zdi	D-43
3.3.3	Pažení stavebních jam a opěrné konstrukce	D-43
3.3.4	Podzemní voda a opěrné konstrukce	D-45
PŘEHLED NOREM K ČÁSTI D		D-46

ČÁST A - ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ

1 OBECNÉ ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ NOSNÝCH KONSTRUKCÍ

1.1 ÚVOD

1.1.1 Podkladové materiály

Obecné zásady navrhování a ověřování nosných konstrukcí uvedené v tomto skriptu vycházejí z ustanovení nových evropských předpisů pro navrhování staveb. Zanedlouho by měla celá Evropa navrhovat stavební konstrukce podle jednotných metodických postupů stanovených v harmonizovaných normativních dokumentech pro navrhování stavebních konstrukcí, označovaných pracovním názvem "Eurokódy" EN. Výpočty v jednotlivých zemích se mají lišit pouze numerickými hodnotami některých parametrů, jako jsou dílčí součinitele materiálů a zatížení, popřípadě charakteristické hodnoty klimatických zatížení. Harmonizované předpisy Evropské unie se však snaží odstranit i tyto rozdíly.

Eurokódy se ve státech Evropské unie (EU) zpracovávají již od roku 1980. Pracovní název „Eurokódy“ se stále udržuje, i když se nejdříve dokumenty vydávaly jako evropské předběžné normy ENV, po jejich transformaci jako operativní evropské normy EN. Transformace předběžných norem ENV na normy EN má být zanedlouho ukončena. Zodpovědnou organizací pro vydávání a transformaci norem je Evropská normalizační komise (CEN), ve které jsou zastoupeny kromě států EU také státy Evropského sdružení volného obchodu (ESVO) a další evropské země. Česká republika se stala v listopadu 1991 přidruženým členem a v dubnu 1997 plnoprávným členem CEN s hlasovacím právem. Od května 2004 je Česká republika navíc členem EU.

Cílem evropských norem pro navrhování stavebních konstrukcí je harmonizace předpisů, a to ve dvou odlišných úrovních:

- harmonizace předpisů pro navrhování konstrukcí mezi jednotlivými evropskými státy,
- harmonizace předpisů pro navrhování jakýchkoli konstrukcí z různých materiálů.

Jde bezpochyby o velkolehou myšlenku, která se však stále střetává s řadou nesnází. Ukázalo se totiž, že tvorba mezinárodních normalizačních dokumentů je velmi obtížný úkol, zejména s ohledem na rozdílné tradice a technickou úroveň v jednotlivých členských zemích. Významným právním podkladem pro tvorbu a zavádění Eurokódů se v roce 1987 stal zákon přijatý v EU pod názvem "European Single Act", podle kterého se některé technické překážky volného obchodu a výměny služeb zemí EU mají odstranit široce pojatou harmonizaci technických předpisů a pravidel. Na tento zákon navazuje základní dokument vydaný Radou evropského společenství pod názvem "Council Directive" (Směrnice rady), který se má stát v jednotlivých zemích EU zákonem.

Hlavními podkladovými materiály této kapitoly jsou dokumenty EN 1990 [1] a EN 1991-1-1 [4] a poslední pracovní verze ostatních částí Eurokódu EN 1991, popřípadě další materiálově zaměřené Eurokódy, u kterých není ještě transformace ukončena. Následující přehled dokumentů, které jsou podkladem pro tuto kapitolu, je uspořádán podle jednotlivých Eurokódů a jejich částí, z nichž některé byly již do systému českých norem zavedeny buď jako předběžné normy ČSN P ENV nebo normy ČSN EN. V současné době je transformace předběžných norem téměř dokončena a očekává se, že se do dvou let převážná většina norem

ČSN EN u nás zavede. Během transformace se některé normy přečíslovaly nebo se změnil jejich název. V oblasti obecných zásad navrhování a zatížení konstrukcí jde zejména o následující dokumenty:

- Směrnice rady 89/106/EHS ze dne 21. prosince 1988, Pracovní texty MPO ČR z roku 1995, které uvádějí rovněž Interpretativní dokumenty.
- ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí (transformace přednormy ENV 1991-1), ČSNI 2004.
- ČSN EN 1991 - 1 - 1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb (transformace přednormy ENV 1991-2-1), ČSNI 2004.
- ČSN EN 1991 - 1 - 2: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 2: Obecná zatížení - Zatížení při požáru (transformace přednormy ENV 1991-2-2), ČSNI 2004.
- ČSN EN 1991 - 1 - 3: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem (EN 1991-1-3 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.3: General actions - Snow loads), (transformace předběžné normy ENV 1991-2-3), očekává se vydání 2005.
- ČSN EN 1991 - 1 - 4: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 4: Obecná zatížení - Zatížení větrem (EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.4: General actions - Wind loads.), transformace předběžné normy ENV 1991-2-4, očekává se vydání 2006.
- ČSN EN 1991 - 1 - 5: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou (EN 1991-1-5 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.5: General actions - Thermal actions), transformace předběžné normy ENV 1991-2-5, očekává se vydání 2005.
- ČSN EN 1991 - 1 - 6: Zásady navrhování a zatížení konstrukcí - Část 1 - 6: Obecná zatížení - Zatížení během provádění (EN 1991-1-6 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.6: General actions - Loads during execution), transformace předběžné normy ENV 1991-2-6, očekává se vydání 2006.
- ČSN EN 1991 - 1 - 7: Zásady navrhování a zatížení konstrukci - Část 1 - 7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení (EN 1991-1-7 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.7: General actions - Accidental actions), transformace předběžné normy ENV 1991-2-7, očekává se vydání 2007.
- ČSN EN 1991 - 2: Zatížení konstrukci - Část 2: Zatížení mostů dopravou (EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges), transformace předběžné normy ENV 1991-3, očekává se vydání 2005.
- ČSN EN 1991 - 3: Zatížení konstrukci - Část 3: Zatížení od jeřábů a strojního vybavení (EN 1991-3 Eurocode 1: Actions on structures, Part 3: Actions induced by cranes and machinery), transformace předběžné normy ENV 1991-4, očekává se vydání 2006.
- ČSN EN 1991 - 4: Zatížení konstrukci - Část 4: Zatížení zásobníků a nádrží (EN 1991 - 4 Eurocode 1: Actions on structures, Part 1.4: Actions in silos and tanks), transformace předběžné normy ENV 1991-5, očekává se vydání 2006.

Kromě výše uvedených materiálů včetně pracovních verzí transformovaných přednorem se dále využívá pracovních a podkladových materiálů technické komise CEN/TC 250 a její subkomise SC 1 i dalších dokumentů CEN.

1.1.2 Obecné zásady

Směrnice rady definují základní požadavky (Essential Requirements) na stavby a stavební výrobky, a to z těchto hledisek:

- mechanická únosnost a stabilita,
- bezpečnost při požáru,

Zásady navrhování nosných konstrukcí

- hygiena, zdravotní nezávadnost prostředí,
- uživatelská bezpečnost,
- ochrana proti hluku,
- úspora energie a ochrana tepla.

Z těchto základních požadavků se definují dílčí požadavky na jednotlivé výrobky. Při tom se klade důraz na ekonomické aspekty, včetně tzv. ekonomicky podložené životnosti. Podrobný výčet základních požadavků je pak rozveden v "Interpretačních dokumentech ID" (Interpretative Documents ID). Pokud se jedná o splnění základních požadavků, uvádějí Směrnice rady, že s přihlédnutím k odlišným národním nebo regionálním geografickým a klimatickým podmínkám může vést každý základní požadavek k zavedení různých technických dokumentů a požadavků. Ve smyslu Interpretačních dokumentů ID mají být základní požadavky dále rozpracovány v souboru "Evropských technických specifikací" (European Technical Specifications), které zahrnují obecně dva druhy dokumentů:

- Evropské harmonizované normy vydávané Evropskou organizací pro normalizaci (CEN/CENELEC),
- Evropská technická osvědčení (European Technical Approvals) vydávaná institucemi nominovanými členskými státy EU.

Ve smyslu Směrnic rady jsou členské země CEN povinny zavést evropské technické předpisy a současně zrušit platnost odpovídajících národních předpisů, pokud jsou s evropskou normou v rozporu.

Pro vypracování evropských harmonizovaných norem v oblasti navrhování konstrukci (Eurokódů) byla v CEN založena roku 1990 technická komise TC 250. Pracovní program této komise vychází ze zásad uvedených v Interpretačním dokumentu ID 1 "Mechanická únosnost a stabilita" a ID 2 "Požární bezpečnost". V ID 1 se základní podmínka spolehlivosti konstrukce, která musí být splněna se stanovenou minimální pravděpodobností po celou dobu ekonomicky podložené životnosti konstrukce, formuluje následovně: Stavební konstrukce musí být navržena a prováděna takovým způsobem, aby zatižení, která mohou působit během výstavby a provozu na konstrukci, nezpůsobila:

- a) zřícení celé konstrukce nebo její části,
- b) nepřípustné deformace,
- c) poškození nenosných částí objektu, jeho příslušenství nebo instalovaného zařízení, způsobené deformacemi nosné konstrukce,
- d) poškození v rozsahu neúměrném působící příčině.

Ověření platnosti výše uvedené základní podmínky spolehlivosti má vycházet z koncepce mezních stavů, z metody dílčích součinitelů a výstižných výpočetních modelů, doplněných v nezbytných případech zkouškami. Pro zajištění spolehlivosti se obecně využívá:

- a) reprezentativních hodnot zatižení,
- b) hodnot dílčích součinitelů zatižení a materiálových vlastností,
- c) požadavků na mezní stavy únosnosti,
- d) požadavků na trvanlivost,
- e) opatření vylučující, popř. zamezující škody, které by byly nepřiměřené příčině při jakékoli události,
- f) výstižných mechanických modelů,
- g) důsledného uplatnění konstrukčních pravidel.

h) různých postupů pro zajištění jakosti.

Jednotlivé členské státy mohou v závislosti na územních podmírkách využít pouze prostředky uvedené pod body b), e), h).

Technická komise TC 250 má 9 subkomisií (SC 1 až SC 9), ve kterých se zpracovává 9 Eurokódů (EC 1 až EC 9) pro navrhování konstrukcí z různých materiálů. Vydané přednormy se označují alfanumerickým kódem ENV 1991 až ENV 1999. Do soustavy ČSN se tyto přednormy zavedly pod označením ČSN P ENV 1991 až ČSN P ENV 1999. Při současné transformaci přednormem ENV na evropské normy EN se poněkud upravilo i alfanumerické označení jednotlivých dokumentů.

1.1.3 Závaznost norem

Zásady posuzování shody výrobků a požadavků technických předpisů odpovidajících principům zavedeným ve státech Evropské unie upravuje v ČR Zákon č. 22/1997 Sb. o technických požadavcích na výrobky, který nabyl účinnosti 1. 9. 1997. Současně se ruší dosavadní zákon č. 30/1968 Sb. a související vyhlášky, a dále zákon č. 142/1991 Sb. o československých technických normách. Ve smyslu nového zákona č. 22/1997 Sb. jsou obecně české technické normy nezávazné a dobrovolné. Technické normy se však mohou stát závaznými v případě, že se smluvní strany tak dohodnou nebo v případě, že některý centrální úřad či ministerstvo vyžaduje závaznost některého předpisu nebo jeho části.

Je třeba zdůraznit, že nezávaznost ČSN neznamená ztrátu jejich platnosti. Očekává se naopak, že partneři výstavby budou v rámci smluvních vztahů vyžadovat používání ČSN tak, aby měli záruku dostatečné spolehlivosti a jakosti konstrukce. Z právního hlediska ztráta závaznosti ČSN znamená, že pokud by došlo k poruše konstrukce a nebyly dodrženy ustanovení ČSN, viník nebude souzen na základě nedodržení ustanovení ČSN, ale na základě občanskoprávního zákona.

1.2 NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ METODOU DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

1.2.1 Podstata metody dílčích součinitelů

Většina národních i mezinárodních norem pro navrhování konstrukcí, včetně evropských předpisů známých pod pracovním názvem Eurokódy, využívá metodu dílčích součinitelů v návaznosti na koncepci mezních stavů. Podstatou metody dílčích součinitelů je ověření, že konstrukce splňuje stanovenou podmítku spolehlivosti (například podmítku, že odolnost konstrukce je větší než příslušný účinek zatížení), jestliže jsou v této podmínce použity pro zatížení F , materiálové vlastnosti X a geometrické údaje a příslušné návrhové hodnoty F_d , X_d , a a_d . Stanovené podmínky spolehlivosti musí být splněny ve všech návrhových situacích a vzhledem ke všem mezním stavům (žádný mezní stav nesmí být překročen).

Návrhové hodnoty základních veličin F_d , X_d , a a_d jsou při tom odvozeny na základě charakteristik těchto veličin (například charakteristických nebo reprezentativních hodnot), dílčích součinitelů γ a kombinačních součinitelů ψ , popřípadě dalších součinitelů. Součinitele γ , ψ a další součinitele se někdy souhrnně nazývají prvky spolehlivosti (reliability elements). Pro prvky spolehlivosti jsou v Eurokódech uvedeny doporučené hodnoty i obecné vztahy vycházející především z předchozích zkušeností, kalibračních studií, ale i z pravděpodobnostních metod teorie spolehlivosti. Hodnoty doporučené v dokumentech EN se také uvádějí v předloženém skriptu. Poznamenáme však, že poněkud odlišné hodnoty jsou doporučeny v přednormách ČSN P ENV (například místo dílčího součinitele stálého zatížení 1,35 se v ČSN P ENV 1991-1 [2] uvádí součinitel 1,20). Dále je třeba upozornit na

skutečnost, že národní přílohy (NP) k definitivním normám EN mohou pro Českou republiku doporučené hodnoty uvedené v dokumentech EN ještě upřesnit. Celková metodika a zásady výpočtu se tím však zcela určitě nezmění.

Metoda dílčích součinitelů přihlíží k vlivům různých nejistot základních veličin i k nejistotám chování konstrukcí právě prostřednictvím různých prvků spolehlivosti a charakteristik základních veličin. Pravděpodobnostní základy metody dílčích součinitelů umožňují nejen efektivní kalibraci prvků spolehlivosti vzhledem k předchozím předpisům a zkušenostem, ale i zobecnění praktických postupů pro ověřování spolehlivosti speciálních konstrukcí z nových materiálů a pro neobvyklé mezní stavy. V těchto případech, pro které nejsou zatím stanovena příslušná pravidla pro ověřování spolehlivosti, je možno vycházet z obecných pokynů uvedených v Eurokódu EN 1990 [1] (který je transformací ENV 1991-1 [2], zavedený do systému ČSN pod označením ČSN P EN 1990) nebo mezinárodní normy ISO 2394 General principles on reliability for structures [3] zavedené do soustavy ČSNI v anglické verzi. Oba dokumenty uvádějí užitečné podklady o základních postupech teorie spolehlivosti, o metodě dílčích součinitelů a kalibraci prvků spolehlivosti s využitím pravděpodobnostních postupů.

1.2.2 Návrhové situace

Zatížení, vlivy prostředí a v mnoha případech rovněž očekávané užitné vlastnosti konstrukce jsou obecně závislé na čase, umístění a konkrétních podmínkách, ve kterých konstrukce působi. Tyto okolnosti se uvažují prostřednictvím vybraných návrhových situací, charakterizujících určitý časový úsek, očekávaná nebezpečí, podmínky působení a odpovídající mezní stavy konstrukce. Při návrhu se musí vzít v úvahu všechny okolnosti, při kterých se žádá, aby konstrukce plnila svou funkci, a podle toho stanovit příslušné návrhové situace. Vybrané návrhové situace musí být dostatečně přísné a musí obsahovat varianty zahrnující všechny předvídatelné podmínky, ve kterých se konstrukce během své výstavby a provozu může vyskytnout. Podle Eurokódu EN 1990 [1] se rozlišují čtyři základní návrhové situace:

- trvalé situace, které se vztahují k podmírkám normálního používání konstrukce;
- dočasné situace, které se vztahují k dočasným podmírkám, např. během výstavby a opravy konstrukce;
- mimořádné situace, které se vztahují k výjimečným podmírkám pro konstrukci a její provoz, např. při požáru, výbuchu, nárazu;
- seismické situace, které se vztahují k výjimečným podmírkám pro konstrukci při seismických jevech.

Zatížení působící v jednotlivých návrhových situacích, např. zatížení sněhem, větrem a seismická zatížení, je třeba stanovit v závislosti na lokálních podmínkách.

1.2.3 Mezní stavы

V souladu s koncepcí mezních stavů přijatou v Eurokódech i v mezinárodních normách ISO se při praktickém navrhování konstrukcí rozlišují dva základní druhy mezních stavů:

- mezní stavы únosnosti,
- mezní stavы použitelnosti.

U některých konstrukcí se musí brát v úvahu také další ověření spolehlivosti, např. ověření nosné způsobilosti konstrukce na únavu. Pro vybrané návrhové situace je nutno

stanovit kritické zatěžovací případy. Zatěžovací případ určuje slučitelné uspořádání zatížení, souborů deformací a imperfekcí, které se mají uvažovat současně. Pro každý kritický zatěžovací případ musí být stanoveny návrhové hodnoty účinků zatížení v kombinacích.

V EN 1990 [1] se rozlišují čtyři mezní stavů únosnosti, které jsou označeny zkratkami EQU, STR, GEO a FAT:

- EQU zahrnuje ztrátu statické rovnováhy konstrukce uvažované jako tuhé těleso, při které menší kolísání hodnot prostorového rozdělení zatížení je významné, pevnosti materiálů konstrukce nebo základové půdy většinou nejsou významné;
- STR představuje případ porušení nebo nadměrného přetvoření konstrukce, popř. nosných prvků závisící na pevnosti materiálů konstrukce;
- GEO je případ poruchy či nadměrného přetvoření základové půdy, při kterém pevnost zeminy a hornin je podstatná pro zajištění odolnosti;
- FAT představuje případ únavového porušení konstrukce nebo nosných prvků.

V běžných případech lze odděleně vyjádřit účinek zatížení $E(F, X, a)$ a odolnost konstrukce $R(X, a)$, kde základní veličiny F, X, a popisují zatížení, materiálové vlastnosti a geometrické údaje. Návrhové hodnoty E_d a R_d veličin E a R se pak stanoví na základě symbolických vztahů

$$E_d = E(F_d, X_d, a_d) \quad (1.1)$$

$$R_d = R(X_d, a_d) \quad (1.2)$$

kde F_d označuje návrhové hodnoty zatížení F , X_d návrhové hodnoty materiálových vlastností X , a_d návrhové hodnoty geometrických údajů a . Návrhové hodnoty jsou stanoveny z charakteristických, popř. reprezentativních hodnot těchto veličin a součinitelů γ a ψ podle zásad podrobně uvedených v následujících oddilech.

Vztahy (1.1) a (1.2) je třeba chápat jako symbolické zápisu obecných zásad pro stanovení návrhových hodnot E_d a R_d . Každý ze symbolů F_d, X_d, a_d v těchto vztazích může představovat buď jedinou veličinu, nebo vektor o několika složkách. Všimněme si, že odolnost konstrukce R daná vztahem (1.2) nezávisí na zatížení X . Tento předpoklad není zcela obecný, odpovídá však běžným případům.

Ověření mezních stavů únosnosti konstrukce pak vychází z obecné podmínky spolehlivosti ve tvaru nerovnosti

$$E_d \leq R_d \quad (1.3)$$

V případě mezního stavu statické rovnováhy E_d znamená destabilizující účinky zatížení $E_{d,dst}$ a R_d stabilizující účinky zatížení $E_{d,stb}$; podmínka (1.3) pak zní $E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$.

Ověřování mezních stavů použitelnosti, které v současné době nabývají na důležitosti, vychází v běžných případech (např. při posouzení průhybu nebo šířky trhlin) z nerovnosti

$$E_d \leq C_d \quad (1.4)$$

kde C_d je návrhová hodnota příslušného ukazatele (kritéria) použitelnosti, např. připustný průhyb nebo připustná šířka trhlin.

Uvedená základní pravidla navrhování metodou dílčích součinitelů, která odpovídají zásadám Eurokódů EN, se omezují na mezní stavy únosnosti a použitelnosti konstrukcí vystavených statickému zatížení. Zahrnují však i případy, kdy jsou dynamické účinky stanoveny s pomocí ekvivalentních kvazistatických zatížení a zvětšujících dynamických součinitelů, např. při zatížení větrem. Doporučení pro úpravy postupu při nelineární analýze a při ověřování konstrukce na únavu jsou uvedeny v některých částech Eurokódu EN 1990 a v materiálově zaměřených Eurokódech EN 1992 až 1996 a 1999, nejsou však popsány v tomto skriptu.

1.3 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

1.3.1 Klasifikace zatížení

Následující klasifikace zatížení a vnějších vlivů, vycházející z dokumentu EN 1990 [1], se neliší od zásad přednormy ENV 1991-1 [2]. Zatížení (F) se podle svého působení na konstrukci obecně člení na:

- přímé zatížení, tj. síla (břemeno) působící na konstrukci;
- nepřímé zatížení, tj. vynucená nebo omezující deformace nebo vynucené kmitání, způsobené např. změnami teploty, proměnlivou vlhkostí, nerovnoměrným sedáním nebo zemětřesením.

Podle proměnlivosti v čase se rozlišují:

- stálá zatížení (G), např. vlastní tíha konstrukcí, povrchů a pevného vybavení;
- proměnná zatížení (Q), např. užitná zatížení, zatížení větrem nebo sněhem;
- mimořádná zatížení (A), např. zatížení od požáru, výbuchů nebo nárazů vozidel.

Podle EN 1990 [1] se předpětí P považuje za stálé zatížení. Nepřímé zatížení je buď stálé G_{ind} (např. sedání podpor), nebo proměnné Q_{ind} (např. účinek teploty).

Podle proměnlivosti v prostoru se rozdělují:

- pevná zatížení, např. vlastní tíha;
- volná zatížení, např. užitná zatížení, zatížení větrem nebo sněhem.

Podle svého charakteru nebo odezvy konstrukce se rozdělují:

- statická zatížení, která nezpůsobují významná zrychlení konstrukce nebo konstrukčního prvku;
- dynamická zatížení, která způsobují významná zrychlení konstrukce nebo konstrukčního prvku.

V mnoha případech lze k dynamickým účinkům zatížení přihlídat zvýšením statického zatížení na kvazistatické zatížení nebo zavedením ekvivalentního statického zatížení. Některá zatížení, např. seismické zatížení a zatížení sněhem, mohou být považována za mimořádná nebo za proměnná zatížení podle lokálních podmínek stavby.

Velikost zatížení je ve většině obvyklých případů dána jedinou skalární veličinou, která může nabývat několika charakteristických a reprezentativních hodnot. Pro některá zatížení (vícesložková zatížení) a pro některé typy ověření (např. při ověření statické rovnováhy konstrukce jako tuhého tělesa) může být velikost zatížení dána několika charakteristickými hodnotami (dolní, horní). Pro ověření namáhání na únavu a pro dynamický výpočet je třeba složitější popis velikosti některých zatížení, který není obsahem této skript.

1.3.2 Charakteristické hodnoty zatížení

Charakteristická hodnota je hlavním kvantitativním ukazatelem jakéhokoli zatížení. Charakteristická hodnota zatížení F_k je obecně stanovena:

- v odpovídajícím technickém předpisu, např. v EN 1991, průměrem, horní nebo dolní hodnotou, popř. nominální hodnotou (která není vztažena k žádnému známému statistickému rozdělení);
- v projektu, popř. příslušným odpovědným úřadem, za předpokladu, že jsou dodržena obecná ustanovení odpovídajícího předpisu, např. EN 1991.

Charakteristická hodnota stálého zatížení G je stanovena podle této zásad:

- jestliže variabilita zatížení G je malá, použije se ve všech situacích pouze jediná hodnota G_k ,
- jestliže variabilita zatížení G není malá, použijí se dvě hodnoty, horní hodnota $G_{k,sup}$ a dolní hodnota $G_{k,inf}$.

Ve většině případů je možno předpokládat, že variabilita G je malá, jestliže se G po dobu návrhové životnosti konstrukce významně nemění a jeho variační koeficient není větší než 0,1. Avšak v případech, kdy je konstrukce velmi citlivá na proměnlivost G (např. některé typy předpjatých betonových konstrukcí), se musí použít dvě hodnoty, i když je variační koeficient malý. Ve většině případů se dále předpokládá:

- G_k je průměr;

- $G_{k,\inf}$ je 0,05 kvantil a $G_{k,\sup}$ je 0,95 kvantil statistického rozdělení G , které je u vlastní tíhy možno pokládat za normální (gausovské).

Poznamenáme, že kvantil odpovídající zadané pravděpodobnosti je taková hodnota uvažované náhodné veličiny, že výskyt jejich hodnot menších nebo rovných tomuto kvantilu nastane právě se zadanou pravděpodobností.

Vlastní tíha konstrukce může být ve většině případů popsána jedinou charakteristickou hodnotou stanovenou na základě nominálních rozměrů a průměrných objemových tíh (viz kapitolu 3). Vybrané hodnoty objemové tíhy některých stavebních a skladovaných materiálů a obecná pravidla pro stanovení vlastní tíhy jsou dány v kapitole 3 této skript, popř. v EN 1991-1-1 [4] a dalších částech Eurokódů 1.

Charakteristická hodnota proměnného zatížení (Q_k) odpovídá:

- horní hodnotě s určenou pravděpodobností, že nebude přestoupena, nebo dolní hodnotě s určenou pravděpodobností, že nebude podkročena během určité referenční doby;

- nominální hodnotě, která smí být stanovena, jestliže příslušné statistické rozdělení není známé.

Numerické hodnoty charakteristických hodnot proměnných zatížení Q_k jsou uvedeny v tabulkách v kapitole 3, podrobněji pak v příslušných částech EN 1991. Pro charakteristickou hodnotu časově závislé části proměnných zatížení se zpravidla uvažuje rozdělení extrémních hodnot během určité referenční doby takto:

- referenční doba je jeden rok,

- uvažovaná pravděpodobnost překročení je 0,98.

Charakteristická hodnota proměnných zatížení je tedy v průměru přestoupena jednou za 50 let. Podstata zatížení však v některých případech vede k jiné referenční době (např. u dopravního zatížení mostů). Kromě toho mohou být v modelech zatížení vybrány návrhové hodnoty dalších veličin (geometrických údajů) tak, že ovlivní pravděpodobnost přestoupení výsledného zatížení. Zatížení vyvolané vodou je obvykle stanoveno z předpokládané úrovni hladiny a dalších geometrických parametrů, které přibližují k změnám vodní hladiny, popř. k přílivům, proudům a vlnám.

1.3.3 Reprezentativní hodnoty proměnných zatížení

Při výpočtu konstrukcí se u proměnných zatížení kromě charakteristických hodnot obecně rozeznávají tři reprezentativní hodnoty:

- kombinační hodnota obecně daná součinem $\psi_0 Q_k$ se používá při ověřování mezních stavů únosnosti a nevratných mezních stavů použitelnosti;

- častá hodnota obecně daná součinem $\psi_1 Q_k$ se používá při ověřování mezních stavů únosnosti, u kterých se uplatňuje mimořádné zatížení, a při ověřování vratných mezních stavů použitelnosti;

- kvazistálá hodnota obecně daná součinem $\psi_2 Q_k$ se používá při ověřování mezních stavů únosnosti, u kterých se uplatňuje mimořádné zatížení, a při ověřování vratných mezních stavů použitelnosti a dlouhodobých účinků.

Kombinační hodnoty souvisejí s použitím kombinací zatížení, ve kterých se přiblíží ke snížené pravděpodobnosti současného výskytu nepříznivých hodnot několika nezávislých zatížení.

Častá hodnota je stanovena tak, že celková doba, ve které je tato hodnota přestoupena po dobu určitého časového intervalu, je pouze malou částí tohoto intervalu (0,01), u dopravního zatížení mostů odpovídá hodnotě s dobou návratu jeden týden.

Kvazistálá hodnota je určena tak, že celková doba, ve které je tato hodnota během uvažovaného časového intervalu přestoupena, je významnou částí uvažovaného intervalu. V běžných případech se volí hodnota 0,5. Kvazistálá hodnota může být rovněž stanovena jako průměrná hodnota v uvažovaném časovém intervalu. U zatížení větrem a u dopravního zatížení se kvazistálá hodnota zpravidla uvažuje nulová.

Pro některé konstrukce nebo pro některá zatížení (při provádění nebo únavě) se mohou požadovat jiné reprezentativní hodnoty nebo jiné způsoby popisu zatížení, např. pro únavová zatížení se uvažuje počet cyklů.

1.3.4 Návrhové hodnoty zatížení

Návrhová hodnota zatížení F_d se obecně vyjadřuje na základě reprezentativních hodnot zatížení F_{rep} (které jsou u stálých a mimořádných zatížení totožné s charakteristickými hodnotami F_k , u nahodilých zatížení jsou popsány v předcházejícím oddílu) obecným vztahem

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (1.5)$$

kde γ_f je dílčí součinitel zatížení, který přihlíží

- k možným nepříznivým odchylkám zatížení,
- k možným nepřesnostem modelu zatížení,
- k nejistotám v určení účinků zatížení E .

Návrhové hodnoty jednotlivých druhů zatížení mají v závislosti na uvažované kombinaci zatížení a na postupu ověření spolehlivosti konstrukce podle různých mezních stavů následující tvar:

$$\begin{aligned} G_d &= \gamma_G G_k \text{ nebo } G_k \\ Q_d &= \gamma_Q Q_k, \gamma_Q \psi_0 Q_k, \gamma_Q \psi_1 Q_k, \gamma_Q \psi_2 Q_k \text{ nebo } Q_k \\ A_d &= \gamma_A A_k \text{ nebo } A_k \\ P_d &= \gamma_P P_k \text{ nebo } P_k \\ A_{Ed} &= A_{Ek} \end{aligned} \quad (1.6)$$

Návrhové hodnoty mimořádných zatížení A_d jsou obecně rovny stanovené charakteristické hodnotě A_k . Hodnoty A_k pro výbuchy a některé typy nárazů jsou dány v EN 1991-1-7 [8]. Informace o mimořádných zatíženích vznikajících při požáru jsou uvedeny v EN 1991-1-2 [5]. Další charakteristické hodnoty mimořádných zatížení mostů dopravou od nárazů silničních a železničních vozidel jsou uvedeny v normě EN 1991-2 [9], která však není zahrnuta do této skript.

Je-li nutno ve zvláštních případech rozlišovat mezi přiznivými a nepříznivými účinky stálých zatížení, musí se použít dva různé dílčí součinitele. Návrhové hodnoty seismických zatížení A_{Ed} se zpravidla rovnají charakteristické hodnotě A_{Ek} , mohou být však závislé na charakteristikách chování konstrukce (viz EN 1998).

1.3.5 Vlivy prostředí

Vlivy prostředí mohou mit mechanický, fyzikální, chemický nebo biologický charakter a mohou vyvolat degradaci konstrukčních materiálů a postupné poškozování konstrukce. Příkladem je působení oxidu uhličitého a chloridů na beton nebo působení vlhkosti na dřevo.

Vlivy prostředí jsou v mnoha ohledech podobné ostatním druhům zatížení a mohou být klasifikovány obdobným způsobem na trvalé (působení chemických látek), proměnné (působení vlhkosti) a mimořádné (některé biologické vlivy). Působení vlivů prostředí na stavební konstrukce je však velmi složitý proces, silně závislý na druhu konstrukčního materiálu a kombinaci více složek vlivu prostředí. Klíčovou složkou vlivů prostředí je v mnoha případech vlhkost a lokální podmínky ochrany konstrukce nebo její části.

Při výběru konstrukčních materiálů, při jejich specifikaci, při výběru konstrukce a při podrobném návrhu se proto musí vždy uvažovat všechny vlivy prostředí, které mohou působit na bezpečnost, použitelnost a trvanlivost konstrukce. Příslušná opatření jsou pro různé konstrukční materiály uvedena v EN 1992 až EN 1999. V některých případech je možné vlivy prostředí vyjádřit podobně jako ostatní zatížení kvantitativně (numericky) a poškozování konstrukcí odhadnout na základě výpočtu (např. stanovení časově závislého vlivu oxidu uhličitého na hloubku karbonatace betonu).

1.4 ODOLNOST KONSTRUKCE A ÚČINEK ZATÍŽENÍ

1.4.1 Návrhové hodnoty materiálových vlastností

Vlastnosti materiálů (včetně zemin a skal) nebo výrobků jsou popsány charakteristickými hodnotami, jež s předepsanou pravděpodobností nebudou podkročeny. Charakteristická hodnota určité vlastnosti obvykle odpovídá stanovenému kvantilu (obvykle s pravděpodobností 0,05) předpokládaného statistického rozdělení této vlastnosti v konstrukci.

Materiálové vlastnosti se obvykle stanovují z normalizovaných zkoušek provedených za stanovených podmínek. Jestliže je nezbytné transformovat výsledky zkoušek na hodnotu, o které se předpokládá, že vystihuje skutečné chování materiálu v konstrukci, popř. chování základové půdy, užije se příslušný převodní součinitel (viz také EN 1992 až 1999).

Pevnost materiálu může mít dvě charakteristické hodnoty, dolní a horní. Ve většině případů bude třeba uvažovat pouze dolní hodnotu. V některých případech se mohou uplatňovat odlišné hodnoty v závislosti na podmírkách druhu řešeného problému. Jestliže se vyžaduje horní hodnota pevnosti (např. pro pevnost betonu v tahu při výpočtu účinků zatížení), uvažuje se obvykle horní nominální hodnota pevnosti.

Jestliže není dostatek informací o statistickém rozdělení určité vlastnosti, použijí se nominální hodnoty; jestliže překročení mezního stavu není významně citlivé na proměnlivost uvažované vlastnosti, je možno za charakteristickou hodnotu považovat průměr. Charakteristické hodnoty materiálových vlastností X_k jsou uvedeny v příslušných normách, např. v EN 1992 až 1999.

Návrhová hodnota vlastnosti materiálu nebo výrobku X_d se obecně určí ze vztahu:

$$X_d = \eta X_k / \gamma_M \text{ nebo } X_d = X_k / \gamma_M \quad (1.7)$$

kde γ_M je dílčí součinitel materiálu nebo výrobku, daný v příslušném technickém předpisu, např. v EN 1992 až 1999, který zahrnuje:

- nepříznivé odchylinky od charakteristických hodnot,
- nepřesnosti převodních součinitelů,
- nejistoty v geometrických vlastnostech a v modelu odolnosti.

Koeficient η je převodní součinitel vystihující účinek doby trvání zatížení, vliv objemu a rozměrů, účinky vlhkosti, teploty aj. V některých případech se však k převodu implicitně přihlíží při stanovení charakteristické hodnoty.

1.4.2 Návrhové hodnoty geometrických údajů

Geometrické údaje jsou popsány charakteristickými hodnotami geometrických veličin, u imperfekci přímo návrhovými hodnotami těchto odchylek. Charakteristické hodnoty geometrických veličin obvykle odpovídají rozměrům uvedeným v projektu. Pokud je to třeba, mohou hodnoty geometrických veličin odpovídat předepsaným kvantilům příslušného statistického rozdělení. Tolerance spojovaných částí, které jsou vyrobeny z různých materiálů, musí být vzájemně slučitelné. Imperfekce, které se uvažují při návrhu konstrukčních prvků, jsou uvedeny v EN 1992 až 1999.

Návrhové hodnoty geometrických údajů jsou obecně vyjádřeny nominálnimi hodnotami uvedenými v projektové dokumentaci:

$$a_d = a_{\text{nom}} \quad (1.8)$$

V nezbytných případech jsou v EN 1992 až EN 1999 uvedeny další podrobnosti.

V případech, kdy mají odchylky geometrických údajů významný vliv na spolehlivost konstrukce, jsou návrhové hodnoty geometrických údajů definovány vztahem:

$$a_d = a_{\text{nom}} \pm \Delta_a \quad (1.9)$$

kde Δ_a vystihuje možnost nepříznivých odchylek veličiny a od charakteristických hodnot. Δ_a se zavádí pouze tehdy, jestliže je vliv odchylek kritický, např. v případě imperfekci při stanovení vzpěrné únosnosti. Hodnoty Δ_a jsou uvedeny v EN 1992 až EN 1999.

1.4.3 Návrhové hodnoty účinku zatížení a odolnosti

Účinky zatížení E jsou výsledné hodnoty odezvy konstrukce na působící zatížení (např. vnitřní síly a momenty, napětí, poměrná přetvoření a posuvy). Návrhová hodnota účinku zatížení E_d se pro určité uspořádání zatížení obecně určí z návrhových hodnot jednotlivých zatížení, geometrických údajů a je-li třeba, také z vlastností materiálu podle vztahu, který rozvádí vztah (1.1):

$$E_d = E(F_{d1}, F_{d2}, \dots, X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}) \quad (1.10)$$

kde $F_{d1}, F_{d2}, \dots, X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots$ jsou návrhové hodnoty základních veličin.

Při stanovení návrhové odolnosti (únosnosti) R_d se použijí návrhové hodnoty materiálových vlastností, geometrických údajů a je-li třeba, také účinků zatížení podle symbolického vztahu, který rozvádí vztah (1.2):

$$R_d = R(X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots) \quad (1.11)$$

kde $X_{d1}, X_{d2}, \dots, a_{d1}, a_{d2}, \dots$ jsou návrhové hodnoty vlastnosti materiálů a geometrických údajů. Operativní vzorce pro ověřování spolehlivosti konstrukcí z různých materiálů, které vycházejí z obecného vzorce (1.11), mohou mít v navazujících materiálově zaměřených dokumentech EN 1992 až EN 1999 různý tvar.

V některých případech, zejména při nelineárním výpočtu, je třeba explicitně uvažovat účinek nejistot použitého výpočetního modelu. To může vést k užití dalšího součinitele modelové nejistoty zatížení γ_{sd} , kterým se upraví buď hodnoty zatížení nebo účinků zatížení, podle toho, který z postupu dává konzervativnější výsledky. Součinitel modelových nejistot odolnosti γ_{Rd} se může vztahovat k nejistotám v modelu odolnosti (únosnosti) konstrukce.

Při nelineárním výpočtu, kdy velikost účinku zatížení není úměrná velikosti zatížení, lze v případě jednoho hlavního zatížení uvažovat následující zjednodušující pravidla:

a) Jestliže účinek zatížení roste rychleji než zatížení, dílčím součinitelem se upraví reprezentativní hodnota zatížení.

b) Jestliže účinek zatížení roste pomaleji než zatížení, dílčím součinitelem se upraví účinek reprezentativní hodnoty zatížení.

V ostatních případech (např. u předpjatých konstrukcí) je nutno použít přesnější metody, uvedené v příslušných technických předpisech, např. v EN 1992 až EN 1999 a dokumentech ISO.

1.5 KOMBINACE ZATÍŽENÍ

1.5.1 Mezní stavы únosnosti

Pro mezní stavы únosnosti a použitelnosti uvádí Eurokód EN 1990 [1] vybrané kombinace zatížení, které se mají při ověřování mezních stavů konstrukcí uvažovat. Pro správné stanovení kombinace zatížení je důležité rozlišit hlavní (v ČSN P ENV 1991-1 [2] nazývané dominantní) a vedlejší proměnná zatížení. Hlavní proměnné zatížení je podle EN 1990 [1] to proměnné zatížení, které vyvolává u ověřovaného průřezu nebo prvku největší účinek (vnitřní sílu, jako je normálová síla, ohybový moment nebo vektor vnitřních sil nebo momentů). Hlavní proměnné zatížení je tedy závislé na umístění uvažovaného průřezu nebo prvku v konstrukci a nelze ho zpravidla stanovit jednotně pro celou konstrukci. Pro každý průřez může být jiné hlavní proměnné zatížení. Jestliže není zřejmé, které zatížení je hlavní, je nutné v kombinacích zatížení jako hlavní uvažovat postupně každé proměnné zatížení.

V souladu s Eurokódem EN 1990 [1] musí být návrhová hodnota účinku zatížení (E_d) pro každý kritický zatěžovací případ stanovena kombinací současně se vyskytujících zatížení takto:

- trvalá a dočasná situace: návrhová hodnota hlavního proměnného zatížení a kombinace návrhových hodnot vedlejších zatížení,
- mimořádná situace: charakteristické hodnoty stálých zatížení, častá nebo kvazistálá hodnota hlavního proměnného zatížení, kvazistálé hodnoty vedlejších proměnných zatížení a návrhová hodnota jednoho mimořádného zatížení,
- seizmická situace: charakteristické hodnoty stálých zatížení, kvazistálé hodnoty proměnných zatížení a návrhová hodnota seizmického zatížení.

Uvedené kombinace zatížení, označené podle uvažované návrhové situace, jsou vyznačeny v přehledné tabulce 1.1.

Eurokód EN 1990 [1] uvádí pro jednotlivé kombinace zatížení následující vztahy, které se poněkud liší od obdobných vztahů v předběžné normě ENV 1991.

Kombinace pro trvalé a dočasné návrhové situace a pro mezní stavы únosnosti (typu STR) kromě těch, které se vztahují k únavě, se uvádějí ve dvou základních variantách.

Tabulka 1.1 - Návrhové hodnoty zatížení v kombinacích zatížení pro mezní stavы únosnosti.

Návrhová situace	Stálá zatížení G_d	Nezávislá proměnná zatížení Q_d		Mimořádná zatížení A_d
		Hlavní	Vedlejší	
Trvalá a dočasná	$\gamma_G G_k (\xi \gamma_G G_k) (\gamma_P P_k)$	$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$\gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$	-
Mimořádná	$G_k (P_k)$	$\psi_{11} \text{ nebo } \psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{21} Q_{k1}$	A_d
Seizmická	G_k	-	$\psi_{21} Q_{k1}$	γA_{Ed}

Podle vztahu (6.10) v EN 1990 [1] se vychází z kombinace (první varianta)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{D \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.12)$$

Podle dvojice vztahů (6.10a) a (6.10b) rozhoduje přísnější z kombinací (druhá varianta)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G_j} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q_1} \psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.13)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G_j} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q_1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.14)$$

Pro druhou variantu připouští dokument EN 1990 [1] zjednodušení, podle kterého se ve výrazu (1.13) uvažuje pouze stálé zatížení. Takto upravená dvojice výrazů je vlastně třetí variantou kombinačních pravidel pro trvalé a dočasně návrhové situace a pro mezni stavu unosnosti. V ČR se v národní příloze k EN 1990 [1] doporučuje pouze první a druhá varianta. Přednost se dává dvojici výrazů (1.13), (1.14).

Kombinace pro mimořádné návrhové situace je dána vztahem

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_d + (\psi_{11} \text{ nebo } \psi_{21}) Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1.15)$$

Kombinace pro seismické návrhové situace je dána vztahem

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1.16)$$

- kde:
- $+$ znamená "v kombinaci s",
 - \sum znamená "kombinace",
 - G_k charakteristická hodnota stálého zatížení,
 - P_k ... charakteristická hodnota zatížení od předpětí,
 - Q_{k1} ... charakteristická hodnota hlavního proměnného zatížení,
 - Q_{ki} ... charakteristické hodnoty ostatních proměnných zatížení,
 - A_d ... návrhová hodnota mimořádného zatížení,
 - A_{Ed} ... návrhová hodnota seismického zatížení,
 - γ_{Gj} ... dílčí součinitel stálého zatížení j ,
 - γ_P ... dílčí součinitel zatížení od předpětí,
 - γ_{Q1} ... dílčí součinitel proměnného zatížení Q_1 ,
 - γ_1 ... dílčí součinitel významu (pokud se vyskytuje, viz EN 1998),
 - ψ ... kombinační součinitele,
 - ξ_j ... redukční součinitele pro nepříznivá stálá zatížení.

Kombinace pro mimořádné návrhové situace buď zahrnují explicitní mimořádné zatížení A (např. od požáru nebo nárazu), nebo se vztahují na situace po mimořádné události ($A = 0$). Pro návrhovou situaci při požáru A_d vyjadřuje, kromě účinků teploty na materiálové vlastnosti, návrhovou hodnotu nepřímého teplotního zatížení.

Výrazy (1.12) až (1.16) se mohou vztahovat jak na zatížení, tak na účinky zatížení; při nelineární analýze lze postupovat podle pokynů v oddílu 1.4.3. Jestliže jsou složky vektoru zatížení částečně korelovány, mohou být součinitele nepříznivých složek zmenšeny o 20%. Jestliže je to třeba, uvažují se rovněž vynucená přetvoření. V některých případech je třeba výrazy (1.12) až (1.16) modifikovat podle podrobných pravidel v příslušných částech EN 1991 nebo materiálově zaměřených Eurokódů 1992 až 1999.

1.5.2 Součinitele γ a ψ

V odpovídajících zatěžovacích případech se stálá zatížení, která zvyšují účinky proměnných zatížení (tj. vyvolávají nepříznivé účinky), vyjadřují horními návrhovými hodnotami a stálá zatížení, která snižují účinky proměnných zatížení (tj. vyvolávají příznivé

účinky), dolními návrhovými hodnotami. Jestliže jsou výsledky ověřování výrazně citlivé na proměnlivost stálého zatížení v závislosti na místě působení na konstrukci, příznivé a nepříznivé části takového zatížení se uvažují jako samostatná zatížení, zejména při ověřování statické rovnováhy. Dílčí součinitele γ pro konstrukce pozemních staveb, mezní stavu únosnosti, v trvalé nebo dočasné návrhové situaci uvádí tabulka 1.2.

Návrh nosných prvků, který zahrnuje geotechnická zatížení a odolnost základové půdy, se má ověřit jedním (popř. více) ze tří postupů uvedených v normativní příloze A1 k Eurokódu EN 1990 [1]. Tyto postupy využívají součinitele souboru B a C, a dále údaje o vlastnostech základových půd podle EN 1997.

Pro ověřování mezních stavů statické rovnováhy (EQU), poruchy konstrukce (STR) a poruchy základové půdy (GEO) uvádí příloha A1 k EN 1990 [1] soubory hodnot dílčích součinitelů A, B a C (bez podrobností se uvádí ještě únavová porucha – FAT). Hodnoty dílčích součinitelů souborů A, B a C jsou přehledně uvedeny v tabulce 1.2.

Tabulka 1.2 - Dílčí součinitele pro pozemní stavby podle přílohy A1 k EN 1990 .

Soubor	Zatížení	Symbol	Situace ¹⁾	
			T/D	M
Soubor A (EQU) Ztráta statické rovnováhy konstrukce; pevnost materiálu konstrukce nebo základové půdy není významná	Stálá zatížení: vlastní tíha nosných i nenosných konstrukcí, stálá zatížení od základové půdy, podzemní i volné vody			
	- nepříznivá ⁴⁾	$\gamma_{G,sup}$	1,10 ²⁾	1,00
	- příznivá ⁴⁾	$\gamma_{G,inf}$	0,90 ²⁾	1,00
	Proměnná zatížení			
	- nepříznivá	γ_Q	1,5	1,00
	- příznivá	γ_Q	0	0
Soubor B ³⁾ (STR/GEO) Porucha konstrukce nebo geotechnických prvků včetně včetně pilot, základových stěn atd.	Stálá zatížení ⁵⁾ (viz nahoře)			
	- nepříznivá ⁴⁾	$\gamma_{G,sup}$	1,35 ³⁾	1,00
	- příznivá ⁴⁾	$\gamma_{G,inf}$	1,00 ³⁾	1,00
	Proměnná zatížení			
	- nepříznivá	γ_Q	1,50	1,00
	- příznivá	γ_Q	0	0
Soubor C ³⁾ (STR/GEO) Porucha konstrukce nebo geotechnických prvků včetně uložení, pilot, základových stěn atd.	Stálá zatížení (viz nahoře)			
	- nepříznivá ⁴⁾	γ_G	1,00	1,00
	- příznivá ⁴⁾	γ_G	1,00	1,00
	Proměnná zatížení			
	- nepříznivá	γ_Q	1,30	1,00
	- příznivá	γ_Q	0	0

Poznámky k tabulce 1.2:

T: Trvalá situace, D: Dočasná situace, M: Mimořádná situace

1) Návrh je třeba ověřit pro každý z případů A, B a C (pokud se uplatňuje).

2) Při ověřování statické rovnováhy lze použít rovněž variantu, podle které se charakteristická hodnota nepříznivé složky stálého zatížení násobi součinitelem 1,35, příznivé složky součinitelem 1,15, pokud však součinitel 1,00 použitý pro příznivé i nepříznivé složky stálého zatížení nevede k méně příznivému účinku zatížení.

3) Při ověřování se charakteristické hodnoty všech stálých zatížení téhož původu násobi součinitelem 1,35, jestliže výsledný vliv je nepříznivý, a součinitelem 1,00, jestliže výsledný vliv je příznivý.

4) Jestliže jsou mezní stavu citlivé na proměnlivost stálého zatížení, je nutno uvažovat horní i dolní charakteristickou hodnotu těchto zatížení.

Hodnoty dílčích součinitelů uvedené v tabulce 1.2 byly převážně stanoveny na základě zkušeností a přepočtu existujících konstrukcí. V dodatku D k EN 1990 [1] jsou však také uvedeny teoretické postupy pro stanovení dílčích součinitelů na základě výsledků zkoušek. Tabulka 1.2 sice platí pro mezní stavy únosnosti a pozemní stavby, uvedené dílčí součinitele lze však aplikovat i u jiných staveb (např. při navrhování zásobníků, EN 1991-4 [10]). V národní příloze k ČSN EN 1990 [1] se doporučují dílčí součinitele stejné jako v EN 1990, které jsou uvedeny v tabulce 1.2.

Doporučené hodnoty kombinačních součinitelů ψ pro pozemní stavby jsou uvedeny v tabulce 1.3, která odpovídá příloze A1 k EN 1990 [1]. Tyto součinitely jsou převážně stanoveny na základě teoretických postupů uvedených v dodatku C k EN 1990 [1]. Tabulka 1.3 je opět určena pro pozemní stavby, lze ji však použít i u jiných staveb. Podrobné pokyny jsou uvedeny v příslušné části normy EN 1990 a v dalších Eurokódech EN 1991 až 1999. Obecné vztahy pro kombinační součinitely ψ_0 jsou uvedeny v informativní příloze C k EN 1990 [1] nebo v mezinárodní normě ISO 2394 [3].

Tabulka 1.3 - Součinitely ψ pro pozemní stavby podle EN 1990.

Zatižení	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Užitné zatižení staveb (viz EN 1991-1-1)			
kategorie A: obytné	0,7	0,5	0,3
kategorie B: kanceláře	0,7	0,5	0,3
kategorie C: shromažďovací plochy	0,7	0,7	0,6
kategorie D: obchody	0,7	0,7	0,6
kategorie E: sklady	1,0	0,9	0,8
Dopravní zatižení staveb			
kategorie F: tíha vozidla < 30 kN	0,7	0,7	0,6
kategorie G: 30 kN < tíha vozidla < 160 kN	0,7	0,5	0,3
kategorie H: střechy	0	0	0
Zatižení sněhem (viz EN 1991-1-3)			
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,7	0,5	0,2
Ostatní země CEN pro stavby umístěné ve výšce > 1000 m.n.m	0,7	0,5	0,2
Ostatní země CEN pro stavby umístěné ve výšce ≤ 1000 m.n.m	0,5	0,2	0
Zatižení větrem (viz EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0 ²⁾
Teplota kromě požáru (viz EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0 ²⁾
Poznámka - Hodnoty součinitelů ψ se mohou v národní příloze k EN 1990 upravit podle místních podmínek.			

V národní příloze k ČSN EN 1990 [1] se doporučují součinitely ψ stejné jako v EN 1990 a tedy stejně jako tabulce 1.3.

1.5.3 Mezní stavy použitelnosti

Kombinace zatižení, které se uplatňují u mezních stavů použitelnosti, závisí na povaze sledovaného účinku zatižení; rozlišuje se např. účinek nevratný, vratný nebo dlouhodobý. Tři kombinace, označené podle reprezentativní hodnoty hlavního proměnného zatižení, jsou uvedeny v tabulce 1.4.

Tabuľka 1.4 - Návrhové hodnoty v kombináciach zatížení pro mezní stavovou použitelnosť.

Kombinácia	Stálé zatíženie G_d	Promené zatíženie Q_d	
		Hlavné	Vedľajšie
Charakteristická	$G_k (P_k)$	Q_{kl}	$\psi_{0i} Q_{ki}$
Častá	$G_k (P_k)$	$\psi_{11} Q_{kl}$	$\psi_{2i} Q_{ki}$
Kvazistálá	$G_k (P_k)$	$\psi_{21} Q_{kl}$	$\psi_{2i} Q_{ki}$

Poznámka - Pro mezní stavovou použitelnosť se dĺží součinitele (použitelnosti) γ_G a γ_Q uvažují hodnotou 1,0, pokud není výslovne uvedeno jinak.

Symbolicky lze tři kombinace zatížení pro mezní stavovou použitelnosť zapsat pomocí následujících rovnic:

a) charakteristická kombinace se obvykle používá pro nevratné mezní stavov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{kl} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0i} Q_{ki} \quad (1.17)$$

b) častá kombinace se obvykle používá pro vratné mezní stavov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{kl} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1.18)$$

c) kvazistálá kombinace se obvykle používá pro dlouhodobé účinky:

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1.19)$$

Použité značky jsou vysvetleny v oddílu 1.5.1. V závislosti na druhu konstrukce a konstrukčního materiálu je někdy nutno vztahy (1.17) až (1.19) upravit; podrobná pravidla jsou uvedena v příslušných částech EN 1991 až 1999. V některých případech je třeba uvažovat zatížení od vynucených deformací.

Dĺží součinitele zatížení se tedy u mezních stavov použitelností neuplatňují (rovnají se hodnotě 1,0), pokud však není stanovenovo v EN 1992 až 1999 jinak. Hodnoty součinitelů ψ jsou uvedeny v tabulce 1.3.

K mezním stavov použitelnosti je třeba obecně poznamenat, že výpočtem zpravidla nelze ověřit všechny zatěžovací stavov, které mohou nepříznivě ovlivnit působení konstrukce v provozních podmínkách. Některým poruchám (např. viditelným deformacím a trhlinám) je však možno předejít vhodným konstrukčním uspořádáním.

1.6 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Všeobecně používanou metodou navrhování a ověřování konstrukcí se v Evropě i v řadě mimoevropských zemích stává metoda dĺží součinitelů, která se opírá o koncepci návrhových situací a mezních stavov. Výchozími hodnotami základních veličin popisujících odolnost a zatížení konstrukcí jsou charakteristické hodnoty, z nichž se odvozují návrhové hodnoty prostřednictvím dĺží součinitelů, součinitelů kombinace a redukčních součinitelů. Obecné zásady navrhování nosných konstrukcí zahrnují rovněž důležitá pravidla pro kombinace zatížení, která však připouštějí různé alternativní postupy. Navrhování nosných konstrukcí v jednotlivých zemích má však v podstatě sledovat jednotnou metodiku a má se lišit pouze numerickými hodnotami některých parametrů, jako jsou dĺží součinitely a další prvky spolehlivosti, popřípadě charakteristické hodnoty klimatických zatížení.

2 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

2.1 ÚVOD

Stálá zatížení pozemních a inženýrských staveb jsou ve většině případů odvozena z objemové tíhy různých stavebních a skladovaných materiálů. Charakteristické hodnoty pro objemové tíhy stavebních materiálů, materiálů pro vozovky a svršky silniční a železniční mosty a skladovaných materiálů, které jsou uvedeny v následujících tabulkách 2.1 až 2.8, jsou převzaty z ČSN EN 1991-1-1 [4]. V některých případech je uvedena měrná třída γ v kN na jednotku plochy nebo délky. U sypkých materiálů se uvádí rovněž úhel vnitřního tření ϕ , tj. úhel, který svírá povrch volně navršené skládky příslušného materiálu s vodorovnou rovinou.

2.2 OBJEMOVÉ TÍHY

Podle EN 1991-1-1 [4] se obvykle používá průměrná hodnota objemových tříd stavebních a skladovaných materiálů jako charakteristická hodnota (G_k). Pokud však mají objemové třídy použitých materiálů významný rozptyl (např. vlivem vlhkosti), pak je třeba použít horní ($G_{k,sup}$), nebo dolní hodnotu ($G_{k,inf}$). Pak je $G_{k,inf}$ 5% kvantil a $G_{k,sup}$ 95% kvantil statistického rozdělení G , které se obvykle pokládá za rozdělení normální (Gaussovo). Často se pro měrnou třídu materiálů uvádějí široká rozmezí; např. pro objemovou třídu cementové malty se uvádí rozmezí 19 až 23 kN/m³, pro vápennou maltu rozmezí 12 až 18 kN/m³.

V porovnání s ČSN 73 0035 [14] je zřejmé, že objemové třídy uvedené v EN 1991-1-1 [4] jsou v některých případech nepatrně vyšší, hodnoty pro úhel vnitřního tření naopak mírně nižší (tj. hodnoty, které vedou k vyššímu stálému zatížení) než odpovídající údaje podle ČSN 73 0035 [14]. V tomto obsáhlém a podrobnějším předpisu se místo objemových tříd uvádějí objemové hmotnosti v kg na jednotku objemu nebo plochy, a tedy numerické hodnoty řádově odlišné. Navíc jsou v ČSN 73 0035 [14] u některých sypkých materiálů a produktů uvedeny součinitele tření s betonem a kovy.

Tab. 2.1a - Stavební materiály – beton a malta

Materiály	Objemová třída ¹⁾ γ [kN/m ³]
beton (viz EN 206-1)	
lehký	
třída objemové hmotnosti LC 1,0	9,0 až 10,0
třída objemové hmotnosti LC 1,2	10,0 až 12,0
třída objemové hmotnosti LC 1,4	12,0 až 14,0
třída objemové hmotnosti LC 1,6	14,0 až 16,0
třída objemové hmotnosti LC 1,8	16,0 až 18,0
třída objemové hmotnosti LC 2,0	18,0 až 20,0
obyčejný	24,0
těžký	> 24,0
malta	
cementová	19,0 až 23,0
sádrová	12,0 až 18,0
vápenocementová	18,0 až 20,0
vápenná	12,0 až 18,0

¹⁾ Hodnoty uvedené v tab. 2.a se zvětší se o 1 kN/m³ pro běžné procento využití a pro předpínaci výztuž. Hodnoty se dále zvětší o 1 kN/m³ pro nezvrdlý beton.

Zásady navrhování nosných konstrukcií

Tab. 2.1b - Stavební materiály – zdivo

Materiály	Objemová třída γ [kN/m ³]
zdici prvky	
pálené zdici prvky	viz prEN 771-1
vápenopískové zdici prvky	viz prEN 771-2
betonové tvárnice s hutným a póravým kamenivem	viz prEN 771-3
pórobetonové tvárnice	viz prEN 771-4
zdici prvky z umělého kamene	viz prEN 771-5
skleněné prvky, duté	viz prEN 1051
zdici prvky z přírodního kamene, viz prEN 771-6	
žula, syenit, porfyr	27,0 až 30,0
čedič, diorit, gabro	27,0 až 31,0
čedičové sklo	26,0
čedičová láva	24,0
šedá droba, pískovec	21,0 až 27,0
kompaktní vápenec	20,0 až 29,0
jiné vápence	20,0
vulkanický tuf	20,0
rula	30,0
břidlice	28,0

Tab. 2.1c - Stavební materiály – dřevo

Materiály	Objemová třída γ [kN/m ³]
dřevo (pevnostní třídy dřeva, viz EN 338)	
třída pevnosti dřeva C14	3,5
třída pevnosti dřeva C16	3,7
třída pevnosti dřeva C18	3,8
třída pevnosti dřeva C22	4,1
třída pevnosti dřeva C24	4,2
třída pevnosti dřeva C27	4,5
třída pevnosti dřeva C30	4,6
třída pevnosti dřeva C35	4,8
třída pevnosti dřeva C40	5,0
třída pevnosti dřeva D30	6,4
třída pevnosti dřeva D35	6,7
třída pevnosti dřeva D40	7,0
třída pevnosti dřeva D50	7,8
třída pevnosti dřeva D60	8,4
třída pevnosti dřeva D70	10,8

Zásady navrhování nosných konstrukcií

Tabulka 2.1c - Stavební materiály – dřevo (pokračování)

Materiály	Objemová těža γ [kN/m ³]
lepené lamelové dřevo (třídy pevnosti, viz EN 1194)	
homogenní lamelové dřevo GL24h	3,7
homogenní lamelové dřevo GL28h	4,0
homogenní lamelové dřevo GL32h	4,2
homogenní lamelové dřevo GL36h	4,4
kombinované lamelové dřevo GL24c	3,5
kombinované lamelové dřevo GL28c	3,7
kombinované lamelové dřevo GL32c	4,0
kombinované lamelové dřevo GL36c	4,2
překližované desky	
překližka z měkkého dřeva	5,0
březová překližka	7,0
lat'ovka	4,5
desky z dřevěných částic	
dřevotřískové desky	7,0 až 8,0
cementotřískové desky	12,0
desky z plochých třísek	7,0
dřevovláknité desky	
tvrdé, normální a velmi tvrdé desky	10,0
polotvrdé vláknité desky	8,0
měkké vláknité desky	4,0

Tab. 2.1d - Stavební materiály – kovy

Materiály	Objemová těža γ [kN/m ³]
kovy	
hliník	27,0
mosaz	83,0 až 85,0
bronz	83,0 až 85,0
měď	87,0 až 89,0
litina	71,0 až 72,5
svářková ocel	76,0
olovo	112,0 až 114,0
ocel	77,0 až 78,5
zinek	71,0 až 72,0

Tab. 2.1e - Stavební materiály – další materiály

Materiály	Objemová tíha γ [kN/m ³]
další materiály	
sklo, rozbité	22,0
sklo v tabulích	25,0
plastové materiály	
plexisklo	12,0
polystyrén, expandovaný, v granulích	0,3
pěnové sklo	1,4

Tabulka 2.2 – Materiály pro mosty.

Materiály	Objemová tíha γ [kN/m ³]
vozovka mostů pozemních komunikací	
lity asfalt a asfaltový beton	24,0 až 25,0
asfaltový mastix	18,0 až 22,0
válcovaný asfalt	23,0
mostní výplně	
písek (suchý)	15,0 až 16,0 ¹⁾
štěrkové lože, štěrk (volný)	15,0 až 16,0 ¹⁾
štětový kámen	18,5 až 19,5
drcená škvára	13,5 až 14,5 ¹⁾
obalovaná kamenná drť	20,5 až 21,5
těsnící jíl	18,5 až 19,5
Železniční mostní svršek	
betonové ochranné vrstvy	25,0
běžné štěrkové lože (např. žula, rula)	20,0
čedičové štěrkové lože	26
	Tíha na jednotku délky ²⁾³⁾ g_k [kN/m]
konstrukce se štěrkovým ložem	
2 kolejnice UIC 60	1,2
předpjaté betonové pražce s kolejovým upevněním	4,8
betonové pražce s kovovými úhelníkovými podpěrami	-
dřevěné pražce s kolejovým upevněním	1,9
konstrukce bez štěrkového lože	
2 kolejnice UIC 60 s kolejovým upevněním	1,7
2 kolejnice UIC 60 s kolejovým upevněním, mostovkovým nosníkem a pojistnou kolejnicí	4,9
¹⁾ uvedeno v dalších tabulkách jako skladovaný materiál	
²⁾ bez odchylky pro štěrkové lože	
³⁾ předpokládá se rozteč 600 mm	
POZNÁMKA 1 Hodnoty pro kolej lze také použít mimo železniční mosty.	

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 2.3 - Skladované materiály – stavební materiály.

Materiál	Objemová třída γ [kN/m ³]	Úhel vnitřního tření ϕ [°]
kamenivo (viz EN 206-1)		
lehké	9,0 až 20,0 ¹⁾	30
obyčejné	20,0 až 30,0	30
těžké	> 30,0	30
štěrkopísek, sypaný	15,0 až 20,0	35
písek	14,0 až 19,0	30
vysokopevní struska		
kusová	17,0	40
granulovaná	12,0	30
zrnitá, lehčená	9,0	35
cihelná drť, drcené cihly, úlomky cihel	15,0	35
vermikulit		
odlupováný, přísada do betonu	1,0	-
surový	6,0 až 9,0	-
bentonit		
volný	8,0	40
setřesený	11,0	-
cement		
sypaný	16,0	28
pytlovaný	15,0	-
popilek	10,0 až 14,0	25
sklo, v tabulích	25,0	-
sádrovec, mletý	15,0	25
lignitový prach	15,0	20
vápno	13,0	25
vápenec, mletý	13,0	25 až 27
magnesit, mletý	12,0	-
plastové materiály		
polyetylén, polystyrol granulovaný	6,4	30
polyvinylchlorid, mletý	5,9	40
polyesterové pryskyřice	11,8	-
pryskyřicové lepidlo	13,0	-
voda	10,0	-

¹⁾ Viz tabulka 2.1a pro třídy objemových tříd lehkého betonu.

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 2.4 - Skladované produkty – zemědělství.

Produkty	Objemová tíha γ [kN/m ³]	Úhel vnitřního tření ϕ [°]
přírodní hnojiva		
hnůj (minimálně 60 % tuhých složek)	7,8	-
hnůj (se suchou slámou)	9,3	45
suchý slepičí hnůj	6,9	45
kejda (maximálně 20 % tuhých složek)	10,8	-
umělá hnojiva		
NPK, granulovaný	8,0 až 12,0	25
struska drcená	13,7	35
fosfáty granulované	10,0 až 16,0	30
síran draselny	12,0 až 16,0	28
močovina	7,0 až 8,0	24
krmná pice, zelená, volně ložená	3,5 až 4,5	-
zrna celá ($\leq 14\%$ vlhkosti)		
obecné	7,8	30
ječmen	7,0	30
slad (vlhký)	8,8	-
travní semeno	3,4	30
kukuřice volně ložená	7,4	30
kukuřice v pytlích	5,0	-
oves	5,0	30
semena řepky olejky	6,4	25
rýže	7,0	30
pšenice volně ložená	7,8	30
pšenice v pytlích	7,5	-
tráva v balících	7,8	40
seno		
balíkované	1,0 až 3,0	-
rolované	6,0 až 7,0	-
kůže a kožešiny	8,0 až 9,0	-
chmel	1,0 až 2,0	25
slad	4,0 až 6,0	20
obilná drť		
mletá	7,0	45
v balících	7,0	40
rašelina		
suchá, volná, setřesená	1,0	35
suchá, lisovaná do balíků	5,0	-
vlhká	9,5	-
siláž	5,0 až 10,0	-
sláma		
volně ložená (suchá)	0,7	-
v balících	1,5	-
tabák v balících	3,5 až 5,0	-
vlna		
volně ložená	3,0	-
v žocích	7,0 až 13,0	-

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 2.5 - Skladované produkty – potraviny.

Produkty	Objemová tříha γ [kN/m ³]	Úhel vnitřního tření ϕ [°]
vejce, v přepravkách	4,0 až 5,0	-
mouka		
sypaná	6,0	25
pytlovaná	5,0	-
ovoce		
jablka		
- volně ložená	8,3	30
- v krabicích	6,5	-
třešně	7,8	-
hrušky	5,9	-
maliny v košíčkách	2,0	-
jahody v košíčkách	1,2	-
rajská jablka	6,8	-
cukr		
volně sypaný	7,5 až 10,0	35
ulehlý a pytlovaný	16,0	
zelenina		
zelí	4,0	-
salát	5,0	-
luštěniny		
fazole		
- obecně	8,1	35
- sója	7,4	30
hrách	7,8	-
kořenová zelenina		
obecně	8,8	-
červená řepa	7,4	40
mrkev	7,8	35
cibule	7	35
brukev	7	35
brambory		
volně ložené	7,6	35
v bednách	4,4	-
cukrová řepa		
suchá a rozřezaná	2,9	35
surová	7,6	-
vlhká a strouhaná	10,0	-

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 2.6 - Skladované produkty - tekutiny.

Produkty	Objemová třída γ [kN/m ³]
nápoje	
pivo	10,0
mléko	10,0
voda	10,0
víno	10,0
přírodní oleje	
ricinový olej	9,3
glycerín	12,3
lněný olej	9,2
olivový olej	8,8
organické kapaliny a kyseliny	
ethylalkohol	7,8
ether	7,4
kyselina chlorovodíková (40%)	11,8
methylalkohol	7,8
kyselina dusičná (91%)	14,7
kyselina sírová (30%)	13,7
kyselina sírová (87%)	17,7
terpentín, lakový líh	8,3
uhlovodíky	
anilin	9,8
benzen	8,8
černouhelný dehet	10,8 až 12,8
kreozot	10,8
těžký benzin	7,8
petrolej	8,3
parafínové vosky; kerosen	6,9
surová ropa	9,8 až 12,8
motorová nafta	8,3
palivo	7,8 až 9,8
těžší ropné frakce	12,3
mazací oleje	8,8
automobilový benzin	7,4
zkapalněný plyn	
butan	5,7
propan	5,0
ostatní tekutiny	
rtuť	133,0
suříková barva	59,0
olovnatá běloba, olejová disperze	38,0
kal s více než 50 % obj. vody	10,8

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 2.7 - Skladované produkty - pevná paliva.

Materiál	Objemová třída γ [kN/m ³]	Úhel vnitřního tření ϕ [°]
dřevěné uhlí		
volně ložené	4	-
lisované	15	-
uhlí		
kusové brikety, volně uložené	8	35
kusové brikety, v paletách	13	-
vejčité brikety	8,3	30
uhlí, surové z dolu	10	35
uhlí prané	12	-
uhelný prach	7	25
koks	4,0 až 6,5	35 až 45
meziprodukt v lomu	12,3	35
odpady z praní v uhelných dolech	13,7	35
ostatní druhy uhlí	8,3	30 až 35
palivové dřevo	5,4	45
lignite/hnědé uhlí		
kusové brikety, volně uložené	7,8	30
kusové brikety, v paletách	12,8	-
vlhké	9,8	30 až 40
suché	7,8	35
prach	4,9	25 až 40
nízkoteplotní koks	9,8	40
rašelina		
černá, vysušená, slisovaná	6 až 9	-
černá, vysušená, volně uložená	3 až 6	45

Tabulka 2.8 – Skladované produkty - průmyslové a všeobecné.

Materiál	Objemová třída γ [kN/m ³]	Úhel vnitřního tření ϕ [°]
knihy a dokumenty		
knihy a dokumenty	6,0	-
hustě skladované	8,5	-
zaplněné police a skříně	6,0	-
oděvy a hadry, v balících	11,0	-
led, kusy	8,5	-
kůže, složená na hromadu	10,0	-
papír		
v rolích	15,0	-
na hromadě	11,0	-
guma	10,0 až 17,0	-
kamenná sůl	22,0	45
sůl	12,0	40
piliny		
suché, volné	2,5	45
vlhké, volné	5,0	45
dehet, živice	14,0	-

2.3 VLASTNÍ TÍHA STAVEBNÍCH PRVKŮ

Základní pravidla pro stanovení charakteristických hodnot vlastní tíhy nosných a nenosných stavebních prvků i pevně zabudovaných strojních zařízení jsou uvedena v EN 1991-1-1 [4]. Nevztahuje se na sila, zásobníky, násypky a výsypky, kterým je věnován samostatný dokument EN 1991-4 [10].

Vlastní tíha nenosných prvků musí zahrnovat tíhu pevného vybavení, zeminy a zátěží (balastu). Nenosné prvky zahrnují:

- střešní krytiny,
- povrchové úpravy a vrstvy,
- nenosné příčky a obklady,
- zavěšené podhledy,
- madla, svodidla, zábradlí a obrubníky,
- obvodový plášt',
- izolace.

Pevné vybavení zahrnuje:

- vybavení pro výtahy a pohyblivá schodiště,
- topná tělesa, ventilátory a vzduchotechnická zařízení,
- elektrická zařízení,
- kabelové rozvody a instalacní trubky.

Tíha přemístitelných příček a průmyslového vybavení, pokud není pevně zabudováno v konstrukci, je uvažována jako užitné zatížení.

2.4 STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY VLASTNÍ TÍHY

Pokud nejsou k dispozici přesnější údaje (získané od výrobce nebo přímým vážením), doporučuje se stanovit tíhu jednotlivých prvků (např. nosníků nebo sloupů) na základě jejich nominálních rozměrů (udaných ve výkresech) a objemové tíhy příslušných materiálů. Jestliže je třeba stanovit přesnější hodnoty (např. je-li výpočet konstrukce výrazně závislý na hodnotách stálého zatížení), doporučuje se vlastní tíhu stanovit na základě zkoušek reprezentativních vzorků. Jestliže je vlastní tíha prvků závislá na časově proměnných vlivech, jako je vlhkost a hromadění prachu, je třeba při výpočtu k témtoto vlivům přihlížet.

V některých případech je třeba stanovit horní i dolní hodnoty stálého zatížení. Pak je nutno vzít v úvahu případnou proměnlivost rozměrů, např. povrchových vrstev, jejichž skutečná tloušťka závisí na průběhu. Dalšími případy jsou tenké betonové prvky nebo libovolné dílce, jejichž vlastní tíha je značně nejistá nebo u nich zatím není rozhodnuto o definitivních rozměrech a konstrukčním materiálu.

2.5 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Stálá zatížení vytvářejí u většiny nosných prvků podstatnou část účinku zatížení. Jejich správné stanovení je proto velmi důležité. V běžných případech se charakteristická hodnota zatížení stanoví na základě nominálních hodnot rozměrů a objemové tíhy. Je třeba upozornit na skutečnost, že v ČSN EN 1991-1-1 [4] se uvádějí přímo objemové tíhy materiálů, nikoliv jejich hmotnosti jako v platné ČSN 73 0035 [14]. Stálé zatížení tvoří vlastní tíha nosných a nenosných prvků a pevného vybavení. Tíha přemístitelných příček a průmyslového vybavení, pokud není pevně zabudováno v konstrukci, se zpravidla uvažuje jako užitné zatížení.

3 UŽITNÁ ZATÍŽENÍ

3.1 ÚVOD

Užitná zatížení jsou uvedena v Eurokódu ČSN EN 1991-1-1. V porovnání s naším předpisem ČSN 73 0035 je ČSN EN 1991-1-1 jednodušší a snadno prakticky použitelný. Užitná zatížení jsou sdružena do několika kategorií, pro něž jsou uvedeny charakteristické hodnoty, které jsou vesměs poněkud vyšší než odpovídající hodnoty podle našeho předpisu ČSN 73 0035.

3.2 KATEGORIE ZATEŽOVANÝCH PLOCH

Plochy v obytných, společenských, obchodních a administrativních budovách se člení do kategorií podle účelu používání v souladu s tabulkou 3.1.

Jestliže se očekává, že způsob používání prostoru vyvolá významné dynamické účinky (například při zatížení od strojního vybavení nebo vysokozdvižných vozíků), je nutné tyto vlivy uvážit nezávisle na klasifikaci zatěžovaných ploch, která je uvedena v tabulce 3.1.

ČSN EN 1991-1-1 [4] uvádí zásady a pravidla pro stanovení užitného zatížení pozemních staveb od:

- běžného užívání lidmi,
- nábytku a přemístitelných předmětů (např. lehkých přemístitelných příček, skladovaných předmětů a obsahu kontejnerů),
- strojního vybavení a dopravních prostředků,
- výjimečného využití (výjimečné shromáždění osob nebo nábytku a uskladněných komodit), které může například nastat během reorganizace nebo malování interiérů stavby.

Užitná zatížení jsou obecně nahrazena rovnoměrným zatížením a osamělými břemeny, popř. jejich kombinací. Charakteristické hodnoty statického nebo kvazistatického zatížení jsou ve smyslu základní normy ČSN EN 1990 [1] stanoveny pro určitou referenční dobu. Užitná zatížení stropů a střech se rozdělují podle druhu zatěžovaných ploch na zatížení:

- budov,
- garáží a dopravních prostor,
- skladovacích prostor a prostor pro průmyslovou výrobu,
- střech.

Zatížení dopravních prostor pozemních staveb se v této části normy uvažuje pouze pro vozidla do celkové tíhy 160 kN. Pro zatížení od těžších vozidel lze použít vhodné modely podle ČSN EN 1991-2 [9]. ČSN EN 1991-1-1 [4] udává rovněž vodorovné síly od osob na zábradlí a dělicí stěny. Zatížení od nárazu vozidel (mimořádné zatížení) však zahrnuta nejsou.

Při návrhu prvků stropní konstrukce jednoho podlaží se užitné zatížení uvažuje jako volné zatížení působící v nejneprůzivějších oblastech přispívající části konstrukce. Jestliže přispívá rovněž zatížení jiných podlaží, může se uvažovat jako pevné rovnoměrné zatížení. Užitné zatížení jednoho původu se může redukovat zmenšovacím součinitelem α_A , daným v ČSN EN 1991-1-1 [4] vztahem:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

kde: α_A ... zmenšovací součinitel pro kategorie A až C3 (viz tabulka 3.1), pro kategorii C je omezení $\alpha_A \geq 0,6$,

ψ_0 ... kombinační součinitel podle ČSN EN 1990 [1],

$$A_0 \dots 10 \text{ m}^2, \\ A \dots \text{zatižená plocha.}$$

Při návrhu svislých prvků zatižených několika stropy, jako jsou sloupy nebo stěny, se zatižení v jednotlivých podlažích uvažuje jako pevné rovnoměrné zatižení. Jestliže přispívá užitné zatižení stejného původu v několika podlažích, může být redukováno zmenšovacím součinitelem α_n s ohledem na počet stropů n ; pro kategorie A až D je v ČSN EN 1991-1-1 [4] dán vztahem:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} \quad (3.2)$$

kde n ... počet stropů (> 2) nad sledovaným nosným prvkem.

V kombinacích s ostatními typy zatižení (např. s větrem) se celkové užitné zatižení uvažuje jako jeden zdroj zatižení. Jestliže je však charakteristická hodnota určitého užitného zatižení zmenšena v kombinaci s jiným zatižením již některým součinitelem ψ_i , redukce zmenšovacím součinitelem α se již nesmí uvažovat. Při ověřování mezních stavů použitelnosti se užitná zatižení uvažují reprezentativními hodnotami s dilčími součiniteli γ rovnými jedné.

3.3 POZEMNÍ STAVBY

Obytné plochy, kanceláře a další prostory pozemních staveb se v ČSN EN 1991-1-1 [4] rozdělují do pěti kategorií podle tabulky 3.1.

Tabulka 3.1a - Kategorie pozemních staveb

Kategorie	Stanovené použití	Příklad
A	plochy pro domácí a obytné činnosti	místnosti obytných budov a domů, místnosti a čekárny v nemocnicích, ložnice hotelů a nocleháren, kuchyně a toalety
B	kancelářské plochy	
C	plochy, kde dochází ke shromažďování lidí (kromě ploch uvedených u kategorií A,B, D a E)	C1: plochy se stoly, např. školní prostory, kavárny, restaurace, jídelny, čítárny, recepce C2: plochy se zabudovanými sedadly, např. kostely, divadla, kina, konferenční místnosti, zasedací místnosti, čekárny C3: plochy bez překážek pro pohyb osob, např. plochy muzei, výstavišť, veřejné prostory ve veřejných a administrativních budovách a hotelech C4: plochy s možnými pohybovými aktivitami, např. taneční prostory, tělocvičny, jeviště C5: plochy, kde může dojít k nahromadění lidí, např. budovy pro veřejné akce, jako jsou koncertní haly, sportovní haly, včetně tribun a přístupových prostor

Zásady navrhování nosných konstrukcí

Tabulka 3.1b - Kategorie pozemních staveb

Kategorie	Stanovené použití	Příklad
D	obchodní prostory	D1: plochy v běžných obchodech D2: plochy v obchodních domech
E	skladovací plochy, včetně přístupových, kde může dojít k nahromadění zboží	E1 plochy pro skladovací účely, včetně knihoven; zatížení uvedené pro tuto kategorii je nutno považovat za minimální E2 plochy průmyslové

Charakteristické hodnoty q_k a Q_k pro rovnoměrná a soustředěná užitná zatížení uvedené v tabulce 3.2 jsou v souladu s doporučením národní přílohy k ČSN EN 1991-1-1 [4].

Soustředěná břemena Q působící samostatně se uvažují při určování lokálních účinků zatížení tak, že mohou působit v kterémkoli místě konstrukce na ploše ve tvaru čtverce o straně 50 mm.

Tabulka 3.2 - Užitná zatížení stropů pozemních staveb

Zatěžovaná plocha	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie A – obecně		
- schodiště	1,5	2,0
- balkóny	3,0	2,0
kategorie B	3,0	2,0
kategorie C - C1	2,5	4,5
- C2	3,0	3,0
- C3	4,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	5,0	7,0
kategorie D - D1	5,0	4,5
- D2	5,0	5,0
kategorie E1	7,5	7,0

Pokud umožnuje stropní konstrukce příčné rozdělení zatížení, může se vlastní tíha přemístitelných příček uvažovat jako rovnoměrné zatížení q_k , které se přidá k užitným zatížením stropních konstrukcí podle tabulky 3.2. Takto stanovené zatížení q_k závisí na vlastní téze příček:

- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 1,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 0,5$ kN/m²;
- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 2,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 0,8$ kN/m²;
- přemístitelné příčky s vlastní tíhou $\leq 3,0$ kN/m délky příčky: $q_k = 1,2$ kN/m².

U těžších příček se při návrhu provede podrobný výpočet, při kterém se uvažuje:

- poloha a směr příček;
- druh stropní konstrukce.

3.4 SKLADOVACÍ PLOCHY A PROSTORY PRO PRŮMYSLOVOU ČINNOST

Charakteristické hodnoty užitných zatížení skladovacích ploch a prostor pro průmyslovou činnost (kategorie E) se stanoví maximálnimi hodnotami s uvážením nejnepríznivějších provozních podmínek a dynamických vlivů. Maximální dovolené zatížení má být vyznačeno v příslušné místnosti. Při stanovení zatížení skladovacích ploch (kategorie E1) je možno použít minimální hodnoty podle tabulky 3.2.

Charakteristické hodnoty svislých zatížení se pro skladovací prostory stanoví na základě objemových tih a horních návrhových hodnot výšek skladovaných materiálů. Pokud skladovaný materiál vyvolává vodorovné síly na svislé konstrukce, stanoví se tyto účinky v souladu s ČSN EN 1991-4 [10].

Zatížení průmyslových ploch kategorie E2 norma ČSN EN 1991-1-1 [4] neuvádí. Při návrhu je třeba zatížení stanovit na základě účelu příslušné plochy a podle stanovených technologických podmínek pro instalovaná zařízení. Pokud se má instalovat zařízení jako jeřáby a pohyblivá strojní vybavení, účinky zatížení se stanoví v souladu s ČSN EN 1991-3.

3.5 ZATÍŽENÍ OD VYSOKOZDVIŽNÝCH VOZÍKŮ

Vysokozdvižné vozíky jsou klasifikovány do 6 tříd FL1 až FL6 podle vlastní tíhy, rozměrů a nosnosti ve zdvihu, jak ukazuje tabulka 3.3. Svislou statickou sílu Q_k na nápravu vysokozdvižného vozíku lze podle třídy vozíků určit z tabulky 3.4.

Tabulka 3.3 – Rozměry vysokozdvižných vozíků podle tříd FL

Třída vysokozdvižného vozíku	Vlastní tíha [kN]	Nosnost ve zdvihu [kN]	Šířka nápravy a [m]	Celková šířka b [m]	Celková délka l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

Svislá statická síla na nápravu Q_k se má zvýšit dynamickým součinitelem φ podle vztahu (3.3):

$$Q_{k,dyn} = \varphi Q_k \quad (3.3)$$

kde $Q_{k,dyn}$ je charakteristická hodnota dynamického zatížení, φ je dynamický součinitel, Q_k je charakteristická hodnota statického zatížení.

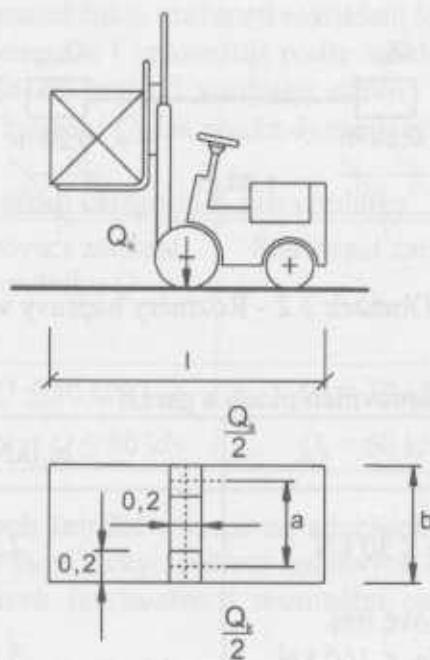
Dynamický součinitel φ zahrnuje u vysokozdvižných vozíků účinky setrvačnosti vlivem zrychlení a zpomalení zdvihaného zatížení a má se uvažovat:

- $\varphi = 1,40$ pro vzduchová kola,
- $\varphi = 2,00$ pro plné pneumatiky.

Tabulka 3.4 – Zatížení na nápravu u vysokozdvižných vozíků

Třída vysokozdvižného vozíku	Zatížení na nápravu Q_k [kN]
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

Pokud mají vysokozdvižné vozíky pohotovostní tíhu větší než 110 kN, zatížení se stanoví na základě přesnějšího rozboru. Svislé nápravové sily Q_k a $Q_{k,dyn}$ se u vysokozdvižného vozíku uspořádají podle obrázku 3.1.



Obrázek 3.1 - Rozměry vysokozdvižného vozíku

Vodorovná zatížení způsobená zrychlením nebo zpomalením vysokozdvižných vozíků lze uvažovat jako 30 % svislých nápravových zatížení Q_k . Dynamické součinitele se nemusí použít.

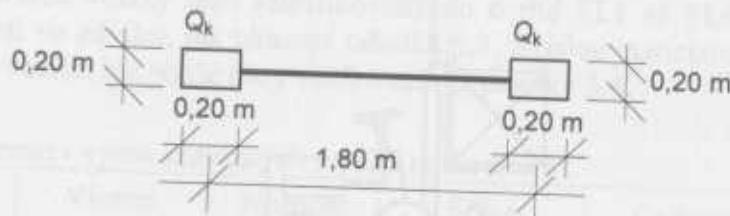
3.6 GARÁŽE A DOPRAVNÍ PLOCHY

Dopravní a parkovací plochy pozemních staveb jsou rozděleny do dvou kategorií podle druhu vozidel, jak ukazuje tabulka 3.5.

Tabulka 3.5 - Kategorie garáží a dopravních prostor.

Kategorie	Stanovené užití	Příklad
F	dopravní a parkovací plochy pro lehká vozidla (do 30 kN celkové tíhy a 8 sedadel kromě řidiče)	garáže, parkovací plochy a parkovací garáže
G	dopravní a parkovací plochy pro středně těžká vozidla (nad 30 kN, ale do 160 kN celkové tíhy vozidla na dvě nápravy)	přístupové cesty, zásobovací oblasti, oblasti přístupné protipožárním vozidlům

Charakteristické hodnoty zatížení soustředěnými břemeny Q_k pro jednu nápravu vozidla o rozměrech uvedených na obrázku 3.2 a charakteristické hodnoty rovnoměrného zatížení q_k jsou uvedeny v tabulce 3.6, podle národní přílohy k ČSN EN 1991-1-1 [4].



Obrázek 3.2 - Rozměry nápravy vozidla

Tabulka 3.6 - Užitná zatížení dopravních ploch a garáží

Dopravní plocha	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
kategorie F lehká vozidla o celkové tíze ≤ 30 kN	2,5	20
kategorie G středně těžká vozidla o celkové tíze $30 \text{ kN} < \text{celková tíha vozidla} \leq 160 \text{ kN}$	5,0	120

3.7 STŘECHY

Podle ČSN EN 1991-1-1 [4] jsou střechy rozděleny podle přístupnosti do tří kategorií, jak ukazuje tabulka 3.7.

Tabulka 3.7 - Kategorie střech

Kategorie	Stanovené použití
H	střechy nepřístupné, s výjimkou běžné údržby, oprav, nátěrů a menších oprav
I	střechy přístupné podle kategorií A až D
K	střechy se zvláštním provozem, např. pro přistávání helikoptér

Charakteristické hodnoty pro střechy kategorie H jsou podle doporučení národní přílohy k ČSN EN 1991-1-1 [4] uvedeny v tabulce 3.8. Jde o minimální charakteristické hodnoty Q_k a q_k , které jsou vztaženy k půdorysné ploše (nikoli ke skutečné ploše) uvažované střechy.

Tabulka 3.8 - Užitná zatížení pro střechy kategorie H

Střecha	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategorie H	0,75	1,0
Lze předpokládat, že q_k působí na ploše $A = 10 \text{ m}^2$.		

V minimálních hodnotách uvedených v tabulce 3.8 není zahrnuto nekontrolované hromadění stavebních materiálů, ke kterému může dojít v průběhu údržby nebo přestavby. Pro střechy se musí provést samostatné ověření na účinky nezávisle působícího soustředěného zatížení Q_k a rovnoměrně rozděleného zatížení q_k .

Střechy se mají s výjimkou střech s plechovou střešní krytinou navrhovat na zatížení 1,5 kN působící na ploše čtverce o straně 50 mm. Střešní prvky s profilovaným nebo nesouvislým povrchem se mají navrhnout tak, aby soustředěné zatížení Q_k působilo na účinné ploše stanovené na základě konstrukčních možností roznášení lokálního zatížení.

Zatížení pro střechy kategorie I se uvažují podle tabulek 3.2 až 3.4. Na přistávacích plochách střech kategorie K se zatížení od vrtulníků stanovi podle tabulky 3.9. Pro určení nárazových sil od startovacího zatížení Q_k lze použít dynamický součinitel $\varphi = 1,40$.

Tabulka 3.9 – Užitná zatížení střech kategorie K pro vrtulníky

Třída vrtulníku	Startovací zatížení vrtulníku Q	Startovací zatížení Q_k	Rozměry zatěžovací plochy [m × m]
HC 1	$Q \leq 20 \text{ kN}$	$Q_k = 20 \text{ kN}$	$0,2 \times 0,2$
HC 2	$20 \text{ kN} < Q \leq 60 \text{ kN}$	$Q_k = 60 \text{ kN}$	$0,3 \times 0,3$

Pro zatížení přistupových žebříků a lávek na střechách se sklonem do 20° lze použít hodnoty z tabulky 3.8. Pokud jsou lávky součástí únikových cest, má se uvažovat q_k podle tabulky 3.2. U obslužných lávek lze uvažovat minimální charakteristickou hodnotu $Q_k = 1,5 \text{ kN}$.

Pro navrhování konstrukcí a krytů průlezů (kromě prosklených), úchytů stropních podhledů a podobných konstrukcí, které jsou přístupné, se uvažuje zatížení 0,25 kN/m² rozdělené po celé ploše nebo na ploše podporované, a soustředěné zatížení 0,9 kN umístěné tak, aby v prvku vznikly největší účinky.

3.8 VODOROVNÁ ZATÍŽENÍ NA ZÁBRADLÍ A DĚLICÍ STĚNY

Charakteristické hodnoty přímkového zatížení q_k působícího ve výšce dělící stěny nebo zábradlí, nikoli však výše než 1,20 m, lze uvážit podle tabulky 3.10.

Tabulka 3.10 – Vodorovná zatížení zábradlí a dělících stěn s funkcí ochrannou

Zatěžovací plochy	q_k [kN/m]
Kategorie A	0,5
Kategorie B a C1	1,0
Kategorie C2 – C4 a D	1,0
Kategorie C5	5,0
Kategorie E	2,0 ¹⁾
Kategorie F	viz příloha B v ČSN EN 1990-1-1
Kategorie G	viz příloha B v ČSN EN 1991-1-1

¹⁾ Tato hodnota se u užitných ploch kategorie E považuje za hodnotu minimální, podle způsobu používání se zvýší.

U zatěžovacích ploch, u nichž může dojít k významnému přetížení vlivem veřejných událostí, jako jsou např. stadiony, tribuny, pódia, auly a konferenční sály, se přímkové zatížení stanoví podle kategorie C5 (s doporučenou hodnotou 5,0 kN/m). Poznamenáme, že doporučené hodnoty vodorovných zatížení podle tabulky 3.10 jsou v porovnání s ČSN 73 0035 [14] poměrně vysoké a jejich účinky mohou výrazně ovlivnit uspořádání svislých konstrukcí.

3.9 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Charakteristické hodnoty užitných zatížení stropních a střešních konstrukcí obytných, společenských, obchodních a administrativních ploch, skladů a také některých druhů dopravy poskytuje ČSN EN 1991-1-1. Užitná zatížení uvedená v ČSN EN 1991-1-1 jsou poněkud vyšší než zatížení uvedená v platné ČSN 73 0035. Projevuje se to zejména u vodorovného zatížení na zábradlí a dělící stěny.

Tíha přemístitelných příček a průmyslového vybavení, pokud není pevně zabudováno v konstrukci, se v běžných případech uvažuje jako přídavné užitné zatížení.

Užitná zatížení stejného původu lze u vodorovných nosných prvků redukovat ohledem na rozsah zatěžované plochy, u svislých nosných prvků s ohledem na počet podlaží. Tyto redukce však nelze kombinovat a použít v případě, že užitné zatížení je již redukováno některým z kombinačních součinitelů ψ . Redukce se používají jen pro některé kategorie zatěžovaných ploch.

4 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ PŘI POŽÁRU

4.1 ÚVOD

Hlavním cílem požární ochrany je omezit rizika ohrožení osob i společnosti, ztrát sousedního i přímo ohroženého majetku. Norma ČSN EN 1991-1-2 je transformací u nás zavedené přednormy ČSN P ENV 1991-2-2. Dokument navazuje přímo na Směrnici rady 89/106/EHS, která klade následující základní požadavek pro omezení požárního rizika:

„Stavební objekt musí být navržen a postaven takovým způsobem, aby při vypuknutí požáru:

- byla po určitou dobu zachována nosnost a stabilita konstrukce;
- byl omezen rozvoj a šíření ohně a kouře v objektu;
- bylo omezeno šíření požáru na sousední objekty;
- osoby mohly objekt opustit nebo být zachráněny jinak;
- byla brána v úvahu bezpečnost záchranných jednotek.“

Podle interpretačního dokumentu „Požární bezpečnost“ může být základní požadavek splněn různými způsoby, včetně pasivních a aktivních požárních opatření. Eurokódy se zabývají specifickými aspekty pasivní požární ochrany při návrhu konstrukci a jejich částí k zajištění odpovídající únosnosti a k omezení šíření ohně.

Norma ČSN EN 1991-1-2 se zabývá hlavně tepelným zatížením v závislosti na normové teplotní křivce a na ostatních nominálních teplotních křivkách. Tepelná zatížení založená na fyzikálním základě (parametrická) je možné použít pouze tam, kde existují zjednodušené analytické modely nebo přímé návrhové údaje. Některé informativní údaje jsou uvedeny v přílohách ČSN EN 1991-1-2 a příslušných částech (částech 2) EN 1992 až 1996 a EN 1999. V českých normách je návrhové požární zatížení stanovenovo v ČSN 73 0802, ekvivalentní a pravděpodobná doba trvání požáru v ČSN 73 0804.

4.2 POSTUP NAVRHOVÁNÍ A KLASIFIKACE ZATÍŽENÍ

Ve shodě s ČSN EN 1990 [1] se při navrhování z požárního hlediska uvažuje tepelné zatížení i zatížení stanovené při konstrukčním návrhu pro všechny konstrukce navrhované podle pravidel požárně návrhových částí EN 1992 až 1996 a EN 1999. V závislosti na vyjádření tepelného zatížení se v návrhu rozlišují následující postupy:

- nominální teplotní křivky, které se uplatňují po daný čas a na něž jsou konstrukce navrhovány při respektování předepsaných pravidel obsahujících tabulkové údaje nebo při použití výpočetních modelů;
- parametrické teplotní křivky, které se vypočítají na základě fyzikálních parametrů a na které se konstrukce navrhují s použitím výpočetních modelů.

Ověření spolehlivosti může být provedeno podle času:

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ} \quad (4.1)$$

nebo podle únosnosti :

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t} \quad (4.2)$$

nebo podle teploty:

$$\Theta_d \leq \Theta_{cr,d} \quad (4.3)$$

kde	$t_{f, d}$	je návrhová hodnota normové požární odolnosti;
	$t_{f, requ}$	požadovaná hodnota normové požární odolnosti;
	$R_{f, d, t}$	návrhová hodnota únosnosti při požáru;
	$E_{f, d, t}$	návrhová hodnota účinku zatížení při požáru;
	Θ_d	návrhová hodnota teploty materiálu;
	$\Theta_{cr,d}$	návrhová hodnota kritické teploty materiálu.

Ve smyslu obecných zásad klasifikace zatížení podle ČSN EN 1990 [1] je zatížení konstrukci při požáru klasifikováno jako mimořádné zatížení. Pro konstrukce, u nichž národní úřady stanoví souhrnné požadavky na požární bezpečnost staveb, se může při navrhování předpokládat, že požární návrhové situace jsou v těchto požadavcích zahrnuty.

Vznik požáru, který způsobuje vážné škody na konstrukci, je považován za mimořádnou situaci. Příslušné návrhové situace a odpovídající mimořádná zatížení požárem se mají stanovit na základě zhodnocení požárního rizika, tj. nepříznivých následků požáru. Současné působení jiných nezávislých mimořádných zatížení není třeba uvažovat. U konstrukcí, kde dílčí riziko požáru vznikne jako následek jiných mimořádných zatížení, se má takové riziko stanovit na základě celkového bezpečnostního pojetí. Chování konstrukcí v závislosti na čase a zatížení před mimořádnou situací však zpravidla není třeba uvažovat.

Požární úseky musí být navrženy tak, aby po dobu požárního namáhání zamezily šíření požáru do ostatních požárních úseků. Požární návrh platí v daném čase pouze pro jeden požární úsek v budově. Požární návrh má splňovat podmínky plně rozvinutého požáru v daném prostoru.

Při stanovování požárního namáhání prvku se musí vzít v úvahu vztah požárního návrhu k tomuto prvku. Pro ověření požárně dělící funkce je nutné v daném čase namáhat konstrukci požárem pouze z jedné strany. Pro vnější prvky se má uvažovat požární namáhání přes fasádu nebo střechu. Pro dělící vnější stěny se má uvažovat požární namáhání z vnitřní strany (z příslušného požárního úseku) a alternativně z vnější strany (z ostatních požárních úseků). Situaci po požáru, kdy konstrukce vychladla, není třeba v návrhu uvažovat. Jestliže se provádí návrh na požadovanou dobu požární odolnosti, není třeba posuzovat chování konstrukce nad tuto dobu.

4.3 ZATÍŽENÍ PRO TEPLITNÍ NÁVRH (TEPELNÁ ZATÍŽENÍ)

Tepelná zatížení se udávají tepelnou pohltivostí povrchu prvku, tj. energií na jednotku času a plochy h_{net} [W/m^2], kterou je prvek schopen pohltit (absorbovat). Stanoví se součtem tepelného záření (sálavého přestupu tepla) $h_{net,r}$ a tepelného toku prouděním $h_{net,c}$.

$$h_{net} = h_{net,c} + h_{net,r} \quad (4.4)$$

Složka sálavého přestupu tepla na jednotku plochy se stanoví ze vztahu:

$$h_{net,r} = \Phi \varepsilon_{res} 5,67 \times 10^{-8} [(\Theta_r + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4] [\text{W}/\text{m}^2] \quad (4.5)$$

kde Φ je polohový faktor [-];

ε_{res} výsledná emisivita [-];

Θ_r sálavá teplota okolí prvku [$^\circ\text{C}$];

Θ_m povrchová teplota prvku [$^\circ\text{C}$];

$5,67 \times 10^{-8}$ Stefan-Boltzmannova konstanta [$\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$].

Neudávají-li požárně návrhové části EN 1992 až 1996 a EN 1999 konkrétní hodnoty, uvažuje se polohový faktor $\Phi = 1,0$. Hodnoty výsledné emisivity ε_{res} odpovídají příslušným nominálním teplotním křivkám. Sálavá teplota Θ_t se může považovat za rovnou teplotě plynu Θ_g . Povrchová teplota Θ_m vyplývá z teplotní analýzy prvku podle požárně návrhových částí EN 1992 až 1996 a 1999.

Složka tepelného toku prouděním na jednotku plochy se stanoví ze vztahu:

$$h_{\text{net}, c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m) \quad [\text{W/m}^2] \quad (4.6)$$

kde α_c je součinitel přestupu tepla prouděním [$\text{W}/(\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{K})$];

Θ_g teplota plynu v okolí prvku při požáru [$^\circ\text{C}$];

Θ_m povrchová teplota prvku [$^\circ\text{C}$].

Součinitel přestupu tepla prouděním α_c odpovídá příslušné nominální teplotní křivce. Na neohřívané straně požárně dělicího prvku může být tepelný tok sáláním zanedbán a pro proudění lze použít $\alpha_c = 9,0 \text{ [W}/(\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{K})]$. Teplota plynu Θ_g může být stanovena z nominální teplotní křivky.

4.4 NOMINÁLNÍ TEPLITNÍ KŘIVKY

Normová teplotní křivka je dána rovnicí:

$$\Theta_s = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.7)$$

kde Θ_s je teplota plynu v požárním úseku [$^\circ\text{C}$];

t doba [min].

Součinitel přestupu tepla prouděním je:

$$\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{K})$$

Teplotní křivka vnějšího požáru je dána rovnicí:

$$\Theta_s = 660(1 - 0,687 e^{-0,72t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20 \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.8)$$

kde Θ_s je teplota plynu v okolí prvku [$^\circ\text{C}$];

t doba [min].

Součinitel přestupu tepla prouděním je dán hodnotou $\alpha_c = 25 \text{ W}/(\text{m}^2 \text{ }^\circ\text{K})$.

Uhlovodíková teplotní křivka je daná vztahem

$$\Theta_s = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20 \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.9)$$

kde Θ_s je teplota plynu v požárním úseku [$^\circ\text{C}$];

t doba [min].

Součinitel přestupu tepla prouděním je $\alpha_c = 50 \text{ W/m}^2 \text{ K}$.

Zjednodušené modely zatížení požárem vycházejí ze specifických fyzikálních parametrů s omezenou platností. Zpřesněné modely zatížení mají uvážit vlastnosti plynu, přeměnu energie a hmoty. Parametrické teplotní křivky jsou uvedené v ČSN EN 1991-1-2 [5], v informativní příloze A, zjednodušené modely výpočtu jsou v příloze B. V příloze E jsou pak uvedena doporučení pro stanovení návrhové hustoty požárního zatížení $q_{f,d}$.

4.5 ZATÍŽENÍ PRO NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ (MECHANICKÁ ZATÍŽENÍ)

Účinky přímých zatížení $E_{f,t}$ při namáhání požárem se stanoví v souladu s ČSN EN 1990 [1] a ČSN EN 1991-1-2 [5] pro mimořádnou návrhovou situaci. Obecně je nutno uvažovat stejná zatížení jako v návrhu při normální teplotě. Snižení užitného zatížení v důsledku hoření lze zanedbat. Některá zatížení vznikající při výrobním procesu, např. brzdné síly jeřábu, se nemusí uvažovat. Tíhu sněhu je nutno posuzovat individuálně podle lokálních podmínek.

Uvažují se však některá doplňková zatížení, např. náraz způsobený zřícením nosného prvku nebo těžkého stroje. Návrhové hodnoty mimořádného zatížení A_d stanoví úřady po konzultaci se zákazníkem. Požární stěny mají odolat vodorovnému rázu o návrhové energii $A_d = 3000 \text{ Nm}$.

Nepřímá zatížení v důsledku roztažení a přetvoření, způsobená teplotními změnami od požárního namáhání, vyvolávají síly a momenty, které se musí vzít v úvahu kromě těchto případů:

- jestliže mohou být předem uznány jako zanedbatelné nebo příznivé;
- jestliže jsou vyrovnaný konzervativními podporovými a okrajovými podmínkami a/nebo konzervativními požadavky požární bezpečnosti.

Pro posouzení nepřímých zatížení se mají brát v úvahu:

- vyvolaná tepelná roztažení prvků navzájem, např. sloupů ve vícepodlažních rámových konstrukcích s tuhými stěnami;
- rozdílná přetvoření staticky neurčitých prvků od teploty, např. spojitého stropního desek;
- tepelné gradienty v průřezu vyvolávající vnitřní napětí;
- přetvoření přilehlých prvků od teploty, např. posun hlavic sloupů způsobený roztažením stropní desky nebo roztažením zavěšených kabelů;
- tepelná roztažení prvků působících na prvky mimo požární úsek.

Jestliže není výslovně třeba uvažovat nepřímá zatížení od požáru, mohou být účinky zatížení stanoveny rozborem konstrukce pouze pro kombinaci zatížení při $t = 0$. Tyto účinky zatížení se mohou pokládat za stálé po celou dobu požárního namáhání. Zjednodušený postup se uplatní např. u účinků zatížení na okrajích a podporách, kde se uvažují části konstrukce v souladu s požárně návrhovými částmi EN 1992 až 1996 a EN 1999. V těchto případech mohou být účinky zatížení odvozeny z účinků stanovených návrhem při běžné teplotě:

$$E_{f,d,t} = \eta_f \cdot E_d \quad (4.10)$$

kde E_d je návrhová hodnota příslušných účinků zatížení při základní kombinaci podle ČSN EN 1990 [1] (včetně dílčích součinitelů zatížení γ_f);

$E_{f,d,t}$ odpovídající návrhová hodnota při požáru;

η_f je redukční součinitel, závislý na poměru mezi hlavními proměnnými a stálými zatíženími, jimž je konstrukce vystavena. Příslušné hodnoty η_f jsou uvedeny v požárně návrhových částech EN 1992 až 1996 a EN 1999.

Pro stanovenou hodnotu redukčního součinitele η_f je návrhová úroveň účinku zatížení pro požární situaci daná vztahem

$$E_{f,d,t} = \eta_{f,t} \cdot R_d \quad (4.11)$$

kde R_d je návrhová odolnost prvku při běžné teplotě a pro základní kombinaci zatížení podle ČSN EN 1990 [1] (6.10), stanovená podle materiálově zaměřených Eurokódů EN 1992 až 1996 a EN 1999.

Jestliže na nosný prvek působí stálé zatížení G_k a jedno (hlavní) proměnné zatížení $Q_{k,1}$ a při návrhu prvku se uvažuje kombinace zatížení podle rovnice (1.12) v kapitole 1 (vztah (6.10) v ČSN EN 1990 [1]), pak pro redukční součinitel η_f platí vztah

$$\eta_f = \frac{G_k + \psi_{2,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = \frac{1 + \psi_{2,1} Q_{k,1}/G_k}{\gamma_G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}/G_k} \quad (4.12)$$

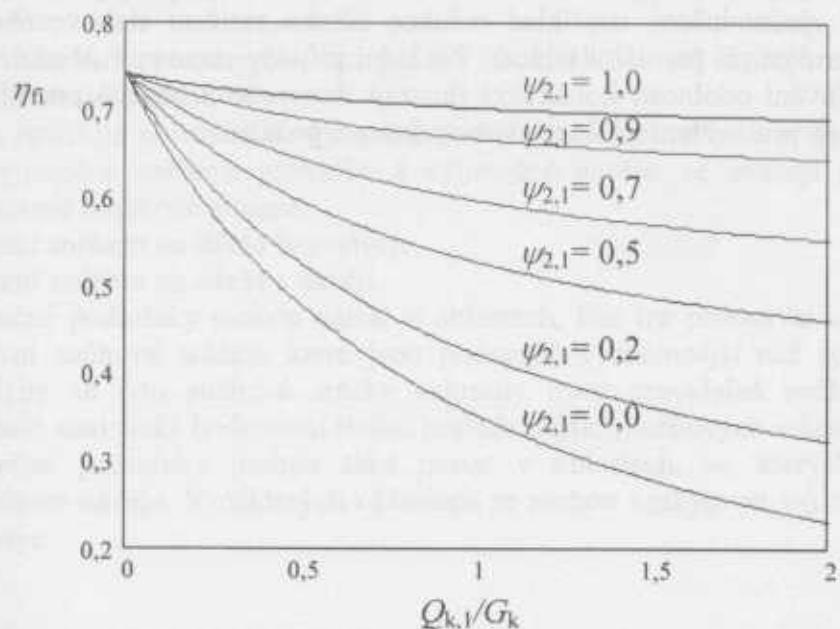
vyjadřující poměr účinků zatížení stanovených podle rovnice (1.12) (vztah (6.10) v EN 1990 [1]):

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (4.13)$$

a rovnice pro mimořádnou kombinaci zatížení podle rovnice (1.15) (vztah (6.11b) v EN 1990), ve kterém se pro požár uvažuje obecně součinitel $\psi_{2,1}$ pro kvazistálou hodnotu hlavního proměnného zatížení:

$$G_k + \psi_{2,1} Q_{k,1} \quad (4.14)$$

Obrázek 4.1 ukazuje průběh hodnot redukčního součinitele η_f v závislosti na poměru zatížení $Q_{k,1}/G_k$ pro základní kombinaci podle rovnice (1.12) (vztah (6.10) v EN 1990 [1]) a vybrané součinitely $\psi_{2,1}$ (pro kvazistálou hodnotu hlavního proměnného zatížení). Poznamenáme, že ČSN EN 1991-1-2 [5] umožňuje pro mimořádnou kombinaci zatížení v případě požáru uvažovat alternativně místo součinitelu $\psi_{2,1}$ (který udává kvazistálou hodnotu proměnného zatížení) součinitel $\psi_{1,1}$ (který udává častou hodnotu proměnného zatížení). Tabulka 1.3 ukazuje, že hodnoty $\psi_{2,1}$ jsou poněkud nižší než hodnoty $\psi_{1,1}$. Redukce zatížení při použití součinitelu $\psi_{2,1}$ bude tedy větší. Graf na obrázku 4.1 pro redukčního součinitele η_f obecně zahrnuje rozsah obou kombinačních součinitelů $\psi_{1,1}$ i $\psi_{2,1}$.



Obr. 4.1 - Průběh hodnot redukčního součinitele η_f v závislosti na poměru $Q_{k,1}/G_k$ pro základní kombinaci podle rovnice (1.12)

Jestliže se při návrhu prvku pro kombinaci zatížení uvažuje dvojice výrazů (1.13) a (1.14) (rovnice (6.10a) a (6.10b) v EN 1990 [1]), pak je redukční součinitel dán menší z hodnot

$$\eta_{\text{f}} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} = \frac{1 + \psi_{1,1} Q_{k,1} / G_k}{\gamma_G + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} / G_k} \quad (4.15)$$

$$\eta_{\text{f}} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = \frac{1 + \psi_{1,1} Q_{k,1} / G_k}{\xi \gamma_G + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} / G_k} \quad (4.16)$$

kde ξ je redukční součinitel stálého zatížení (viz vztah (1.14)). Podle těchto vztahů vychází redukční součinitel η_{f} poněkud vyšší (menší redukce) než podle vztahu (1.12). Pro poměr $Q_{1,1}/G_k = 0$ a pro vysoké hodnoty poměru $Q_{1,1}/G_k$ jsou však redukční součinitele pro obě varianty kombinace zatížení stejné.

4.6 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Pro ověřování odolnosti konstrukcí při požáru je v nových evropských předpisech stanovena kombinace pro mimořádná zatížení, která umožňuje alternativní volbu mezi součinitelem ψ pro častou nebo kvazistálou hodnotu proměnných zatížení. Pro Českou republiku se volba kombinačních součinitelů zpřesnila s přihlédnutím k domácím zvyklostem a zkušenostem. Obecně se doporučuje kvazistálá hodnota všech proměnných zatížení, u halových objektů, u nichž je vítr nebo sníh hlavním proměnným zatížením, se však doporučuje častá hodnota těchto zatížení.

Teplotní změny konstrukce při požáru se obvykle projeví jednak svými účinky na vlastnosti materiálu, jednak jako nepřímá zatížení od teplotních změn. V důsledku nepřímých zatížení od teploty jsou účinky zatížení časově závislé veličiny, pro jejichž výpočet se však povolují různá zjednodušení, například redukce účinku zatížení stanoveného pro ověření odolnosti konstrukce při normální teplotě. Základní případy stanovení účinků mechanických zatížení a ověřování odolnosti konstrukci ilustrují doporučená obecná pravidla a poskytují praktické postupy pro ověření odolnosti konstrukce při požáru.

5 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

5.1 ÚVOD

Norma ČSN EN 1991-1-3 poskytuje metody výpočtu zatížení stavebních konstrukcí sněhem v oblastech s nadmořskou výškou menší než 1500 m. Příloha A k ČSN EN 1991-1-3 uvádí informace o návrhových situacích a uspořádání zatížení v rozdílných oblastech, v příloze B jsou uvedeny tvarové součinitele pro výjimečné sněhové přeháňky. Dokument ČSN EN 1991-1-3 však nezahrnuje tyto vlivy:

- dynamické zatížení způsobené sklouznutím nebo pádem sněhu,
- přídavné zatížení větrem způsobené změnou tvaru (zasněžením) konstrukce,
- zatížení v místech, kde se sníh vyskytuje po celý rok,
- zatížení námrazou,
- boční zatížení sněhem (např. návějí sněhu),
- zvýšení zatížení zasněžených ploch vlivem silného deště,
- zatížení sněhem na mostech.

Zatížení sněhem se v normě ČSN EN 1991-1-3 považuje za statické proměnné, ale pevné zatížení. Jestliže se vyskytnou výjimečná zatížení sněhem nebo výjimečné sněhové návěje, lze je považovat za zatížení mimořádná.

5.2 NÁVRHOVÉ SITUACE

Zatížení sněhem se ve smyslu normy ČSN EN 1991-1-3 [6] uvažuje v trvalé, dočasné a mimořádné návrhové situaci.

Norma rozlišuje normální a výjimečné podmínky. V normálních podmínkách, kdy se nevyskytují výjimečné sněhové přeháňky a výjimečné návěje, se uvažují následující dvě trvalé nebo dočasné návrhové situace:

- zatížení sněhem na střeše bez návěje,
- zatížení sněhem na střeše s návějí.

Výjimečné podmínky mohou nastat v oblastech, kde lze pozorovat ojedinělé, avšak velmi intenzivní sněhové srážky, které jsou podstatně významnější než ty, jež se běžně vyskytují. Kdyby se tyto sněhové srážky zahrnuly mezi pravidelná sněžení, mohly by významně narušit statistická hodnocení těchto pravidelnějších sněhových srážek.

Výjimečné podmínky mohou také nastat v oblastech, ve kterých se vyskytují výjimečné sněhové návěje. V některých oblastech se mohou vyskytovat výjimečná sněžení i výjimečné návěje.

5.3 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi s_k je stanovena jako 2 % kvantil ročních maxim (kromě výjimečného zatížení sněhem). Na většině meteorologických stanic je měřena pouze tloušťka sněhové vrstvy.

Zaznamenané hodnoty výšky sněhové pokrývky se převádějí na ekvivalentní vodní údaje pomocí převodního součinitele. Nedávné výzkumné práce podporované Evropskou komisí a zpracované osmi evropskými výzkumnými ústavy umožnily sběr a vyhodnocení

velkého množství údajů z větší části evropského území. Cílem výzkumných prací bylo zavedení běžných metod pro vyhodnocení zatížení sněhem v evropských zemích, a dále pak zpracování evropské mapy zatížení sněhem na zemi. Evropská mapa sněhových oblastí je uvedena v informativní příloze C k ČSN EN 1991-1-3 [6].

Sněhová mapa ČR, která se také nachází v národní příloze k ČSN EN 1991-1-3 [6], vychází z mapy uvedené v ČSN 73 0035 [14]. Charakteristická hodnota zatížení s_k je pro většinu území České republiky zatím stanovena v rozmezí od $0,75 \text{ kNm}^{-2}$ do $2,25 \text{ kNm}^{-2}$, jak ukazuje mapa na obrázku 5.1. Například města Praha, Brno, Hradec Králové a Plzeň leží v oblasti s nejnižší charakteristickou hodnotou $0,75 \text{ kNm}^{-2}$. V porovnání s předchozími hodnotami uvedenými v ČSN 73 0035 [14] dochází k formálnímu zvýšení charakteristických hodnot, které se však vyrovnává odlišnou soustavou součinitelů (součinitel pro plochou střechu je podle ČSN EN 1991-1-3 [6] roven hodnotě 0,8, neuplatňuje se součinitel stanovený v závislosti na tize zastřešení zavedený v ČSN 73 0035 [14]).



Obrázek 5.1 - Mapa sněhových oblastí ČR

Pro zatížení sněhem na zemi jsou v souladu s ČSN EN 1990 stanoveny další reprezentativní hodnoty zatížení. Jsou uvedeny v tabulce 5.1:

kombinační hodnota	$\psi_0 s_k$
častá hodnota	$\psi_1 s_k$
kvazistálá hodnota	$\psi_2 s_k$

Tabulka 5.1 - Součinitele ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 v různých oblastech

Oblasti	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Finsko, Island, Norsko, Švédsko	0,70	0,50	0,20
Další členské státy CEN, staveniště umístěné ve výšce $H > 1000$ m nad mořem	0,70	0,50	0,20
Další členské státy CEN, staveniště umístěné ve výšce $H \leq 1000$ m nad mořem	0,50	0,20	0,00

Tabulka 5.1 je součástí celkové tabulky 1.3 z kap. 1, která uvádí součinitele ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 pro různá proměnná zatížení.

5.4 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA STŘECHÁCH

Sníh může být na vyšetřované konstrukci uspořádán v různých tvarech v závislosti na tvaru střechy, tepelných vlastnostech, drsnosti povrchu, množství tepla pronikajícího střechou zespodu, vzdálenosti od dalších konstrukcí, okolním terénu a místním klimatu, tj. zejména na působení větru, kolísání teplot, typu srážek (sneh nebo dešť) apod. Dále může být zatížení sněhem způsobeno hromaděním sněhu z různých směrů a postupnou kumulací sněhu z jednotlivých přeháněk. Při návrhu konstrukce se obvykle zanedbává většina vyjmenovaných jevů a přičin a bere se v úvahu zejména tvar plochy vystavené sněhu a konfigurace sněhové pokrývky při bezvětrí.

Zatížení sněhem se považuje za proměnné krátkodobé zatížení. Ve zvláštních případech lze zatížení sněhem uvažovat jako zatížení mimořádné.

Pro posouzení konstrukce se zpravidla uvažují dva zatěžovací stav:

- rovnoměrné zatížení způsobené napadnutím sněhu za bezvětrí,
- nerovnoměrné zatížení střechy způsobené návěji.

Zatížení sněhem na střeše se určí ze vzorce:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (5.1)$$

kde μ_i je tvarový součinitel (viz oddíl 5.8 této skript),

s_k - charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi [kN/m^2] (viz oddíl 5.7),

C_e - součinitel expozice, který má obvykle hodnotu 1,0,

C_t - tepelný součinitel, který má obvykle hodnotu 1,0.

Zatížení s a s_k se považuje za svisle působící a je vztáženo k půdorysnému průmětu plochy střechy. Tvarový součinitel μ_i závisí na tvaru střechy a je v dokumentu [1] uveden pro celou řadu běžných tvarů.

Součinitel expozice C_e bere v úvahu možné sfoukávání sněhu se střechy a tepelný součinitel C_t vyjadřuje odtávání sněhu se střechy vlivem tepla prostupujícího střešním pláštěm. Oba součinitele C_e a C_t se zpravidla uvažují jednotkové (v souladu s doporučením národní přílohy), v závislosti na lokálních podmínkách se však mohou uvažovat hodnotami odlišnými od 1.

Zatížení sněhem s na střeše v mimořádné návrhové situaci v podmírkách výjimečného sněžení se určí ze vztahu

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad} \quad (5.2)$$

v podmínkách výjimečných sněhových návějí ze vztahu

$$s = \mu_i s_k \quad (5.3)$$

kde s_{Ad} je návrhová hodnota výjimečného zatížení sněhem na zemi v uvažované lokalitě daná vztahem

$$s_{Ad} = C_{esl} s_k \quad (5.4)$$

C_{esl} je součinitel pro výjimečná zatížení sněhem (doporučená hodnota je 2).

Součinitel expozice C_e má obvykle hodnotu 1,0. Přesto jsou v některých místech povětrnostní podmínky natolik významné, že sníh je v převážné míře smeten se střechy, takže se může uvažovat účinek pouhého zlomku zatížení sněhem na zemi. V těchto oblastech mohou odpovědné úřady stanovit hodnotu součinitele C_e menší než 1,0.

Součinitel teploty C_t má obvykle hodnotu 1,0. Pro střechy s velkým prostupem tepla ($> 1 \text{ W/m}^2\text{k}$), např. pro neizolované skleněné střechy, se součinitel uvažuje hodnotou menší než 1,0 (v souladu s předpisy odpovědného úřadu), neboť odtávání vrstvy sněhu snižuje zatížení střechy sněhem.

5.5 TVAROVÉ SOUČINITELE

Součinitely μ_i jsou v ČSN EN 1991-1-3 [6], kapitole 5 definovány pro normální podmínky, zejména pro sedlové, pultové, válcové a kombinované střechy, dále pro střechy různých úrovní se zvýšenou možností návějí, v příloze B pak pro střechy ve zvláštních klimatických oblastech. Podle národní přílohy k ČSN EN 1991-1-3 [6] se příloha B v ČR nepoužívá.

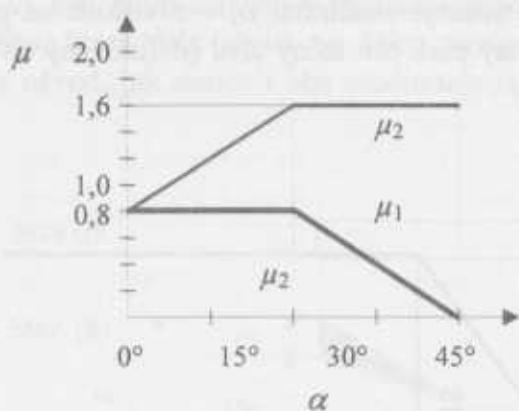
Pro pultové a sedlové střechy se uvažují dva součinitely μ_1 a μ_2 v závislosti na sklonu střechy α podle tabulky 5.2 a obrázku 5.2.

Tab. 5.2 - Tvarové součinitely μ_1 a μ_2 pro pultové a sedlové střechy

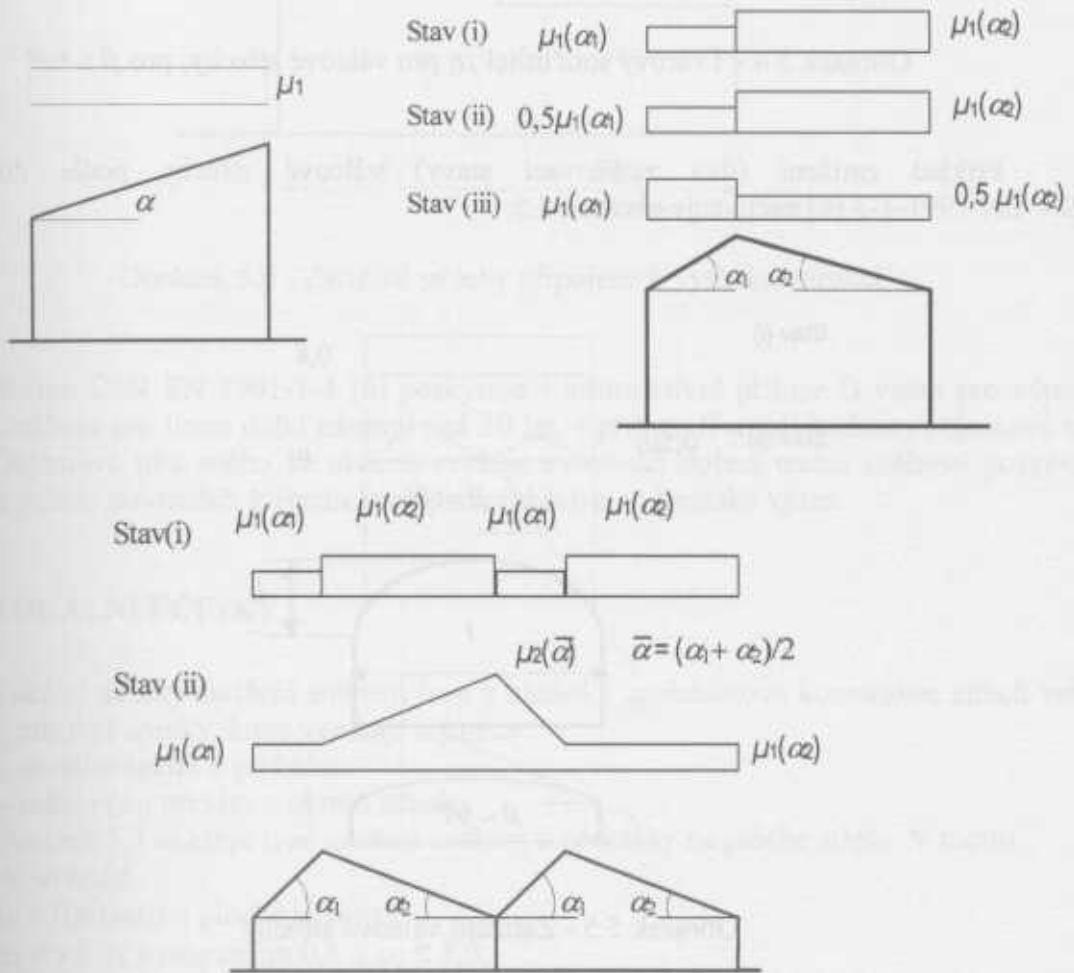
Tvarové součinitely	Úhel α sklonu střechy podle obrázku 5.3		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Způsob uplatnění tvarových součinitelů μ_1 a μ_2 pro pultové a sedlové střechy je patrný z obrázku 5.3, který rovněž ukazuje zatěžovací stavy doporučené v dokumentu ČSN EN 1991-1-3 [6]. Poznamenáme, že základní součinitel tvaru μ_1 je pro ploché střechy (úhel α je roven nule) roven hodnotě 0,8 (ne 1,0 jako podle ČSN 73 0035 [14]).

Zásady navrhování nosných konstrukcí

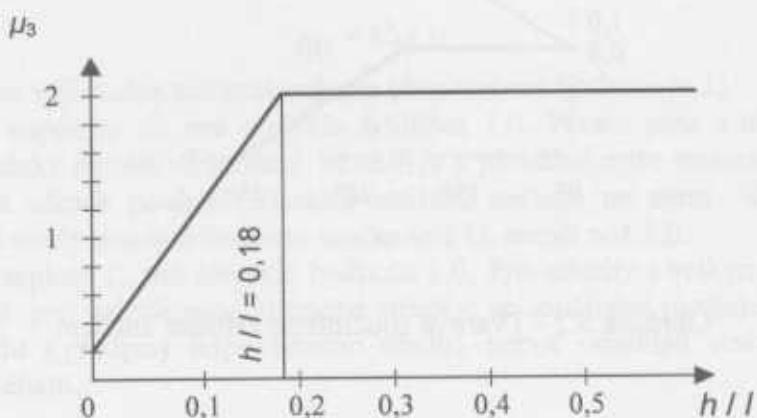


Obrázek 5.2 - Tvarové součinitele zatížení sněhem



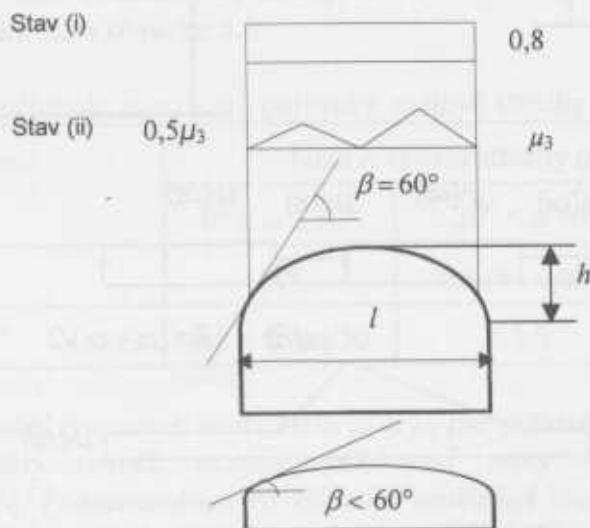
Obrázek 5.3 - Tvarové součinitele pro pultové a sedlové střechy

Pro válcové střechy se uvažuje součinitel μ_3 v závislosti na poměru převýšení h ku rozpětí l podle obrázku 5.4, který platí pro tečný úhel (definovaný na obrázku 5.5) $\beta \leq 60^\circ$ (pro úhel $\beta > 60^\circ$ je $\mu_3 = 0$).



Obrázek 5.4 - Tvarový součinitel μ_3 pro válcové střechy, pro $\beta \leq 60^\circ$

Příklad zatížení (dva zatěžovací stavů) válcové střechy podle dokumentu ČSN EN 1991-1-3 [6] zachycuje obrázek 5.5.



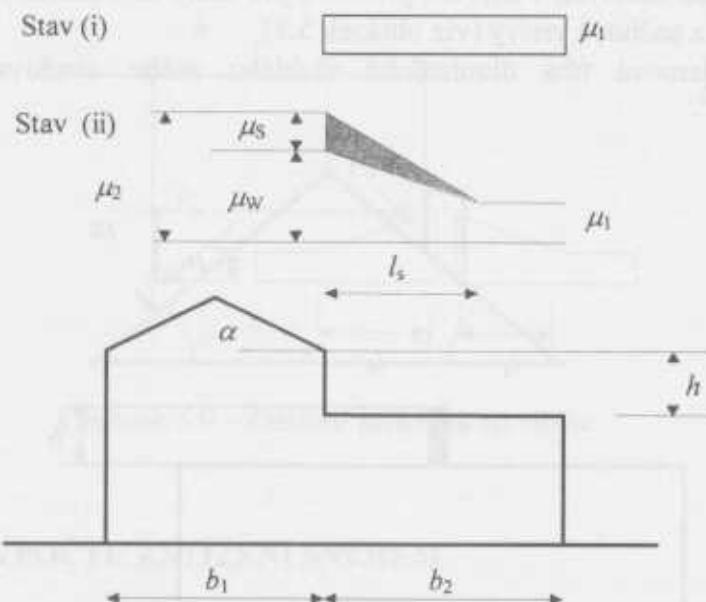
Obrázek 5.5 - Zatížení válcové střechy

Zvláštním případem je střecha připojená k vyšší konstrukci. Obrázek 5.6 ukazuje jednoduché uspořádání různých výšek dvou sousedních střech. Pokud je nižší střecha plochá, uvažuje se

$$\mu_1 = 0,8,$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w,$$

kde μ_s je tvarový součinitel zatížení v důsledku sesuvu sněhu, μ_w tvarový součinitel v důsledku naváti sněhu, který dále závisí na délce návěje l_s vyznačené schematicky na obrázku 5.6. Podrobný návod, jak stanovit oba součinitele μ_s a μ_w , uvádí ČSN EN 1991-1-3 [6].



Obrázek 5.6 - Zatížení střechy připojené k vyšší konstrukci

Norma ČSN EN 1991-1-3 [6] poskytuje v informativní příloze D vztah pro výpočet zatížení sněhem pro jinou dobu návratu než 50 let, v příloze E uvádí hodnoty objemové tíhy sněhu. Objemová třída sněhu se obecně zvyšuje s rostoucí dobou trvání sněhové pokrývky, závisí na poloze staveniště, klimatických podmínkách a nadmořské výšce.

5.6 LOKÁLNÍ ÚČINKY

Lokální účinky zatížení sněhem jsou z hlediska spolehlivosti konstrukce střech velmi důležité; zahrnují účinky, které vznikají zejména:

- naváti sněhu u překážek,
- sněhovými převisy u okrajů střech.

Obrázek 5.7 ukazuje tvar zatížení sněhem u překážky na ploché střeše. V tomto případě se uvažuje

$\mu_1 = 0,8$ (jako u ploché střechy),

$\mu_2 = \gamma h / s_k$ s omezením $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$,

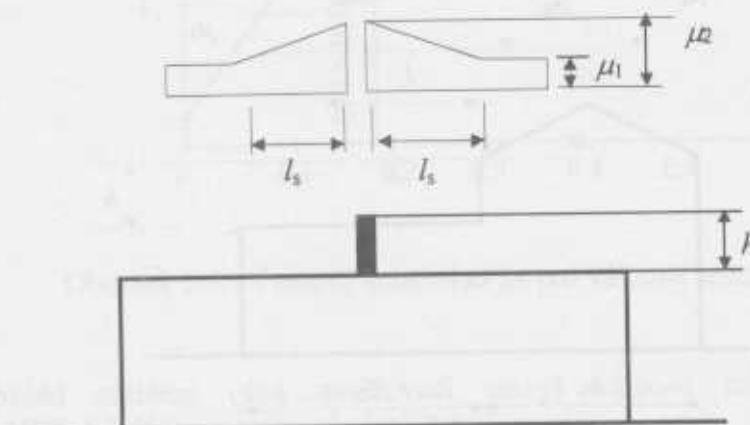
kde $\gamma \approx 2 \text{ kN/m}^3$ je měrná třída ulehhlého sněhu. V obrázku 5.7 je délka návěje l_s dáná vztahem $l_s = 2h$ s omezením $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.

Přídavné zatížení sněhovými převisy u okrajů střech, které je vyznačeno na obrázku 5.8, se stanoví ze vzorce

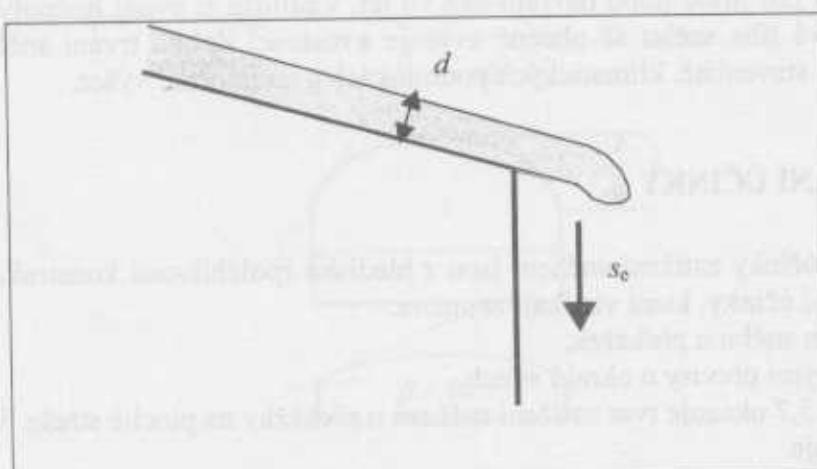
$$s_\theta = k \mu_i^2 s_k^2 / \gamma \quad (5.5)$$

Zásady navrhování nosných konstrukcí

a jeho účinek se sečte se zatížením stanoveným podle vztahu (5.1). Ve vztahu (5.5) je
 s_e – zatížení sněhem na délkový metr okraje střechy podle obrázku 5.8 [kNm^{-1}],
 μ – tvarový součinitel a charakteristická hodnota zatížení sněhem,
 s_k – charakteristická hodnota zatížení sněhem,
 k – součinitel stanovený s ohledem na nerovnoměrné rozdělení sněhu na okrajích
střechy, který bude stanoven v národní příloze a pro který se v normě doporučuje omezení d
 γ , kde d je tloušťka sněhové vrstvy (viz obrázek 5.8),
 γ – objemová tíha dlouhodobě ulehlého sněhu uvažovaná v tomto případě
hodnotou 3 kNm^{-3} .



Obrázek 5.7 - Zatížení sněhem u překážky

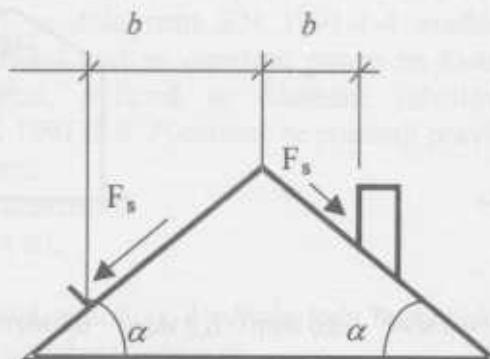


Obr. 5.8 - Zatížení od sněhového převisu

Síla F_s , způsobená hmotou sněhu sklouzávajícího po střeše, má rovnoběžný směr se sklonem střechy vzorce (obrázek 5.9) a na délkový metr střechy se vypočte ze vzorce

$$F_s = s b \sin \alpha \quad (5.6)$$

je
kraji
ení d
padě
kde $s = \mu_i s_k$ je zatížení střechy sněhem [kNm^{-2}],
 b – vodorovná vzdálenost překážky od hřebene střechy,
 α – sklon střechy od vodorovné roviny,
 μ_i – je tvarový součinitel střechy platný pro oblast, ve které může dojít ke sklouzávání sněhu.



Obrázek 5.9 - Zatížení překážek na střeše

5.7 PŘÍKLAD VÝPOČTU ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Střecha průmyslového objektu v blízkosti Plzně má tvar podle obrázku 5.10, který je konkrétním případem střechy z obrázku 5.3 (sklon střechy α se uvažují hodnotami 30° a 45°). Podle mapy sněhových oblastí na obrázku 5.1 je charakteristické zatížení sněhem v okoli Plzně $s_k = 0,75 \text{ kNm}^{-2}$. Součinitele C_e a C_t se v příkladu uvažují jednotkovými hodnotami. Tvarové součinitely stanovené v souladu s tabulkou 5.2 jsou

$$\mu_1(30^\circ) = 0,8$$

$$\mu_1(45^\circ) = 0,8 \times (60-45)/30 = 0,4$$

$$\mu_2((30+45)/2) = 1,6$$

Odpovídající hodnoty zatížení s stanovené podle vztahu (5.1) jsou

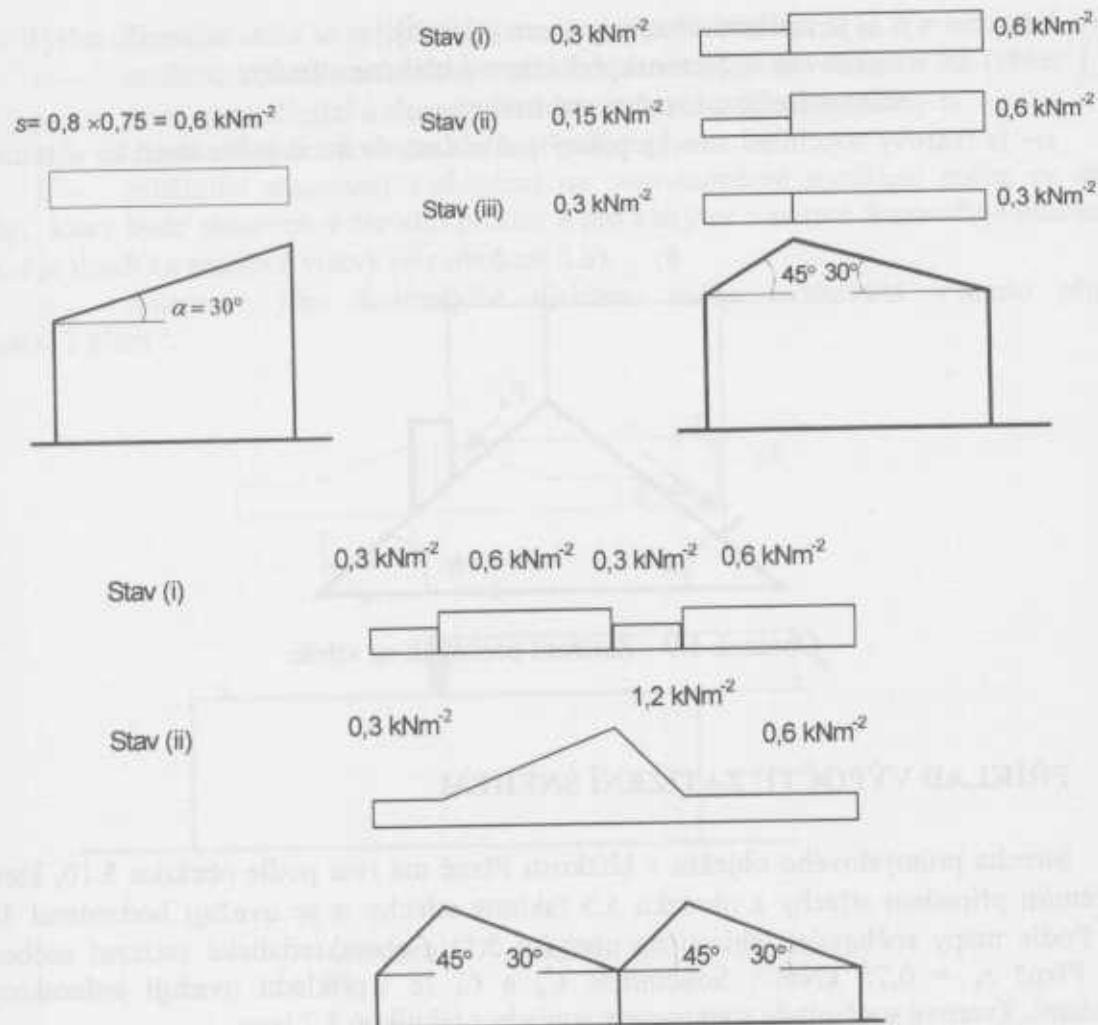
$$s = \mu_1(30^\circ) \times s_k = 0,8 \times 0,75 = 0,6 \text{ kNm}^{-2}$$

$$s = \mu_1(45^\circ) \times s_k = 0,8 \times (60-45)/30 \times 0,75 = 0,3 \text{ kNm}^{-2}$$

$$s = \mu_2((30+45)/2) = 1,6 \times 0,75 = 1,2 \text{ kNm}^{-2}$$

Vypočtené hodnoty zatížení sněhem s jsou pro zatěžovací stavy uvedené na obrázku 5.3 zachyceny na obrázku 5.10.

Zásady navrhování nosných konstrukcí



Obrázek 5.10 - Příklady zatížení střechy průmyslového objektu

5.8 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Zásady výpočtu zatížení sněhem podle normy ČSN EN 1991-1-3 jsou podobné s postupy uvedenými v platné ČSN 73 0035. Ukazuje se, že výsledné hodnoty zatížení podle evropského předpisu EN 1991-1-3 se významně nelíší od hodnot stanovených podle ČSN 73 0035. Očekává se, že norma ČSN EN 1991-1-3 bude počátkem roku 2005 zavedena do soustavy českých norem současně se zpracovanou národní přílohou.

Poznamenáme, že v příloze A dokumentu ČSN EN 1991-1-3 jsou popsány další typy zatížení sněhovými návějemi a v příloze C jsou uvedeny mapy sněhových oblastí členských zemí CEN, kde se také nachází národní mapa sněhových oblastí ČR. Příloha B týkající se tvarových součinitelů pro výjimečná zatížení sněhem se na našem území z důvodu klimatických podmínek nepoužívá.

6 ZATÍŽENÍ VĚTREM

6.1 ÚVOD

Zatižení větrem je uvedeno v evropské normě EN 1991-1-4. V porovnání s naším předpisem ČSN 73 0035 je dokument EN 1991-1-4 značně složitější a náročnější pro praktický výpočet. Následující text se omezuje pouze na kvazistatickou odezvu konstrukcí vystavených účinkům větru, přičemž se důsledně odvolává na jednotlivá ustanovení rozsáhlého dokumentu EN 1991-1-4. Podrobně se popisují pravidla pro

- rychlosť a tlak větru,
- účinek větru na konstrukci,
- součinitele tlaků a sil,
- vlivy prostředí.

Obecné postupy nové metodiky doplňuje řada numerických příkladů výpočtu zatižení větrem pro základní tvary stavebních objektů.

6.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE

6.2.1 Rozsah platnosti EN 1991-1-4

Norma EN 1991-1-4 [7] poskytuje pravidla pro zatižení větrem pro pozemní stavby až do výšky 200 m, pro mosty až do rozpětí 200 m (pokud splňují kritéria pro dynamickou odezvu). Zatižení větrem se uvádí pro celou konstrukci nebo její části, například pro nosné prvky, pro obvodový plášt' a jeho upevnění.

EN 1991-1-4 [7] nepokrývá veškeré požadavky na zatižení větrem. Nezabývá se zvláštními podmínkami, které nejsou pro většinu konstrukcí běžné, jako jsou lokální účinky teplot na charakteristiky větru, některé aeroelastické vlivy, torsní kmitání, kmitání od příčných turbulencí větru a kmitání konstrukcí s více než jedním základním tvarom kmitání. Znamená to tedy, že nejsou plně pokryta zatižení větrem u takových konstrukcí, jako jsou příhradové věže, výškové budovy se středním jádrem, zavěšené a visuté mosty, kotvené stožáry a konstrukce ukotvené v moři. Pokyny pro výpočet těchto konstrukcí je třeba vyhledat ve speciálních předpisech nebo v odborné literatuře.

6.2.2 Klasifikace zatižení větrem

Podle své proměnlivosti v čase a prostoru se zatižení větrem klasifikují jako proměnná pevná zatižení. To znamená, že zatižení větrem nejsou přítomna stále a že mají při výpočtu v každém svém směru pevně stanovená rozdělení zatižení na konstrukci. Zatižení větrem může být podle svého původu přímé či nepřímé. Působí přímo na vnější a vnitřní povrchy otevřených konstrukcí, nepřímo na vnitřní povrhy uzavřených konstrukcí.

Zatižení větrem lze třídit podle jejich povahy a/nebo podle odezvy konstrukce. EN 1991-1-4 [7] zahrnuje následující odezvy konstrukce na zatižení větrem:

- kvazistatickou odezvu,
- dynamickou odezvu,
- aeroelastickou odezvu.

Zatižení větrem lze považovat za kvazistatické, pokud je nejnižší vlastní frekvence konstrukce tak vysoká, že její rezonanční kmitání od účinků větru je možné zanedbat. Dynamickou odezvu je třeba uvážit u konstrukcí, u kterých je rezonanční kmitání od větru významné. Pro dynamické odezvy pokrývá EN 1991-1-4 [7] pouze odezvu s podélnými větrnými vibracemi základního tvaru kmitání s konstantním znaménkem.

Následující text se omezuje pouze na kvazistatickou odezvu, která se musí podle EN 1991-1-4 [7] vypočítat pro všechny konstrukce. U většiny budov není třeba uvažovat dynamickou a aeroelastickou odezvu.

6.3 RYCHLOST A TLAK VĚTRU

6.3.1 Všeobecně

Jedním ze základních parametrů pro určení zatižení konstrukcí větrem je maximální tlak q_p , který zahrnuje střední rychlosť větru a krátkodobou turbulenční složku. Maximální tlak q_p je ovlivněn povětrnostními podmínkami dané oblasti, místními vlivy (například drsností terénu, orografii oblasti) a výškou nad terénem.

6.3.2 Povětrnostní podmínky

Povětrnostní podmínky různých oblastí jednotlivých evropských států se popisují hodnotami charakteristické desetiminutové střední rychlosti větru $v_{b,0}$ ve výšce 10 m nad zemí v terénu s nízkou vegetací (terén kategorie II). Tyto charakteristické hodnoty odpovídají roční pravděpodobnosti překročení 0,02. Údaje o povětrnostních podmínkách různých evropských států jsou uvedené v přílohách k normě EN 1991-1-4 [7]. Základní rychlosť větru v_b lze pro určité evropské území určit podle vztahu

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} \quad (6.1)$$

Obecně se uvažují součinitele směru c_{dir} a ročního období c_{season} rovny jedné. Celkový přehled větrových oblastí v Evropě je znázorněný na obrázku 6.1.

6.3.3 Místní vlivy

Charakteristická střední rychlosť větru $v_m(z)$ ve výšce z nad terénem je ovlivněna místními vlivy, jako jsou drsnost terénu a orografie, které se vyjadřují pomocí součinitelů drsnosti $c_r(z)$ a součinitelů orografie $c_o(z)$. Charakteristická střední rychlosť větru $v_m(z)$ může být ve výšce z vypočtena ze vztahu (viz EN 1991-1-4 [7], článek 4.3.1(1)):

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b. \quad (6.2)$$

Vliv výšky nad zemí se vyjadřuje prostřednictvím součinitelů drsnosti $c_r(z)$, který závisí na členitosti terénu a na jeho vzdálenosti k rozhraní kategorie terénu. Součinitel drsnosti je uvedený v EN 1991-1-4, článku 4.3.2 vztahem

$$c_r(z) = k_r \ln(z / z_0) \quad \text{pro } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (6.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad z \leq z_{min} \quad (6.4)$$

kde z_0 je délka drsnosti a z_{min} je minimální výška, z_{max} je 200 m. Součinitel terénu k_r závisí na délce z_0 podle vztahu

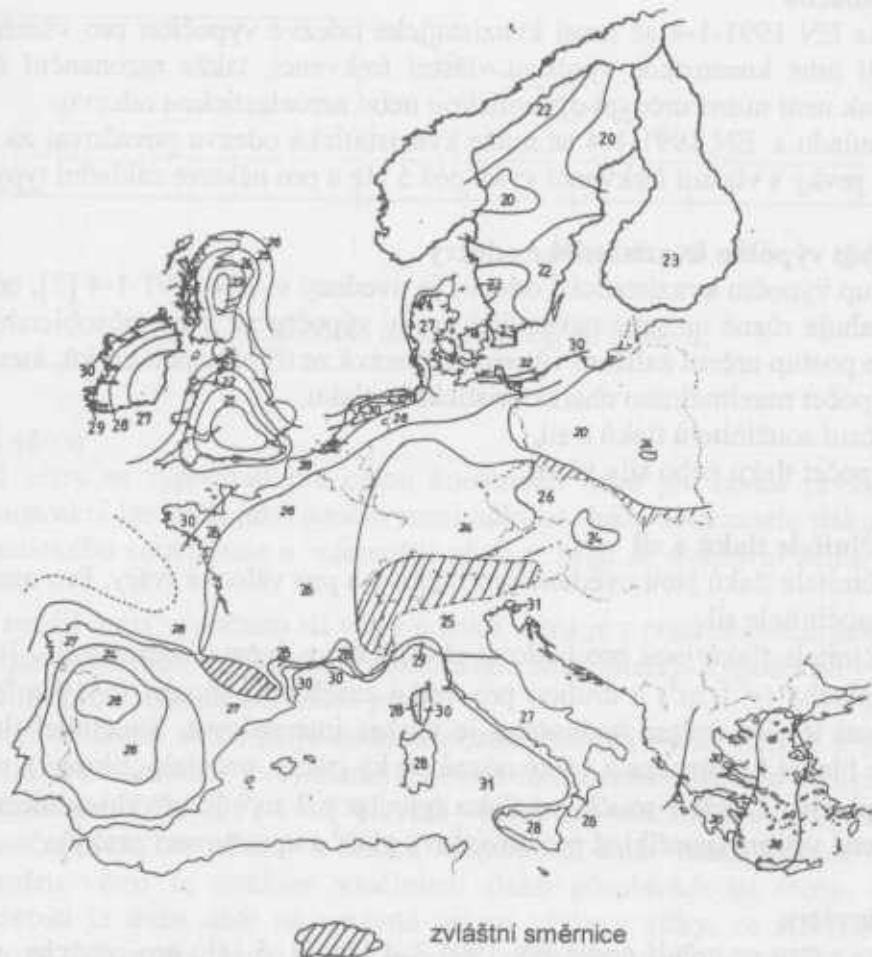
$$k_r = 0,19 (z_0 / z_{0,II})^{0,07} \quad (6.5)$$

kde $z_{0,II} = 0,05$ m (terén kategorie II). Délky z_0 a z_{min} jsou uvedené v tabulce 6.1 v závislosti na kategorii terénu.

Terén lze zařadit do některé z kategorií podle EN 1991-1-4 [7], čl. 4.3.2(2), závisí na směru větru a na drsnosti terénu. Součinitel orografie $c_o(z)$ vyjadřuje vliv horopisu, tedy osamělých kopců, hřebenů, útesů a příkrých stěn hor na střední rychlosť větru. Pro většinu návrhových situací je roven 1,0. Pokud je vlivem orografie zvětšena rychlosť větru o více než 5 %, je vhodné součinitel $c_o(z)$ příslušně upravit.

Tab. 6.1 Kategorie terénů a parametry terénů.

Kategorie terénu	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0 - moře a přímořské oblasti	0,003	1
I - jezera nebo vodorovná plochá krajina bez překážek	0,01	1
II - krajina s nízkou vegetací, jako je tráva nebo izolované překážky	0,05	2
III - oblast pravidelně pokrytá vegetací, budovami nebo překážkami	0,3	5
IV - alespoň 15 % povrchu je pokryto budovami, průměrná výška přesahuje 15 m	1	10

Obr. 6.1 Evropská mapa základních rychlostí větru $v_{b,0}$.

6.3.4 Maximální tlak

Pro určení zatížení větrem je významný maximální charakteristický tlak $q_p(z)$, který se stanovi ze vztahu:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] 0,5\rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b \quad (6.6)$$

kde $q_b = 0,5\rho v_m^2(z)$ představuje základní tlak větru a ρ značí měrnou hmotnost vzduchu, která závisí na nadmořské výšce, teplotě a tlaku vzduchu (většinou $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$).

Vliv turbulencii větru je zohľdený vynásobením základného tlaku větru výrazem $[1 + 7I_v(z)]$, kde $I_v(z)$ je intenzita turbulence ve výšce z stanovená podle vzťahu

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \ln(z/z_0)} \quad \text{pro } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (6.7)$$

kde k_1 je součinitel turbulence, většinou roven jedné, $c_0(z)$ součinitel orografie.

6.4 KVAZISTATICKÁ ODEZVA

6.4.1 Všeobecně

Podle EN 1991-1-4 se musí kvazistatická odezva vypočítat pro všechny konstrukce. Jestliže mají tuhé konstrukce vysokou vlastní frekvenci, takže rezonanční účinek větru je podružný, pak není nutné určovat dynamickou nebo aeroelastickou odezvu.

V souladu s EN 1991-1-4 se může kvazistatická odezva považovat za postačující pro konstrukční prvky s vlastní frekvencí vyšší než 5 Hz a pro některé základní typy konstrukcí.

6.4.2 Postup výpočtu kvazistatické odezvy

Postup výpočtu kvazistatické odezvy je uvedený v EN 1991-1-4 [7], tabulce 5.1. Tato tabulka obsahuje různé na sebe navazující kroky výpočtu sil větru působících na konstrukci. Je patrné, že postup určení zatížení větrem se sestává ze tří hlavních kroků, kterými jsou:

- výpočet maximálního charakteristického tlaku,
- určení součinitelů tlaků a sil,
- výpočet tlaku nebo síly větru.

6.4.3 Součinitele tlaků a sil

Součinitele tlaků jsou uvedené pro budovy a pro válcové tvary. Pro ostatní konstrukce se uvádějí součinitele sil.

Součinitele tlaků jsou pro budovy obecně dány dvěma hodnotami – jednou pro malé zatěžovací plochy ($< 1 \text{ m}^2$) a druhou pro velké zatěžovací plochy ($> 10 \text{ m}^2$). Pro plochy o velikosti mezi těmito dvěma hodnotami je možné interpolovat. Součinitel tlaku se obvykle aplikuje pro hlavní konstrukce a velké nosné prvky (rámy, průvlaky, sloupy), uvažují se velké zatěžovací plochy. Lokální součinitel tlaku (plocha $< 1 \text{ m}^2$) je obvykle důležitý pro povrchy přímo zatížené větrem (například pro obvodový plášt' a upevňovací prvky).

6.4.4 Tlak větru

Tlaky větru se určují podle EN 1991-1-4 [7], čl. 5.1(1) pro povrhy, na které působí vítr (přímo či nepřímo). Tlak větru se aplikuje při výpočtu zatížení větrem na prvky obvodového pláště, na upevňovací prvky a konstrukční části. Tlak větru w_e působící na vnější povrhy se vypočte jako součin maximálního tlaku $q_p(z)$ a součinitele vnějšího tlaku c_{pe} podle vzťahu

$$w_e = q_p(z) c_{pe} \quad (6.8)$$

Tlak větru w_i působící na vnitřní povrhy se vypočte jako součin maximálního tlaku $q_p(z)$ a součinitele vnitřního tlaku c_{pi} podle vzťahu

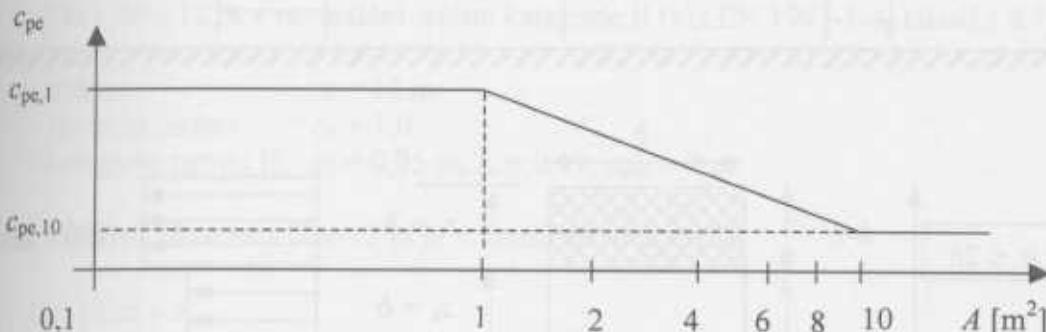
$$w_i = q_p(z) c_{pi} \quad (6.9)$$

Hodnoty součinitelů vnějšího tlaku c_{pe} a c_{pi} jsou uvedeny v EN 1991-1-4 [7], kapitole 7. Součinitele aerodynamického vnějšího tlaku c_{pe} pro budovy nebo jejich části jsou závislé na

velikosti plochy A vystavené větru a na tvaru konstrukce. Obrázek 6.2 zachycuje závislost součinitele c_{pe} na ploše A :

$$(6.7) \quad \begin{aligned} & \text{pro } A \leq 1 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} \\ & \text{pro } 1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log A \\ & \text{pro } A \geq 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,10} \end{aligned}$$

Absolutní hodnoty součinitelů $c_{pe,1}$ (pro $A = 1 \text{ m}^2$) a $c_{pe,10}$ (pro $A = 10 \text{ m}^2$) jsou uvedeny v normě EN 1991-1-4 [7], kapitole 7.



Obr. 6.2 Závislost součinitela c_{pe} na ploše A .

6.4.5 Síly od větru

Síly od větru se vypočítají pro celou konstrukci nebo pro nosné prvky. Síly větru působící na konstrukci lze určit jako součin maximálního tlaku, součinitele tlaku, součinitele velikosti, dynamického součinitele a referenční plochy. Mají se uvažovat účinky kroucení a třecí síly.

Hlavní rozdíl mezi výpočtem sil větru a tlaků větru je v použití součinitelu konstrukce $c_s c_d$ (složeného ze součinitelu velikosti a dynamického součinitelu). Výpočet sil větru se proto má používat pouze pro konstrukce a nosné prvky.

Součinitel velikosti zohledňuje nedostatečnou korelací mezi větrem a povrchovými tlaky. Tento nedostatek korelace je významný, pokud zatěžovaná plocha je mnohem větší než je velikost poryvu větru. EN 1991-1-4 [7] uvádí vzorec pro součinitel velikosti zohledňující účinek nedostatečné korelace pouze ve směru kolmém na směr větru. Účinek nedostatečné korelace ve směru větru se uvažuje součiniteli tlaků působících na stěny. Při výpočtu součinitelu velikosti je třeba dbát na správné určení výšky a šířky, ze kterých je odvozen součinitel tlaku c_p . Má se uvažovat pouze plocha vystavená větru. Například pro rámovou konstrukci to znamená, že se uvažuje pouze ta plocha, ze které pochází zatížení větrem. Zatížení větrem na konstrukci F_w lze určit ze vztahu

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref} \quad (6.10)$$

kde $c_s c_d$ je součinitel konstrukce, který lze v národní příloze rozdělit na dva samostatné součinitely (na součinitel velikosti c_s a dynamický součinitel c_d); pokyny pro určení součinitelu $c_s c_d$ uvádí EN 1991-1-4 [7], kapitola 6,

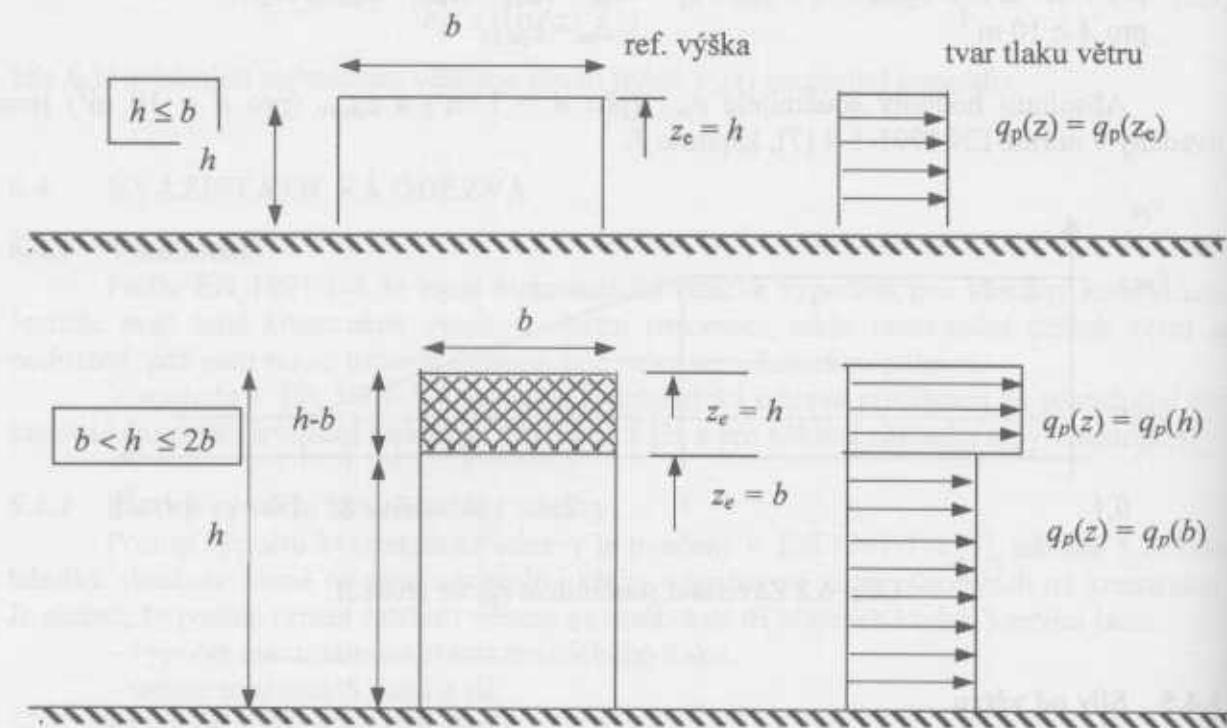
c_f je součinitel síly konstrukce nebo nosného prvku,

$q_p(z_e)$ je maximální tlak větru v referenční výšce z_e ,

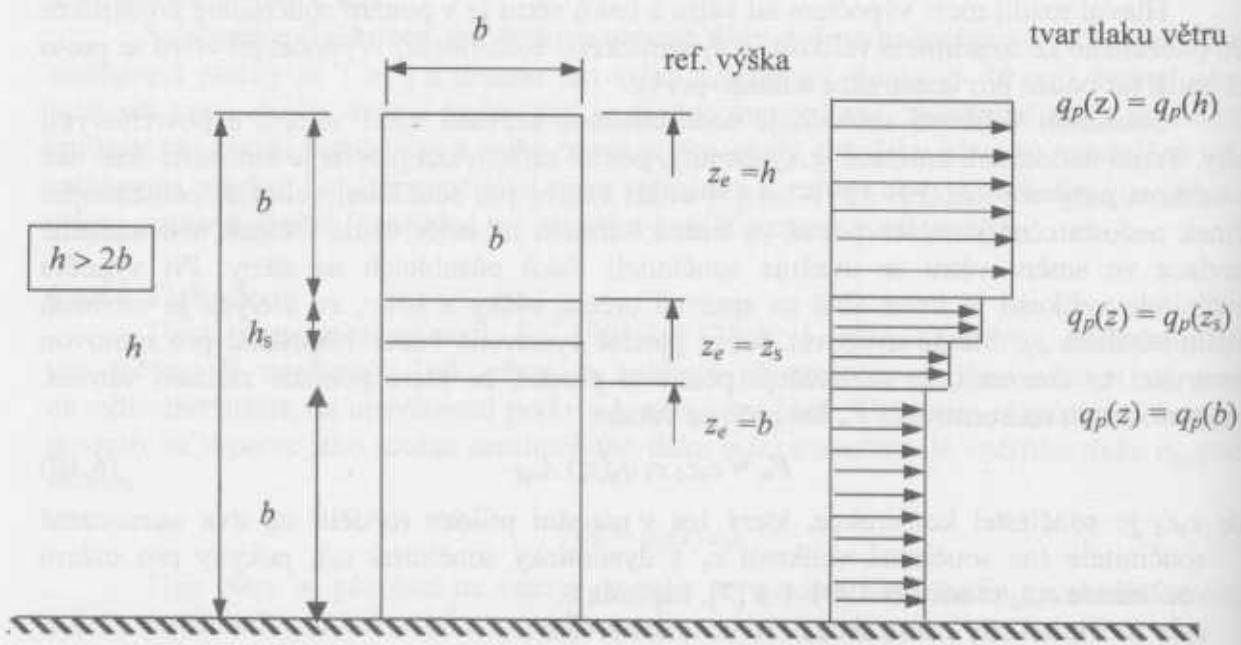
A_{ref} je referenční plocha konstrukce.

6.4.6 Součinitele tlaku pro budovy

Referenční výška z_e závisí na poměru výšky a šířky (kolmé na směr větru) objektu podle obrázku 6.3 a 6.4. Tlak větru je uvažovaný konstantní v každém vodorovném pruhu.



Obr. 6.3 Rozdělení tlaků větru po výšce konstrukce.



Obr. 6.4 Rozdělení tlaků větru po výšce konstrukce.

6.5 PŘÍKLADY

6.5.1 Rychlosť a tlak větru

V prvním příkladu je ukázán výpočet rychlosti a tlaku větru. Výchozí hodnota základní rychlosti větru $v_{b,0}$ se zde uvažuje 26 m/s (rozsáhlé oblasti ve střední Evropě), součinitel směru c_{dir} a součinitel ročního období c_{season} se uvažují rovny jedné. To znamená, že v souladu s (1) je základní rychlosť větru v_b rovna:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0} = 26 \text{ m/s.} \quad (6.11)$$

Pro výšku 12 m v rovinatém terénu kategorie II (viz EN 1991-1-4, tabulka 4.1) platí:

- výška: $z = 12 \text{ m}$
- rovinatý terén: $c_0 = 1,0$
- kategorie terénu II: $z_0 = 0,05 \text{ m}$, $k_r = 0,19$, $z_{min} = 2 \text{ m}$.

Střední rychlosť větru ve výšce 12 m je v tomto případě rovna:

$$\begin{aligned} z &= 12 \text{ m} > z_{min}, \\ c_r(z = 12 \text{ m}) &= k_r \ln(z / z_0) = 0,19 \times \ln(12 / 0,05) = 1,041, \\ v_m(z = 12 \text{ m}) &= c_r(z) c_0(z) v_b = 1,041 \times 1,0 \times 26 = 27,07 \text{ m/s.} \end{aligned}$$

Intenzita turbulence $I_v(z)$ se určí podle EN 1991-1-4, článku 4.4(2) a rovná se:

$$I_v(z = 12 \text{ m}) = \frac{k_1}{c_0(z) \ln(z / z_0)} = \frac{1}{1 \times \ln(12/0,05)} = 0,182.$$

Maximální charakteristický tlak lze nyní vypočítat podle (6):

$$q_p(z = 12 \text{ m}) = [1 + 7I_v(z)] 0,5 \rho v_m^2(z) = [1 + 7 \times 0,182] 0,5 \times 1,25 \times 27,07^2 = 1\,041,5 \text{ N/m}^2.$$

Tímto způsobem se pro všechny příklady určí základní tlak. Skutečná síla a tlak větru závisí na tvaru konstrukce a budou stanoveny v následujících příkladech.

6.5.2 Jednoduchá pravoúhlá budova s plochou střechou Geometrie

Na obrázku 6.5 je znázorněna jednoduchá pravoúhlá budova s plochou střechou, jejíž rozměry jsou: výška 12 m, šířka 30 m a hloubka 15 m. Budova se nachází v rovinatém terénu kategorie II v oblasti, kde základní rychlosť větru $v_{b,0}$ má hodnotu 26 m/s. Určí se síly větru působící na budovu ve směru větru.

Síly větru

Síly větru působící na nosnou konstrukci budovy se musí v případě kvazistatické odezvy vypočítat podle EN 1991-1-4 [7], článku 5.2. Součinitele pro rozdělení sil větru na budovách se udávají jako součinitely tlaku. Třetí síly F_{fr} se zanedbávají. Výsledná síla větru F_w působící na konstrukci je tedy dána následujícími rovnicemi:

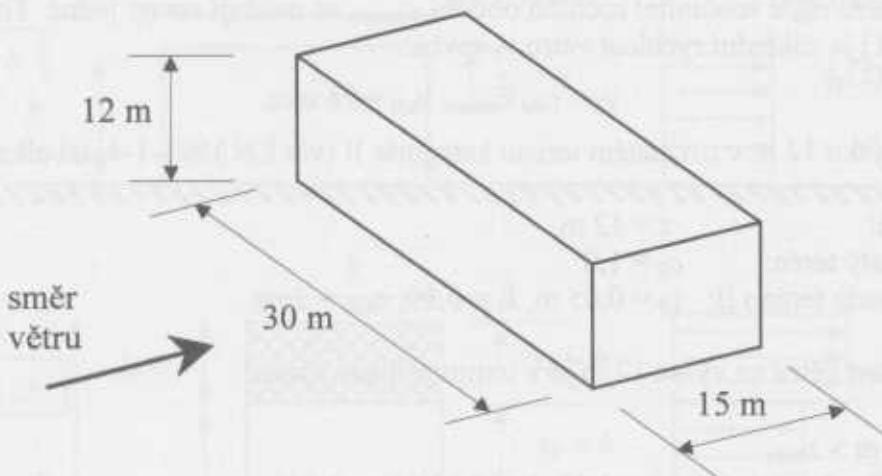
$$\text{pro vnější tlaky: } F_{w,e} = c_s c_d \sum w_e(z) A(z), \quad (6.12)$$

$$\text{pro vnitřní tlaky: } F_{w,i} = \sum w_i(z) A(z). \quad (6.13)$$

Součet se v těchto výrazech musí provést vektorově. To znamená, že se uvažuje prostorové rozdělení tlaků větru $w_e(z)$ a $w_i(z)$. Výpočet tlaků větru uvádí EN 1991-1-4 [7], článek 5.1. Následující rovnice lze pro síly větru zapsat:

pro vnější tlaky: $F_{w,c} = c_s c_d \sum q_p(z_e) c_{pe} A(z)$, (14)

pro vnitřní tlaky: $F_{w,i} = \sum q_p(z_i) c_{pi} A(z)$. (15)



Obr. 6.5 Jednoduchá pravoúhlá budova s plochou střechou.

Součinitele tlaků c_{pe} a c_{pi} jsou uvedeny v EN 1991-1-4 [7], kapitole 7. Z obecného ustanovení o budovách je patrné, že se síly větru musí vypočítat pro čtyři ortogonální směry větru kolmé na stěny budovy, protože součinitele tlaku představují nejméně příznivé hodnoty pro různé směry větru. Součinitel tlaku je $c_p = c_{pe,10}$, protože zatižená plocha A nosné konstrukce je větší než 10 m^2 .

Nyní lze určit součinitele vnějších tlaků a odpovídající referenční výšku pro stěny a plochou střechu. Výsledky jsou uvedené na obrázku 6.6.

Pro výslednou sílu působící na nosnou konstrukci se může uvažovat nedostatečná korelace mezi návětrnou a závětrnou stranou. V tomto příkladu to znamená, že lze výslednou sílu od vnějších tlaků na stěny pro ověření celkové stability vynásobit 0,85 ($d/h = 1,25 > 1$).

Dále se určí součinitele vnitřních tlaků a odpovídající referenční výška. Výsledky jsou znázorněny na obrázku 6.7 za předpokladu, že se neuvažují žádné dominantní otvory. Pro referenční výšku je zvolena konzervativní hodnota $z_i = z_e$.

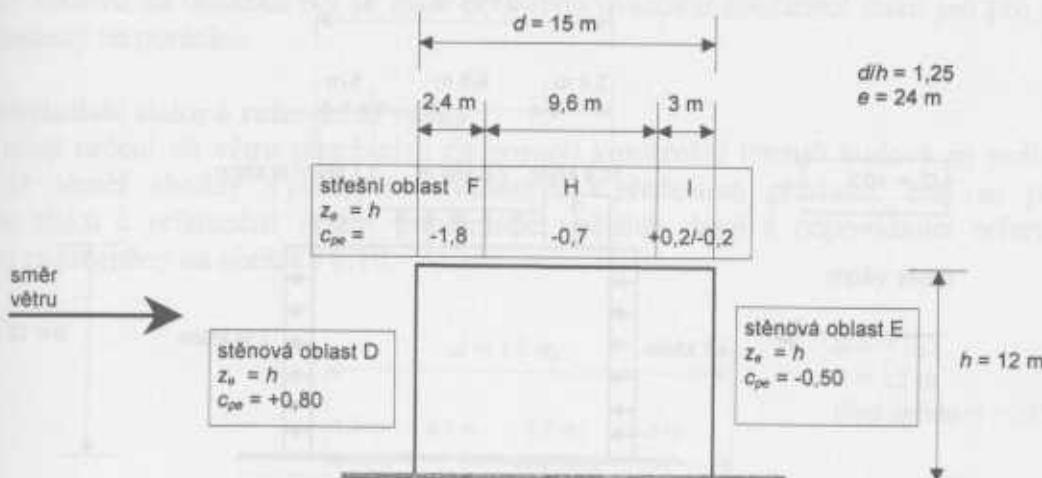
Pro všechny součinitele tlaku se uvažuje referenční výška $z_e = z_i = 12 \text{ m}$. Maximální charakteristický tlak větru se v tomto příkladu rovná $q_p(z = 12 \text{ m})$, pro rovinatý terén kategorie II s $v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$ má hodnotu $q_p = 1\,042 \text{ N/m}^2$ (viz (11)).

Je-li mezi rámy vzdálenost 7,5 m, jsou síly na konstrukci rozdeleny podle obrázku 6.8.

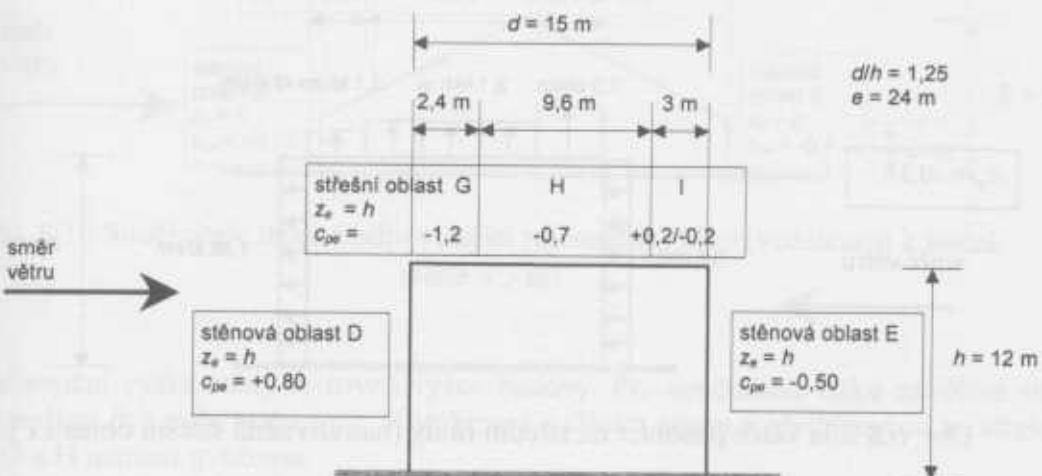
Zásady navrhování nosných konstrukcí

14)

15)

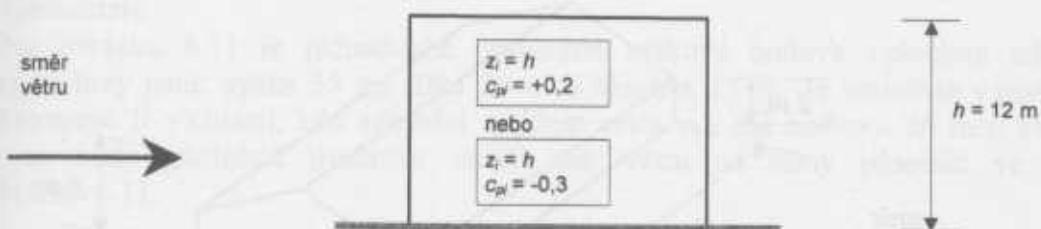


a) Řez ve vzdálenosti od boční stěny $\leq e/4 = 6 \text{ m}$.

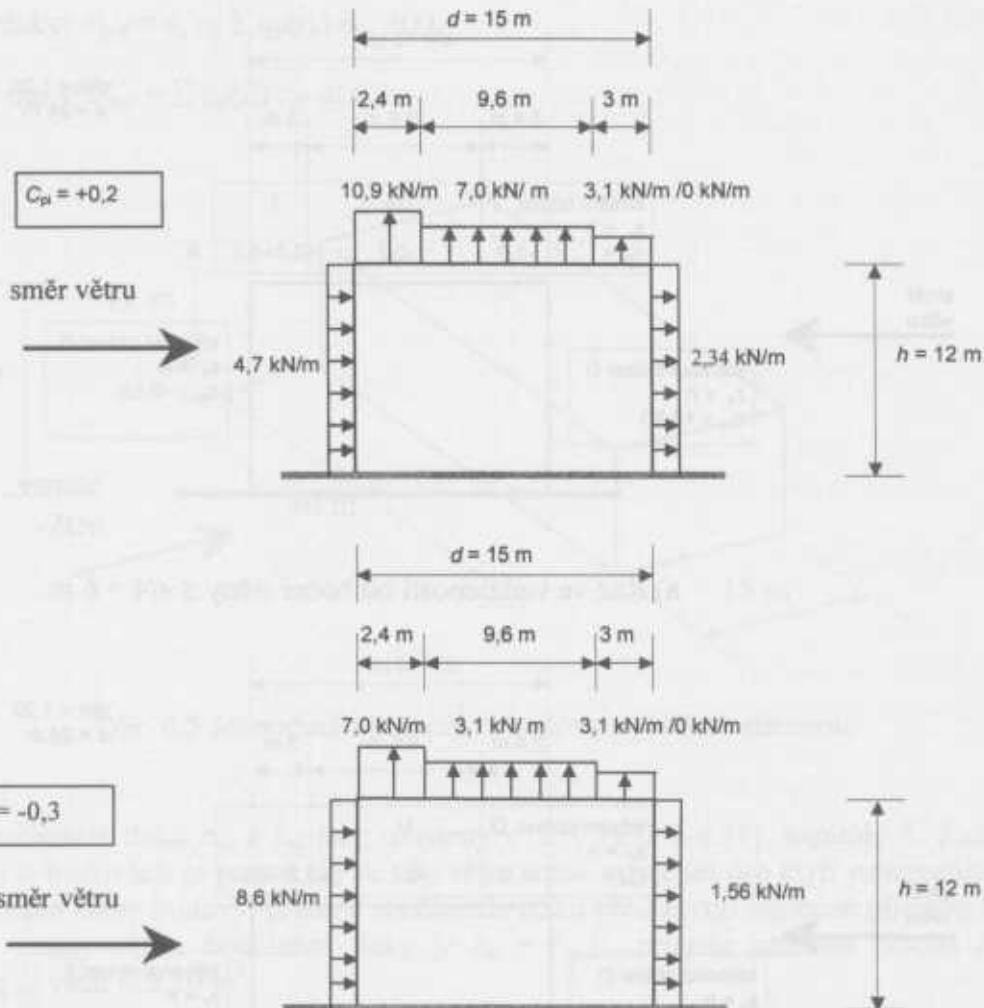


b) Řez ve vzdálenosti od obou bočních stěn $> e/4 = 6 \text{ m}$.

Obr. 6.6 Součinitele vnějších tlaků a odpovídající referenční výšky.



Obr. 6.7 Součinitele vnitřních tlaků a odpovídající referenční výška.

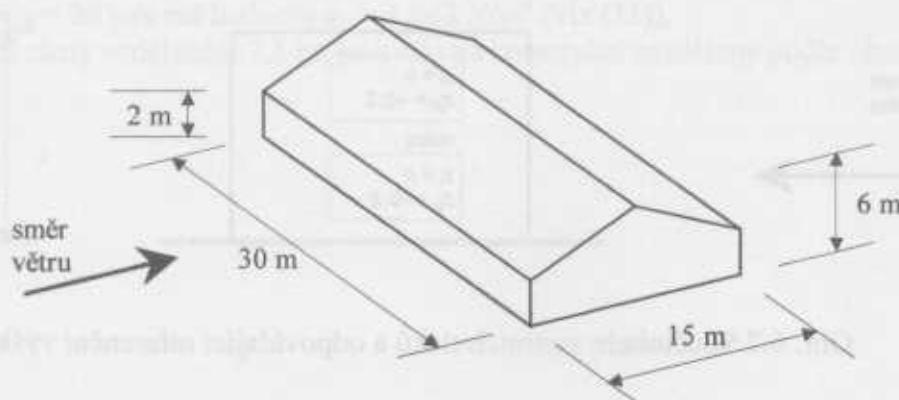


Obr. 6.8 Síla větru působící na střední rámy (neovlivněná střešní oblast F).

6.5.3 Jednoduchá pravoúhlá budova se sedlovou střechou

Geometrie

Na obrázku 6.9 je znázorněna jednoduchá pravoúhlá budova se sedlovou střechou, jejíž rozměry jsou: výška hřebenu 6 m, výška v úrovni okapů 2 m, šířka 30 m a hloubka 15 m. Je umístěna v terénu kategorie II v oblasti, kde základní rychlosť větru $v_{b,0}$ je 26 m/s.

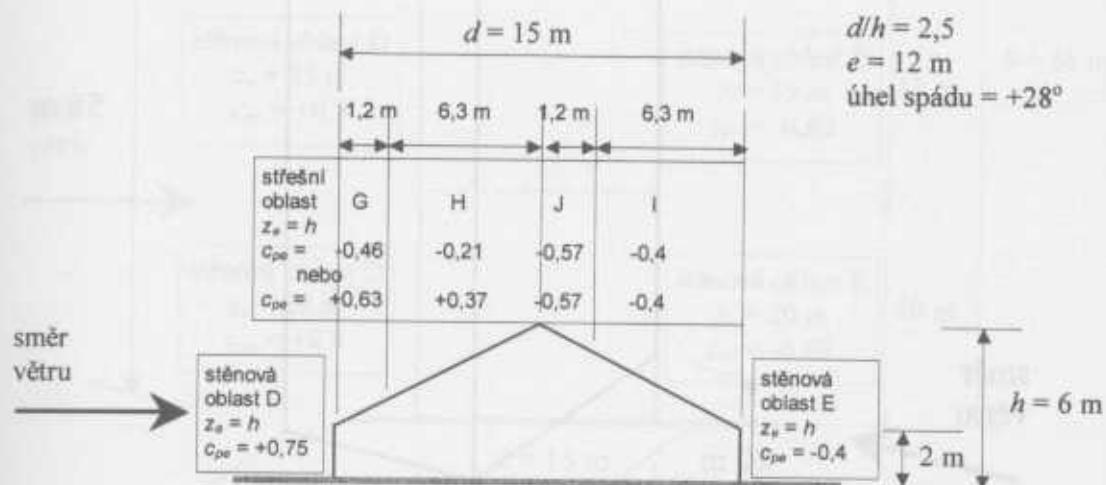


Obr. 6.9 Jednoduchá pravoúhlá budova se sedlovou střechou.

Pro budovu na obrázku 6.9 se bude podrobně uvažovat součinitel tlaku jen pro směr větru vyznačený na obrázku.

Součinitele tlaku a referenční výšky

Postup určení sil větru působících na nosnou konstrukci (rámy) budovy se sedlovou střechou je téměř shodný s postupem uvedeným v předešlém příkladu. Liší se pouze součinitele tlaku a referenční výšky. Součinitele vnějších tlaků a odpovídající referenční výšky jsou znázorněny na obrázku 6.10.



Obr. 6.10 Součinitele tlaku a odpovídající referenční výšky (vzdálenost k boční stěně > 3 m).

Referenční výška stěny se rovná výšce budovy. Pro součinitele tlaku návětrné strany střechy jsou dány dvě sady hodnot c_{pe} . Kombinace s dilčím sáním a přetlakem se ve střešních oblastech G a H nemusí uvažovat.

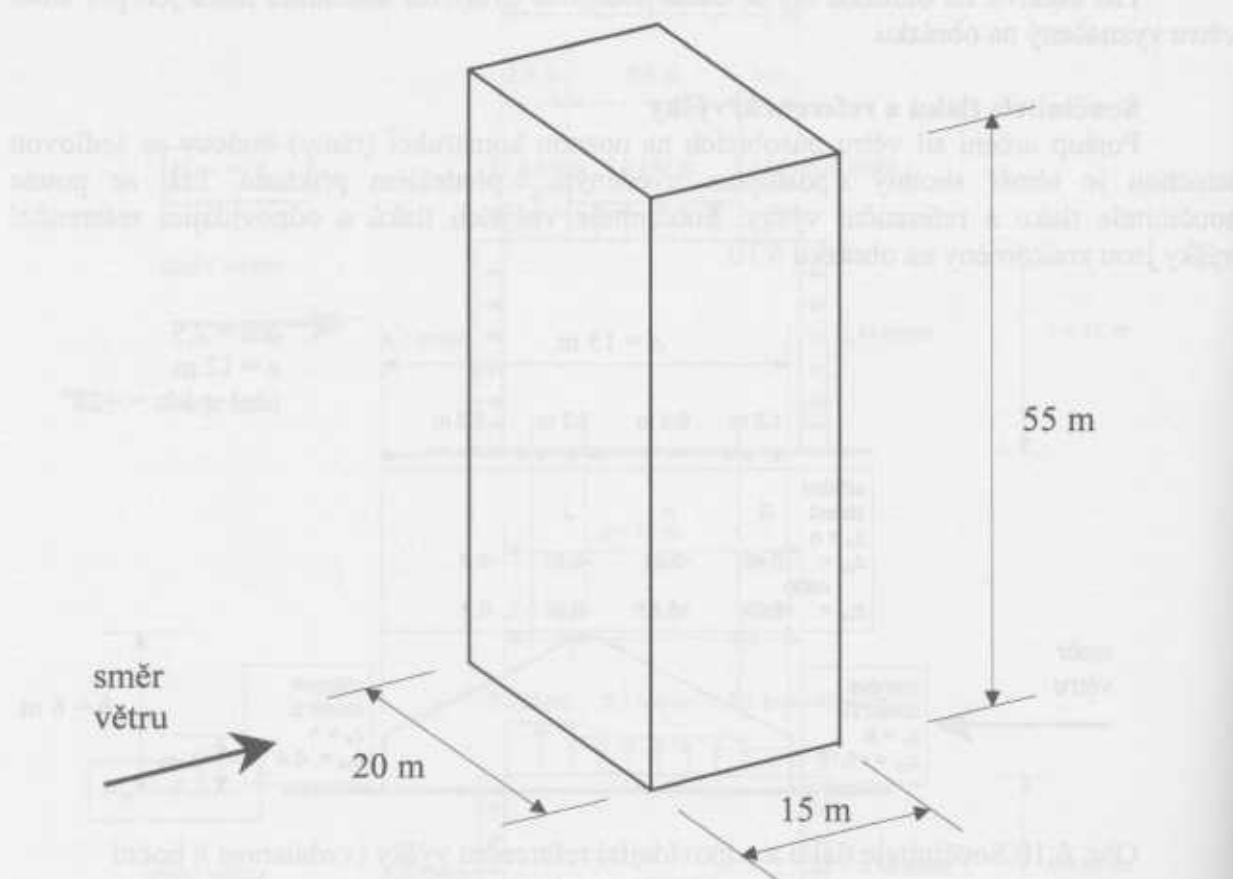
Dále se určí součinitel vnitřního tlaku a odpovídající referenční výška. U většiny budov bez dominantních otvorů se součinitel vnitřního tlaku uvažuje jako $c_{pi} = -0,3$ nebo $c_{pi} = +0,2$.

6.5.4 Výšková budova

Geometrie

Na obrázku 6.11 je jednoduchá pravoúhlá výšková budova s plochou střechou. Rozměry budovy jsou: výška 55 m, šířka 20 m a hloubka 15 m. Je umístěna v rovinatém terénu kategorie II v oblasti, kde základní rychlosť větru $v_{b,0}$ má hodnotu 26 m/s. Pro tuto budovu se bude podrobně uvažovat vnější tlak větru na stěny působící ve směru podle obrázku 6.11.

Zásady navrhování nosných konstrukcí

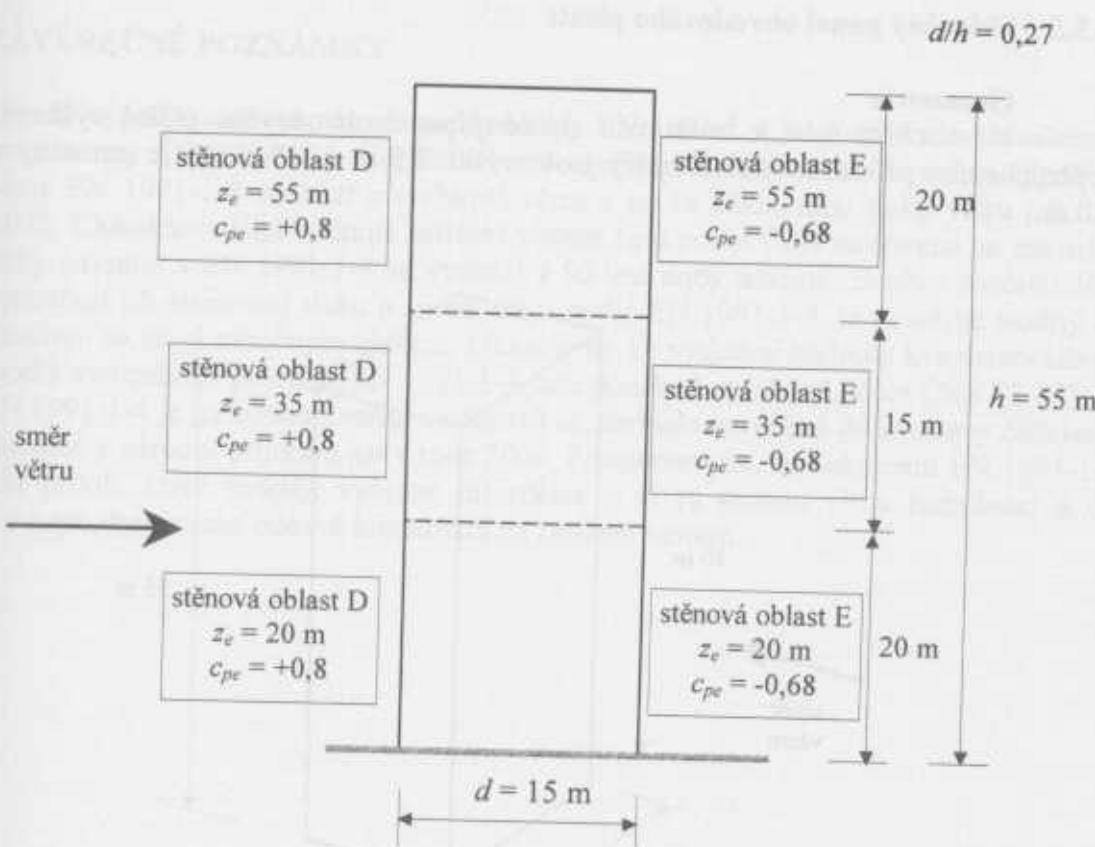


Obr. 6.11 Jednoduchá pravoúhlá výšková budova s plochou střechou.

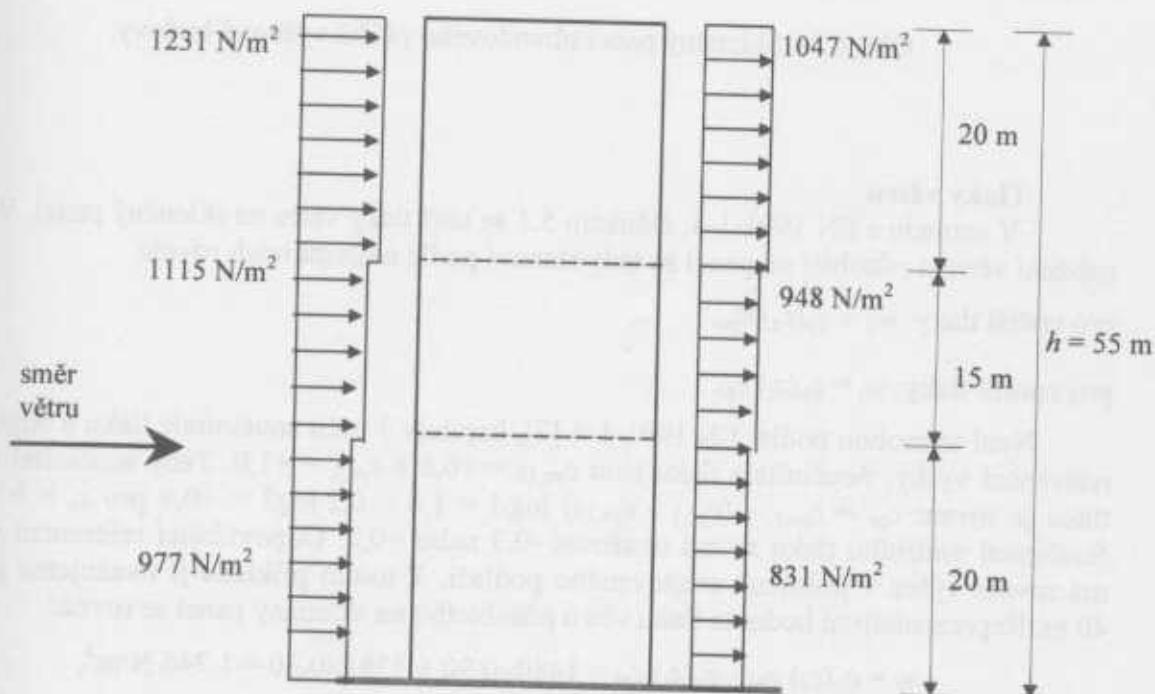
Síly od větru

V případě kvazistatické odezvy se musí určit síly větru působící na nosnou konstrukci budovy podle EN 1991-1-4 [7], kapitoly 5. Pro výpočet se použijí vztahy (6.14) a (6.15). Stanovi se součinitele vnějších tlaků a odpovídající referenční výška. Obrázek 6.12 uvádí výsledné tlaky větru.

Zásady navrhování nosných konstrukcí



Obr. 6.12 Součinitele tlaku a odpovídající referenční výšky.

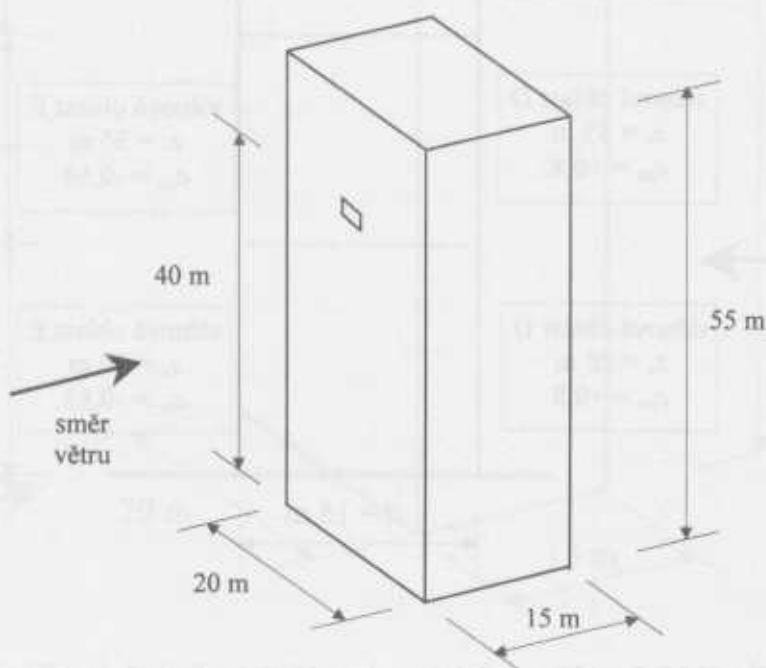


Obr. 6.13 Rozdělení tlaku větru na stěnách.

6.5.5 Skleněný panel obvodového pláště

Geometrie

Na obrázku 6.14 je znázorněn skleněný panel obvodového pláště výškové budovy z předchozího příkladu. Jeho rozměry jsou: výška 1,5 m a šířka 2m, je umístěný ve výšce 40 m.



Obr. 6.14 Skleněný panel obvodového pláště výškové budovy.

Tlaky větru

V souladu s EN 1991-1-4, článkem 5.1 se určí tlaky větru na skleněný panel. Výsledná zatižení větrem působící na panel se tedy stanoví podle následujících rovnic

$$\text{pro vnější tlaky: } w_e = q_p(z_e) c_{pe}, \quad (6.16)$$

$$\text{pro vnitřní tlaky: } w_i = q_p(z_i) c_{pi}. \quad (6.17)$$

Nyní se mohou podle EN 1991-1-4 [7], kapitoly 7 určit součinitele tlaku a odpovídající referenční výšky. Součinitele tlaku jsou $c_{pe,10} = +0,8$ a $c_{pe,1} = +1,0$. Tedy součinitel vnějšího tlaku je roven: $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log A = 1,0 - 0,2 \log 3 = +0,9$ pro $z_e = h = 55$ m. Součinitel vnitřního tlaku se má uvažovat $-0,3$ nebo $+0,2$. Odpovídající referenční výška se má rovnat výšce v polovině uvažovaného podlaží. V tomto příkladu ji uvažujeme jako $z_i = 40$ m. Reprezentativní hodnota tlaku větru působícího na skleněný panel se rovná:

$$w = q_p(z_e) c_{pe} - q_p(z_i) c_{pi} = 1480 \times 0,90 + 1381 \times 0,30 = 1\,746 \text{ N/m}^2, \quad (6.18)$$

což je poměrně vysoká hodnota ($\approx 1,75 \text{ kN/m}^2$).

6.6 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Zásady výpočtu zatížení větrem podle normy EN 1991-1-4 jsou odlišné od současné platné české normy ČSN 73 0035. Největší rozdíl spočívá ve skutečnosti, že se při výpočtu podle normy EN 1991-1-4 vychází z rychlosti větru a ne ze základního tlaku větru jako u ČSN 730035. Charakteristická hodnota zatížení větrem byla podle ČSN stanovena na základě 80-leté doby návratu, v EN 1991-1-4 se vychází z 50-leté doby návratu. Soubor součinitelů, které se uplatňují při stanovení tlaku a sil od větru podle EN 1991-1-4, je poměrně složitý a výpočet zatížení se stává náročným úkolem. Ukazuje se, že výsledné hodnoty kvazistatického zatížení podle evropského předpisu EN 1991-1-4 jsou poněkud vyšší než podle ČSN 73 0035. Norma EN 1991-1-4 je již odsouhlasena a očekává se, že bude zavedena do soustavy českých norem současně s národní přílohou asi v roce 2006. Poznamenáme, že dokument EN 1991-1-4 má řadu příloh, které uvádějí vybrané informace o vlivu terénu, vlivu turbulencí a o dynamické a aerodynamické odezvě konstrukci na zatížení větrem.

udovy
výšce

ysledná

(6.16)

(6.17)

vídajíci
/nějšího
= 55 m.
výška se
ako z_i =

(6.18)

7 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

V části A těchto skript jsou popsány zásady navrhování a základní druhy zatížení podle nových evropských předpisů Eurokódů EN, které se obvykle aplikují při navrhování nosných konstrukcí pozemních staveb.

Základní pokyny pro navrhování konstrukcí včetně způsobu určování charakteristických a návrhových hodnot a kombinační pravidla pro zatížení uvádí norma EN 1990. Zásady a aplikační pravidla specifická pro pozemní stavby jsou obsahem EN 1990, přílohy A1. V současnosti se připravují doplňující pokyny pro některé typy konstrukcí pozemních staveb (komínky, stožáry, zásobníky, jeřáby).

Kromě zde uvedených zatížení se při navrhování konstrukci v trvalé návrhové situaci mohou uplatňovat další druhy zatížení, například zatížení teplotou, zatížení námrazou, zatížení tlakem vody, zatížení zásobníků a nádrží.

Pro navrhování konstrukcí v dočasných návrhových podmínkách (etapy výstavby, obnovy) se používají různé druhy modelů staveništních zatížení. Tyto modely a příslušné pokyny pro jejich aplikaci jsou obsahem Eurokódu EN 1991-1-6 Zatížení během provádění. Jsou zde uvedeny další doplňující informace včetně postupů, jak stanovit charakteristickou hodnotu klimatických zatížení pro kratší dobu výstavby.

V některých případech je také zapotřebí uvažovat při návrhu konstrukce s mimořádnou návrhovou situací. Patří sem příkladem mimořádná zatížení nárazem různých druhů dopravních prostředků, výbuchy plynu nebo prachu v zásobnicích. Těmito modely a pokyny pro jejich používání se zabývá norma EN 1991-1-7 Mimořádná zatížení.

Obecné postupy pro stanovení zatížení, které jsou uvedené v těchto skriptech, doplňuje řada numerických příkladů výpočtu zatížení konstrukce nebo nosných prvků.

ČÁST B – NOSNÉ KONSTRUKCE POZEMNÍCH STAVEB

1 POŽADAVKY NA NOSNÉ KONSTRUKCE

Stavby musí splňovat řadu požadavků, jejichž náplň a důležitost souvisí s účelem a významem každé stavby. Třídění a priority požadavků na stavby jsou závislé na konkrétních podmínkách, a mohou se tedy u jednotlivých staveb odlišovat. Přesto lze konstatovat, že obecnými požadavky na každou stavbu jsou spolehlivost, funkčnost, hospodárnost a architektonické požadavky (estetické podmínky). Spolehlivost (zahrnující bezpečnost, použitelnost a trvanlivost) zajišťuje nosné konstrukce, které jsou předmětem tohoto učebního textu.

Z části A této skript připomeneme, že požadavky na stavební výrobky, ze kterých vychází nové evropské předpisy, jsou zakotveny ve směrnici Rady 89/106/EHS. Tato směrnice uvádí tak zvané "základní požadavky" na stavební výrobky a stavby, které musí být ověřeny při navrhování a provádění staveb. Přitom se zdůrazňuje, že tyto požadavky musí stavba splňovat po celou dobu plánované životnosti. Podle směrnice Rady jde o šest základních požadavků:

- mechanická únosnost a stabilita,
- bezpečnost při požáru,
- hygiena, zdravotní nezávadnost prostředí,
- uživatelská bezpečnost,
- ochrana proti hluku,
- úspora energie a ochrana tepla.

Základní požadavky jsou podrobně uvedeny v Interpretaci dokumentech ID1 až ID6. Pro navrhování nosných konstrukcí staveb jsou důležité především interpretativní dokumenty ID1 a ID2, které rozvádějí požadavky na mechanickou odolnost a stabilitu a na požární bezpečnost.

Splnění základních požadavků se obecně zajišťuje řadou vzájemně souvisících opatření, která se týkají zejména

- navrhování a provádění stavby a její údržby,
- vlastnosti stavebních výrobků a jejich použití.

Nosná konstrukce představuje obecně kostru (skeleton), která nese zatížení a poskytuje stavbě potřebnou tuhost a ochranu před nepříznivými účinky vnějšího prostředí. Jde zpravidla o rozsáhlý soubor nosných prvků, které jsou uspořádány tak, aby bezpečně odolávaly všem zatížením bez nepřiměřených deformací a umožňovaly řádné využití stavby. Důležitým hlediskem nosné způsobilosti konstrukce je dále zachování její celistvosti (robustnosti) během mimořádných situací, mezi které patří výbuch, náraz vozidla, zemětřesení a následky lidských chyb.

Návrh nosné konstrukce je zpravidla složitý cyklický proces, při kterém se iteračním způsobem postupně stanoví vhodný nosný systém, konstrukční materiály, odpovídající konstrukční řešení, dimenze a uspořádání nosných prvků s ohledem na požadované funkční vlastnosti stavby.

Následující text podává základní informace o typech konstrukčních systémů, popisuje základní nosné prvky a jejich funkce v konstrukčních systémech. Uvádějí se pokyny pro postup navrhování konstrukcí, informace o etapách zpracování projektové dokumentace a o současných předpisech, které se v České republice používají při navrhování nosných konstrukcí. Základní postupy pro stanovení zatížení a pro navrhování nosných prvků podle zásad nových evropských předpisů jsou doplněny vybranými příklady betonových a ocelových prvků.

2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY POZEMNÍCH STAVEB

Konstrukční systém je základní stavební kostrou každého objektu, zabezpečuje přenos různých druhů zatížení a odolává nepříznivým vlivům prostředí. Konstrukce zajišťuje funkční způsobilost stavby tak, aby sloužila požadovanému účelu s příslušnou úrovni spolehlivosti během plánované životnosti. Konstrukční systém je tvořen složitou soustavou nosných prvků, které jsou vzájemně propojeny ve stycích v celek a podílejí se na zajišťování funkcí a plnění požadavků, pro které je konstrukční systém navržen.

Stavba musí plnit kromě funkce nosné také další funkce vyplývající z příslušných funkčních požadavků, mezi které patří funkce protipožární, akustická, tepelně technická, architektonická. Aby mohla stavba tyto funkce zajišťovat, musí kromě nosných konstrukcí obsahovat také systém konstrukcí kompletačních s funkcí obalovou a dělící, různá technická zařízení a technologická vybavení. Toto skriptum se zaměřuje zejména na požadavky související s nosnou způsobilostí staveb, které zahrnují především bezpečnost, použitelnost a trvanlivost.

Konstrukční systémy pozemních staveb se vyznačují značnou rozmanitostí a řadou variant konstrukčních, tvarových a materiálových možností. Mohou se třídit podle účelu stavby, podle uspořádání nosných prvků, podle materiálového řešení, podle technologie výstavby.

2.1 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PODLE ÚČELU STAVBY

Vlastnosti konstrukčního systému závisí na charakteru a účelu pozemní stavby. V pozemních stavbách lze rozlišit konstrukční systémy jedno až vícepodlažních staveb, vysokých budov a halových konstrukcí.

Jedno až vícepodlažní budovy. Konstrukční systém tvoří svislé a vodorovné nosné konstrukce, které jsou vzájemně propojeny a zajišťují dostatečnou prostorovou tuhost stavby (celistvost). Svislá zatížení jsou přenášena stropními konstrukcemi, sloupy a stěnami, vodorovná zatížení svislými ztužidly a tuhými stropními konstrukcemi, případně vodorovnými ztužidly. U vícepodlažních budov asi do 30 pater převládá svislé zatížení a tuhost se ve vodorovném směru zabezpečuje běžnými konstrukčními prostředky.

Podle způsobu uspořádání svislých nosných prvků se jako charakteristické konstrukční systémy vícepodlažních budov rozlišují:

- **systémy stěnové** s převažujícím uspořádáním stěn
 - ve směru příčném
 - ve směru podélném
 - obousměrně
- **systémy sloupové**
 - s příčným uspořádáním rámu
 - s podélným uspořádáním rámu
 - s obousměrným uspořádáním rámu
 - bezprůvlakové
 - s různými typy stropní konstrukce (desková, kazetová, hřibová)
 - pilířové
- **systémy kombinované** (stěny, sloupy)
- **systémy jádrové** (jádro, sloupy)
- **systémy obvodové** (nosný obvodový plášt', sloupy)

Konstrukční systémy vysokých budov. U vysokopodlažních budov asi nad 40 pater se stává dominantním vodorovné zatižení. Pro menší počet pater se uplatňují obvyklé systémy se ztužením uvnitř budovy, pro větší počet pater (od 40 až 60 pater) speciální systémy, např. dvoustupňové nosné konstrukce z primárního nosného systému podporujícího sekundární nosný systém.

Halové a velkorozponové konstrukce. Nosný systém tvoří především vodorovné konstrukce. Řešení a uspořádání vodorovné konstrukce má rozhodující vliv na celkové působení konstrukčního systému. Halové objekty lze rozdělit podle

- konstrukčního uspořádání vodorovné konstrukce (prvky vazníkové - nosníkové, nebo bezvazníkové - deskové)
- podle statického a funkčního uspořádání vodorovné konstrukce.

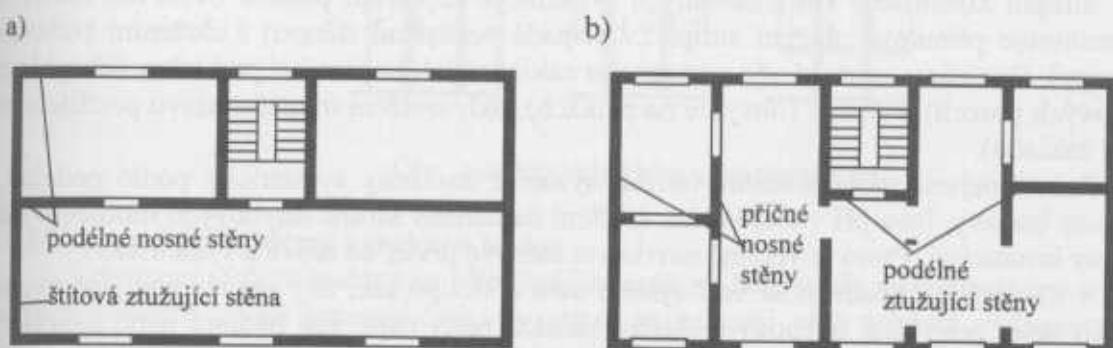
2.1.1 Vícepodlažní konstrukce

Stěnové systémy

Stěnový systém tvoří stěnové nosné prvky, které podpírají stropní konstrukce a zajišťují odolnost vůči svislým a vodorovným zatižením. Půdorysná orientace střednic stěn je obvykle rovnoběžná s příčnou nebo podélnou osou budovy. U budov s kruhovým půdorysem mohou být stěny orientovány také radiálně. Až do poloviny 20. století se u nás uplatňovaly převážně podélné stěnové nosné systémy, od konce 50. let se navrhovalo také příčné uspořádání nosných stěn (ovlivněné zejména prefabrikací).

Stěnový nosný systém se navrhuje tak, aby splňoval požadavky na vnitřní členění stavby. Vzdálenost nosných stěn se volí s ohledem na co nejvhodnější využití materiálů stropů a stěn. Důležité jsou správné poměry mezi tloušťkou stěn a výškou podlaží. Pokud by se například zvolily příliš malé rozpony stropních konstrukcí, únosnost stěn by nebyla plně využita, neboť tloušťka stěn musí mít určitou hodnotu v závislosti na technologických a konstrukčních požadavcích (minimální tloušťka z hlediska vztahu) i na požadavcích tepelné izolační. Mezi přednosti stěnových systémů patří, že kromě nosné funkce stěny zabezpečují také funkci tepelné izolační (obvodové stěny), dělící a zvukoizolační (vnitřní stěny).

Stěnové systémy přinášejí s sebou určitá omezení, která jsou do určité míry odstraněna při použití sloupových systémů. Nedostatkem příčného uspořádání stěn je obtížné sdružování sousedních prostor oddělených nosnými stěnami. Nevýhodou systémů s podélným uspořádáním nosných stěn je požadavek na vázanější řešení průčelí budovy, vyplývající z nosné funkce stěn. Příklady podélného a příčného stěnového systému ukazuje obr. 2.1.

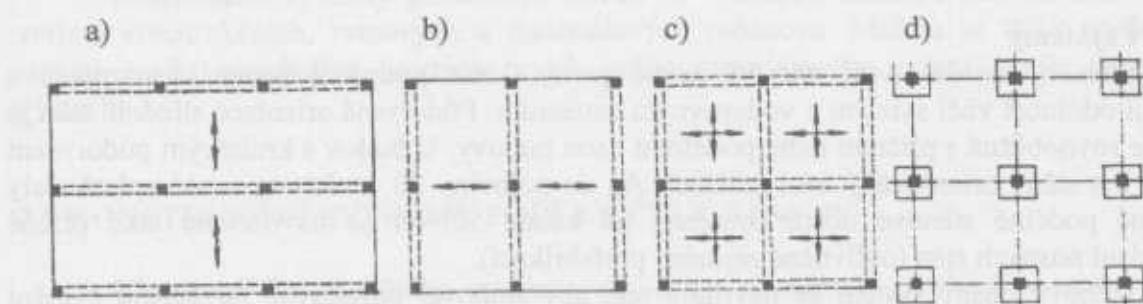


Obr. 2.1 a) Podélný stěnový systém, b) příčný stěnový systém.

Sloupové systémy

V porovnání se stěnovými systémy je předností sloupových systémů volnější prostor bez omezujících nosných stěn. U sloupových systémů se často propojují sloupy s vodorovnými nosníky (rámovými příčemi), vznikají tím rámové konstrukce. Vodorovné prvky rámu jsou namáhané reakcemi stropních konstrukcí, které vyvazují ohybové momenty, a také svislými posouvajícími silami, které vznikají spoluúčinkem se svislými sloupy. Stojky rámových konstrukcí jsou namáhaný svislými normálovými silami a ohybovými momenty od svislých a vodorovných zatížení.

Podle orientace rámu vůči osám stavby se sloupové systémy rozdělují na podélné, příčné a obousměrné, viz obr. 2.2 (s naznačeným směrem působení železobetonových stropních desek). Rámové konstrukce zvyšují tuhost nosného systému i jeho odolnost vůči vodorovnému zatížení. Při větší výšce stavby dochází ke značnému zvyšování rozměrů průřezů rámu. V těchto případech lze tuhost rámu zvýšit doplněním diagonálními nosnými prvky. Podle směru působení vodorovného zatížení je jeden z diagonálních prvků tažen a druhý tlačen.



Obr. 2.2 Statické varianty sloupových systémů a) podélná orientace průvlaků, b) příčná orientace, c) obousměrná orientace, d) podepření desek sloupy s hřibovými hlavicemi.

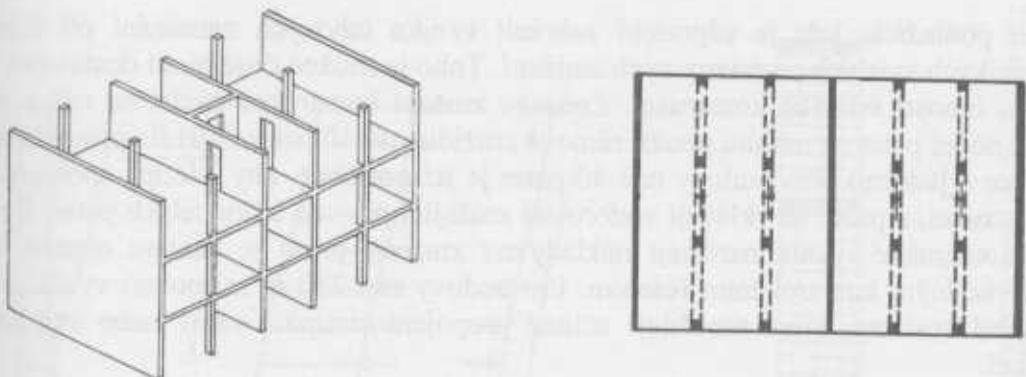
Systémy kombinované

Systémy kombinované vznikají kombinací sloupů a stěn, viz obr. 2.3. Stěny plní funkci nosnou a ztužující, mohou se využít pro protipožární oddělení prostorů. Pokud se navrhnu příčně a podélně orientované stěny, které doplní systém sloupů, pak je možné průřezovou plochu sloupů zmenšit, tak aby sloupy nesly svislá zatížení. Subtilnější sloupy mají nižší ohybovou tuhost, přenosu ohybových momentů do sloupů je možno zamezit konstrukčním opatřením, příkladně vytvořením kloubových styků sloupů a stropů.

Stropní konstrukce kombinovaných systémů je zapotřebí pečlivě ověřovat, neboť se zde kombinuje přímkové uložení stropů (v případě podepření stěnou) s uložením bodovým (na sloupy). Pozornost se musí věnovat návrhu základových konstrukcí pod stěny (obvykle na základových pasech) a sloupy (obvykle na patkách), tedy ověření mezního stavu použitelnosti (sedání základů).

Pokud nejsou stěny kombinovaných systémů navrženy symetricky podle podélné a příčné osy budovy, jsou při vodorovném zatížení namáhaný kromě ohybových momentů také momenty krouticími. Proto je vhodné navrhovat stěnové prvky co nejvíce symetricky.

V některých případech se volí systém stěn a sloupů tak, aby umožňoval jiné využití spodních pater pro různé obchody a služby, dalších pater např. pro bydlení nebo kanceláře. Budovy se zde umisťují na sloupovém podnoží, v dalších podlažích se používá systém stěn, nebo kombinace sloupů a stěn. Tento systém se nazývá vertikálně kombinovaným systémem.

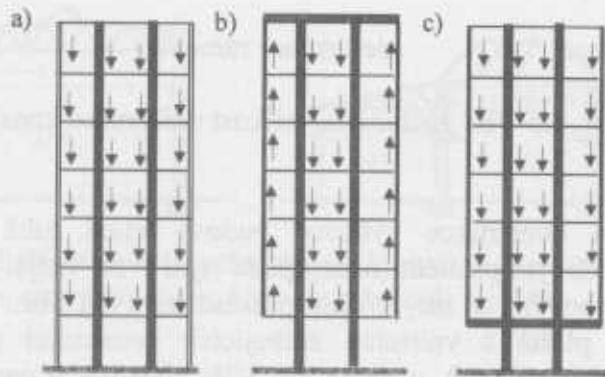


Obr. 2.3 Kombinovaný konstrukční systém s příčnými nosnými stěnami a sloupy.

Systémy jádrové

V oblasti schodišť, výtahů a dalších prostor se často navrhují stěnová jádra pro zabezpečení odolnosti konstrukce vůči vodorovnému zatížení. Jádro vzniká spojením stěn obvykle do uzavřeného tvaru. Jednotlivé plošné prvky jádra jsou namáhaný kombinovaným deskostěnovým působením. Většina vodorovných zatížení se pak přenáší tuhým jádrem, neboť sloupy mají menší tuhost. Příklady jádrového systému jsou na obr. 2.4, kde společně s jádrem se (a) sloupy podílí na přenosu svislého zatížení do základů, (b) sloupy jsou nahrazeny táhly, která jsou spojena s tuhou vodorovnou střešní konstrukcí, (c) sloupy přenášejí zatížení do tuhé vodorovné konstrukce spojené s jádrem. Také u jádrového systému je třeba dodržet symetrii uspořádání významných nosných prvků.

Použití jádrového systému je výškově omezeno, neboť z hlediska užitné plochy podlaží není vhodné s rostoucí výškou budovy nadále zvyšovat tuhost jádra zvětšováním jeho průřezu. V těchto případech se volí jiné systémy, např. k přenosu vodorovných zatížení se využívá vzájemně spolupůsobící vnější a vnitřní jádro.



Obr. 2.4 Příklady jádrového systému.

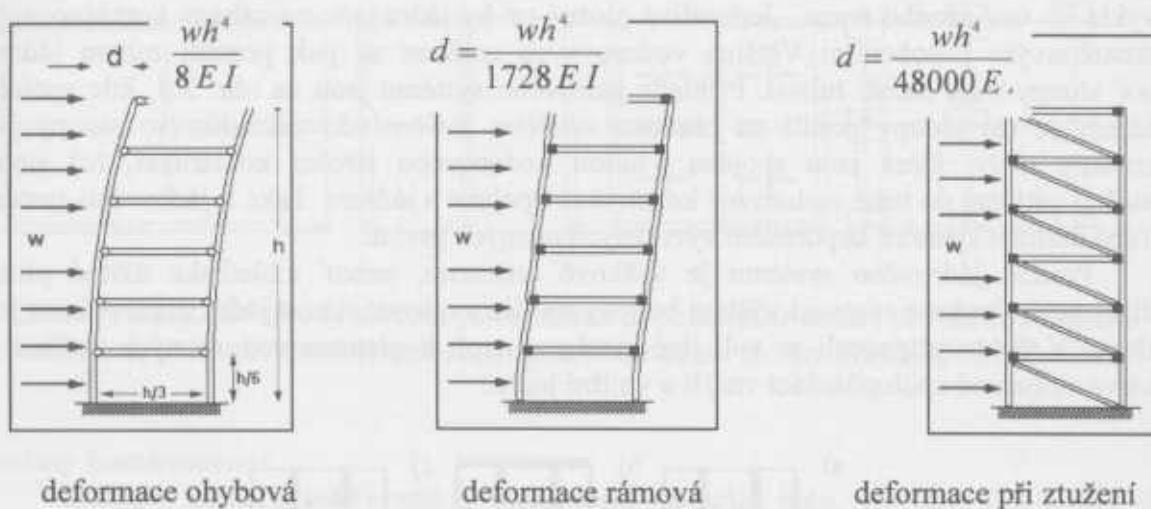
2.1.2 Konstrukční systémy vysokých budov

S rostoucí výškou budovy se přibližně lineárně zvyšuje svislé zatížení sloupů a dalších svislých nosných prvků konstrukčního systému, podstatněji však vzniká význam zatížení větrem. U výškových budov se již většinou musí provést podrobná analýza na dynamické účinky zatížení větrem, pro určení výpočetních modelů se využívá větrný tunel (kvazistatické zatížení větrem lze podle EN 1991-1-4 [7] použít jen pro konstrukce do výšky 200 m).

Nosný systém výškové budovy musí účinně snižovat nadměrné vodorovné deformace a kmitání konstrukce. Nejvíce namáhanou částí nosného systému jsou nosné konstrukce ve

spodních podlažích, kde je zapotřebí zabránit vzniku tahových namáhání při kombinaci značně velkých svislých a vodorovných zatížení. Toho je možné dosáhnout dostatečně velkou ohybovou tuhostí svislých konstrukcí. Způsoby ztužení konstrukce závisí na výšce budovy, pro nižší počet pater se mohou použít rámová ztužidla, do 40 pater ztužidla příhradová (nebo konstrukce s jádrem). Pro budovy nad 40 pater je již potřebné, aby sloupy spolupůsobily v celé konstrukci, a proto se vkládají vodorovné ztužující pásy na šířku celých pater. S rostoucí výškou konstrukce rychle narůstají náklady na ztužení, proto je snahou omezit velikost nákladů vhodným konstrukčním řešením. Pro budovy nad 250 m se mohou využít trubkové konstrukční systémy, které umožňují účinné propojení sloupů s rámy nebo s příhradovou konstrukcí.

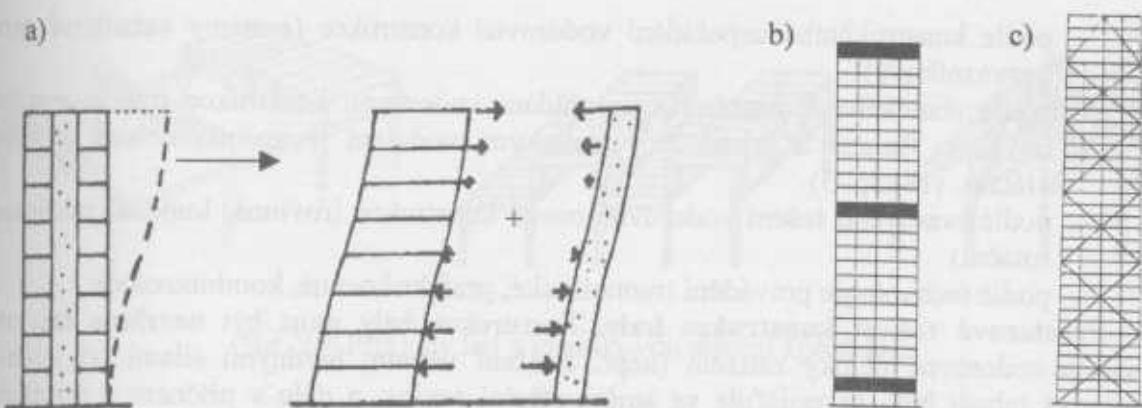
Vliv ztužení na velikost deformace konstrukce ilustruje obr. 2.5. Předpokládá se, že konstrukce má celkovou výšku h , šířku w , výšku jednotlivých pater je $h/6$. Z obrázku jsou patrné rozdílné vodorovné deformace pro případ (a) konzolového (ohybového) působení konstrukce, (b) rámového (smykového) působení a pro případ (c) rámu s vloženými diagonálami. Z obrázku je patrné, že poměr mezi deformací ztužené konstrukce a neztuženou konzolou je 1 : 6000.



Obr. 2.5 Vliv ztužení na velikost deformace konstrukce.

Pokud se do konstrukce výškové budovy vloží tuhé vnitřní jádro a zajistí spolupůsobení s obvodovým pláštěm (nosný plášť nyní tvoří vnější nosné jádro), pak dochází k interakci mezi ohybovým a smykovým působením (viz obr. 2.6a). Interakce nosných konstrukcí vnějšího pláště a vnitřních ztužujících konstrukcí se využívá pro omezení deformací u trubkových systémů, u nichž je vnější konstrukce namáhána ohybově a vnitřní jádro smykově (toto uspořádání se nazývá v USA jako „tube in tube“). Výškové budovy mohou mít jádra různě sdružená a prostorově usporádaná.

Příklady vodorovného ztužení výškové budovy pomocí doplňujících ztužujících prvků na výšku a šířku celého patra (tzv. pásy) spolupůsobících se sloupy, a dále nosná konstrukce obvodového jádra ztužená diagonálami je patrná z obr. 2.6b.

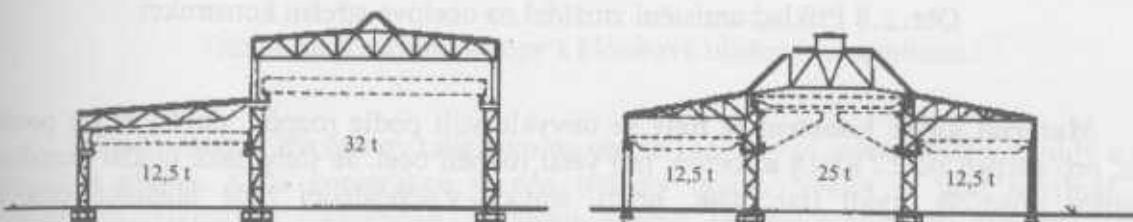


Obr. 2.6 a) interakce ohybové a smykové deformace mezi vnější konstrukcí a vnitřním jádrem, b),c) příklady ztužení výškové stavby.

Konstrukčním materiálem vysokých budov bývá při výškách nad 300 m zejména ocel (např. Sears Tower 443 m v Chicago), často v kombinaci s betonem. Používá se také železobeton a předpjatý beton (např. budova Sky Central plaza v Číně – 312 m vysoká).

2.1.3 Halové a velkorozponové konstrukce

Cílem halových staveb je umožnit různé druhy provozu včetně provozu kulturních (kina, výstavní pavilony), výrobních a skladovacích, dopravních (pro autobusy, tramvaje, letiště) budovy. Většinou se požaduje, aby vnitřní prostory měly jen malý počet podpor. Haly bývají většinou jednopodlažní, někdy také s vestavěnými vnitřními podlažími pro provozy s různými nároky na užitné výšky prostor v rámci jednoho objektu. Příklady jednolodní a dvoulodní hal s jeřábovými drahami jsou na obr. 2.7.



Obr. 2.7 Příklady řešení příčného řezu průmyslových objektů a) jednolodní hala se dvěma mostovými jeřáby, b) dvoulodní hala s jeřáby.

Nosnou funkci haly zabezpečují nosné střešní konstrukce, konstrukce podpůrné (sloupy, pilíře, stěny) a konstrukce ztužující (podélné, příčné), jeřábové dráhy s nosníky a doplňkovými konstrukcemi, konstrukce obvodového pláště.

Zatížení. U halových objektů převládá půdorysný rozměr, pro vlastní návrh nosné konstrukce jsou důležitá zejména zatížení stálá, zatížení vlastní tíhou nosných střešních konstrukcí a střešního pláště, zatížení sněhem, zatížení jeřáby a strojním vybavením a různá technologická zatížení (vyvolávající statické, někdy také dynamické účinky). Při navrhování lehkých konstrukcí zastřešení se stává významným zatížení větrem (účinky sání).

Konstrukční systémy. Konstrukční systémy halových staveb jsou charakterizovány zejména nosnou konstrukcí zastřešení, kterou je možné rozdělit podle různých kritérií:

- podle konstrukčního uspořádání vodorovné konstrukce (systémy vazníkové nebo bezvazníkové)
- podle statického a funkčního uspořádání vodorovné konstrukce (nosné systémy ohýbané, tlačené a tažené, kdy statickým modelem je nosník, oblouk a visuté vlákno, viz kap. 3)
- podle tvarového řešení vodorovné nosné konstrukce (rovinná, lomená, zakřivená, rotační)
- podle technologie provádění (monolitické, prefabrikované, kombinované).

Prostorová tuhost konstrukce haly. Konstrukce haly musí být navržena tak, aby přenášela vodorovné účinky zatížení (např. zatížení větrem, brzdnými silami od jeřábů). Prostorová tuhost haly se zajišťuje ve směru střešní roviny, a dále v příčném a podélném směru haly. V příčném směru zabezpečují potřebnou tuhost příčné vazby a štitové stěny. V podélném směru se u halových konstrukcí téměř vždy předpokládá, že jsou kloubově uložené na základ. Vodorovné účinky zde přenáší svislá ztužidla. Schéma umístění ztužidel ve střeše ocelové haly je patrné z obr. 2.8.

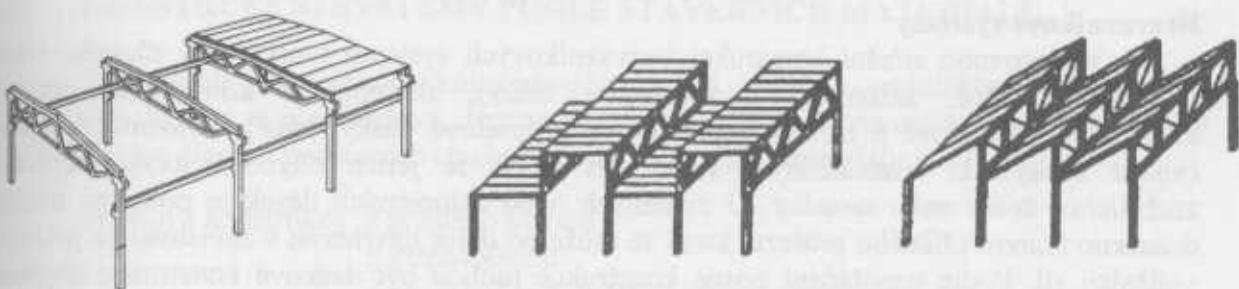


Obr. 2.8 Příklad umístění ztužidel na ocelové střešní konstrukci.

Materiál nosné konstrukce haly se obvykle volí podle rozpětí, do 12 m lze použít dřevo, pro rozpětí od 12 až 18 m beton, pro větší rozpětí ocel. Je třeba také uvážit charakter namáhání nosných prvků (tah, tlak, ohyb, smyk), v neposlední řadě hledisko cenové. Ocelobetonové konstrukce se pro haly navrhují výjimečně.

Vazníkové systémy

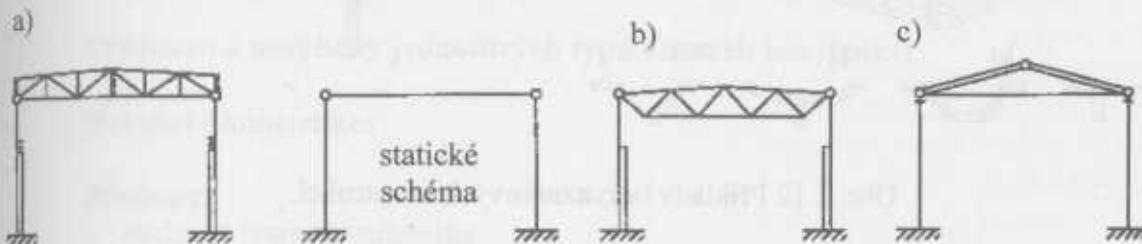
Vazníkové haly jsou tvořeny soustavou sloupů, na které jsou různým způsobem připevněny vazníky. Na vazníkách jsou uloženy střešní desky přímo (bezvaznicový systém) nebo přes vaznice (vaznicový systém). Konstrukce haly může být složena jen z plných vazeb tvořených sloupy a vazníky, nebo jsou mezi sloupy vloženy mezilehlé vazníky (uložené na podélných nosnicích – průvlacích). Při větší vzdálenosti sloupů v podélném směru nebo při větší výšce sloupů mohou být vloženy mezi sloupy, které nesou vazníky, také sloupy mezilehlé. Osová vzdálenost sloupů v příčném směru se u prefabrikovaných železobetonových hal pohybuje v rozmezí od 12 m až 30 m (někdy do 48 m), v podélném od 6 až do 12 m, někdy až do 18 m. Příklady vazníkových systémů jsou na obr. 2.9.



Obr. 2.9 Příklady hal s vazníkovou střešní konstrukci.

Vazník je tedy rozhodujícím prvkem pro působení konstrukčního systému, přenáší zatížení z jednotlivých desek do svislých podpor, případně přímo do základové konstrukce. Vazníky mohou být podpírány sloupy, ale také průvlaky nebo stěnami. Při návrhu konstrukce haly se navrhuje rozpon vazníků tak, aby byla konstrukce hospodárná (důležitý je vztah výšky vazníku, rozponu a osových vzdáleností).

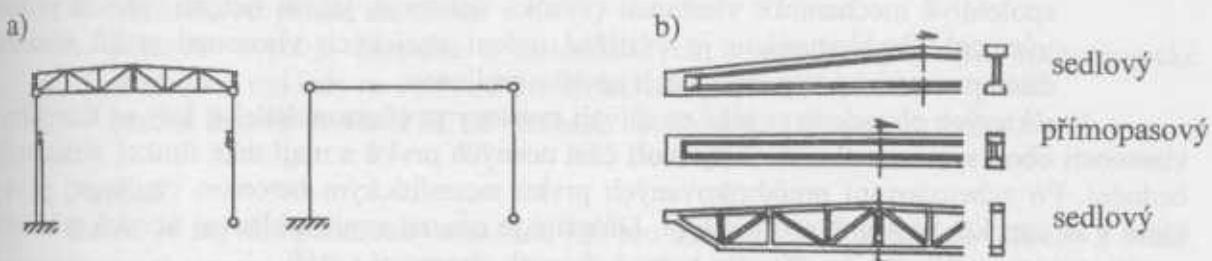
Podle způsobu uložení vazníku (příčle) na sloupy se odlišují vazby s kloubově uloženou příčlí a vazby rámové. Vazby s kloubově uloženou příčlí mohou mít vazník uložený na vetknuté sloupy (staticky působi jako 1 x staticky neurčitá soustava), viz statické schéma na obr. 2.10. Vazník může být uložen buď v úrovni dolního pasu vazníku, obr. 2.10a, c nebo také v úrovni horního pásu, viz obr. 2.10b.



Obr. 2.10 Vetknuté sloupy s kloubově uloženým vazníkem..

Sloupy mohou být řešeny také jako na obr. 2.11a, kdy je jeden sloup vetknutý a druhý kloubově uložen. Celá konstrukce je zde staticky určitá. Někdy se také navrhují různé kombinace vetknutých a kloubově uložených sloupů, lze tím ovlivňovat rozměry sloupů a základů (výhodně např. u vícelodních hal, u přistaveb k existujícím halám).

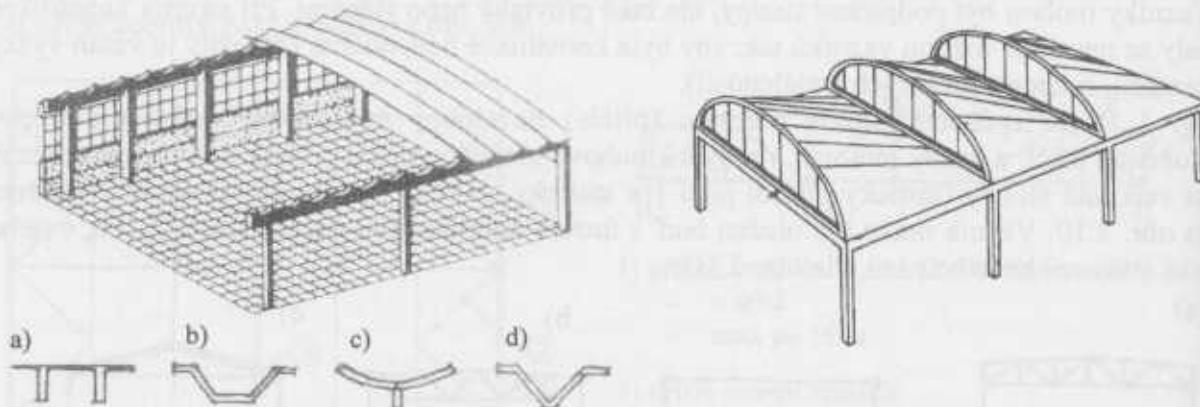
Střešní vazníky mohou mít různý tvar, jsou příkladem plnostenné, příhradové nebo Vierendeel. Podélný tvar vazníků může být různý, např. přímopasový, sedlový, pultový, obloukový, lomený, viz obr. 2.11b. Vazníky se navrhují ze dřeva, kovu, železobetonu nebo z předpjatého betonu.



Obr. 2.11 Sloup vetknutý a kloubově uložený s kloubově uloženým vazníkem (a), různé tvary vazníků (b).

Bezvazníkové systémy

Vodorovnou střešní konstrukci bezvazníkových systémů tvoří desky různého tvaru (rovinné, zvlněné, zalomené, s výztužnými žebry), skořepinové konstrukce, prutové konstrukce příhradové a mřížové (prostorové příhradové desky, báň), konstrukce lanové (visuté desky). U tenkostěnných rovinných desek se jejich ohybová tuhost zajišťuje ztužujícími žebry nebo nosníky. U zvlněných nebo zalomených desek je potřebné tuhosti dosaženo tvarem příčného průřezu, který se může po délce navrhnut v závislosti na průběhu vnitřních sil. Podle uspořádání nosné konstrukce mohou být deskové konstrukce ohýbané nebo tlačené, popř. namáhané kombinací tlaku s ohybem. Střešní konstrukci mohou tvořit obloukové nosníky s táhly nebo přímo oblouky. Na obr. 2.12 jsou uvedeny příklady dvou bezvazníkových halových konstrukcí s různými typy průřezů: (a) deskový nosník TT průřezu, (b), (d) lomenicový průřez, c) skořepinový. Jednotlivé deskové tenkostěnné nosníky se ukládají na podélné rámy, tuhost nosníků se zajišťuje vzájemným stykováním těchto prvků.



Obr. 2.12 Příklady bezvazníkových konstrukcí.

2.2 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PODLE TECHNOLOGIE VÝROBY

Podle technologie výroby se nosné konstrukce člení na

- **systémy monolitické** (železobetonové, z předpjatého betonu) umožňující velkou variabilitu tvarů a polohy nosných prvků v půdoryse. Výztuž a betonová směs se zde ukládají do předem připraveného bednění, dochází k účinnému propojení svislých a vodorovných nosných konstrukcí, styky nosných prvků mají značnou tuhost.
- **systémy prefabrikované** z předem vyrobených celoplošných nebo tyčových dílců, které jsou na stavbě sestavovány (montované, stykované). Přednosti prefabrikovaných konstrukcí je úspora materiálu daná způsobem výroby, jejich spolehlivé mechanické vlastnosti (vysoká únosnost, jakost betonu, přesná poloha výztuže). Problematikou je výstižné určení statických vlastností styků nosných dílců pro statický výpočet, jejich návrh a realizace.

V některých případech se také používají **systémy prefamonolitické**, kdy se kombinují vlastnosti obou systémů. Prefabrikáty tvoří část nosných prvků a mají také funkci ztraceného bednění. Po zabetonování prefabrikovaných prvků monolitickým betonem vzniknou prvky, které v konstrukci společně spolupůsobí. Důležité je omezit vznik trhlin od účinků tahových napětí vlivem rozdílného smršťování betonů různých vlastností a stáří.

2.3 KONSTRUKČNÍ SYSTÉMY PODLE STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ

Rozhodnutí o materiálu konstrukce ovlivňují hlediska architektonická, stavební požadavky, funkce a účel budovy, termín dokončení stavby, ekonomická hlediska. Nosné konstrukce lze členit v pozemních stavbách podle stavebního materiálu na

- betonové konstrukce: z prostého betonu
z železobetonu
z předpjatého betonu
- kovové konstrukce: ocelové
z litiny
hliníkové a z kovových slitin
- konstrukce zděné: z cihel a cihelných tvárníc, z kamene, konstrukce nevyztužené
cihelné konstrukce vyztužené a předpjaté
- dřevěné konstrukce: z hraněného a deskového řeziva
lepené z hraněného řeziva a z dřevěných lamel na bázi dřeva
- kompozitní konstrukce: ocelobetonové, z plastů

Pro nosné konstrukce se používají také další materiály, např. materiály na bázi skla a plastů.

2.3.1 Přednosti a nevýhody jednotlivých typů nosných konstrukcí

• Betonové konstrukce

Přednosti

- možnost tvarové variability
- vlastnosti betonu lze technologicky ovlivnit
- vysoká pevnost v tlaku
- téměř shodný koeficient teplotní roztažnosti umožňuje vyztužování betonu ocelí
- značná protipožární odolnost
- velká životnost
- u prefabrikovaných konstrukcí rychlá výstavba včetně montáže v zimě, menší pracnost na staveništi

Nevýhody

- nízký tepelný odpor, nebezpečí vzniku tepelných mostů
- reologické změny betonu – smršťování a dotvarování
- degradace povrchových vrstev betonu vlivem karbonatace, koroze výzduže
- nákladná recyklace materiálu
- pracnost výroby, zejména u monolitických konstrukcí (bednění, technologické přestavky, náklady na opatření pro zimní období)
- značná hmotnost, která má za následek větší vlastní tíhu konstrukce

Použití

Beton je nejvíce používaný materiál, jak pro monolitické konstrukce (sloupy a stěny, železobetonové stropy, základy, schodiště, opěrné stěny, skořepiny, průmyslové stavby včetně komínů, chladicích věží, nádrží, zásobníků), tak pro prefabrikované konstrukce.

- **Ocelové konstrukce**

Přednosti

- rychlá montáž bez nutnosti technologických přestávek
- nosné prvky jsou vyrobeny předem se značnou přesností
- menší staveništění pracnost, nižší dopravní náklady
- snadná a rychlá demontáž, snadná recyklace
- nízká vlastní těža prvků vzhledem k jejich únosnosti
- velká únosnost v tahu a tlaku při relativně malých průřezech prvků, možnost realizace velkých rozporedů stropů, zastřešení a konstrukcí velkých výšek

Nevýhody

- nutnost protipožární a protikorozní ochrany
- náročnost na přesnost výroby a montáže
- vyšší finanční náklady

Použití

Nosné konstrukce o velkých rozporech, zatížených a výškách (ocelové skelety, ocelové vazníky, ocelové příhradové desky, konstrukce zastřešení).

- **Dřevěné konstrukce**

Přednosti

- snadná zpracovatelnost a montáž
- nízká vlastní těža nosných prvků
- estetické přednosti
- značná variabilita tvaru
- rychlá demontáž, snadná recyklace

Nevýhody

- nutnost protipožární ochrany
- nasákovost, degradace dřeva v důsledku vlhkosti
- degradace dřeva stářím, nebezpečí napadení škůdců (biologickými, živočišnými)
- náročnost na přesnost výroby a montáže

Použití

Historické stavby, dřevěné konstrukce hal, konstrukce zastřešení, krovů, chaty, rodinné domy.

- **Zděné konstrukce**

Přednosti

- základní stavební prvky jsou menších rozměrů (cihly, tvárnice, keramické stropnice), umožňují značnou variabilitu návrhu konstrukce
- jednoduchá výstavba, snadná zpracovatelnost
- nižší objemová hmotnost než u betonu
- velká protipožární odolnost, některé keramické materiály se využívají pro konstrukce vystavené velkému žáru
- malá teplotní roztažnost umožňuje prodloužení dilatačních úseků

Nevýhody

- výroba energeticky náročnější
- pracnost zdění
- nízká únosnost prostého zděva v tahu (lze odstranit vyztužením zděva)
- menší únosnost v tlaku (výška konstrukce je omezena)

– omezené možnosti provádění v zimě

Použití

Historické stavby, nosné zdivo nižších objektů, nenosné svislé konstrukce (příčky, obvodové pláště), stropy s keramickými nosníky (Hurdís).

Poznamenáme, že výběr stavebních materiálů pro nosné konstrukce souvisí se způsobem namáhání jednotlivých nosných prvků a také s hlediskem ekonomickým a estetickým.

Z hlediska navrhování je důležité dobře znát základní vlastnosti materiálů, které jsou významné pro jejich použití v konstrukcích pozemní stavby. Podstatné jsou zejména fyzikální vlastnosti (např. mechanické vlastnosti, teplotní objemové změny, objemová hmotnost, nasákovost), chemické vlastnosti (odolnost vůči chemické korozi), dále jejich dostupnost, zpracovatelnost, zdravotní nezávadnost, recyklovatelnost a v neposlední míře také jejich cena.

2.4 ZÁVĚREČNÁ POZNÁMKA

Volba konstrukčního systému a materiálů vychází z požadavků, které jsou na stavbu kladený. Patří sem požadavky investora nebo uživatele, záměry a zkušenosti projektanta a dodavatele stavby. Pro počáteční koncepci jsou důležitými hledisky prostorové řešení stavby (půdorysný tvar, výška), rozpony vodorovných konstrukcí, konstrukční výšky podlaží, volba materiálů a technologie výstavby. S volbou konstrukčního systému souvisí i koncepce řešení nosných prvků a detailů konstrukce, které musí zabezpečit očekávané chování systému. Nemalý vliv má hledisko ekonomické.

Návrh nosného systému musí respektovat celou řadu hledisek, cílem je zabezpečit funkční způsobilost stavby tak, aby s příslušnou úrovni spolehlivosti sloužila požadovanému účelu během plánované životnosti.

3 NOSNÉ PRVKY

Nosné prvky musí být v konstrukci uspořádány tak, aby bezpečně odolávaly všem zatižením bez nepřiměřených deformací a umožňovaly řádné využití stavby. Nosné prvky lze členit podle jejich polohy v konstrukci, podle druhu použitého materiálu a podle statického působení. S ohledem na jejich polohu a působení v konstrukci se prvky člení na vodorovné a svislé.

3.1 VODOROVNÉ PRVKY

Vodorovné nosné prvky přenášejí zatižení (zejména stálá zatižení včetně vlastní tíhy a užitná zatižení) do svislých nosných prvků (stěn, pilířů, sloupů, táhel). Jsou namáhaný převážně ohybem, smykem, případně kroucením. V některých případech jsou také zatiženy tlakovými nebo tahovými silami. Charakter namáhání vodorovných prvků souvisí se způsobem jejich podepření (kloub, posuvné uložení, větknutí, spojité uložení).

Deska je plošný nosný prvek, který přenáší zejména svislá zatížení do průvlaků a sloupů. Je namáhaná převážně ohybem a smykiem v rovinách kolmých ke střednicové rovině desky, jak ukazuje obr. 3.1a. V některých případech je také nutné počítat s tahovými nebo tlakovými účinky (např. s účinky teploty u vetknuté desky).

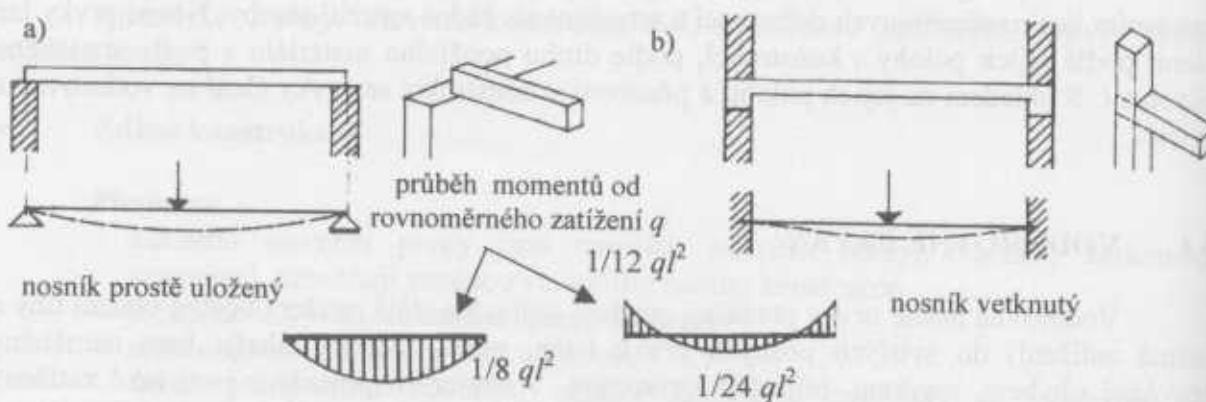
Nosník (trám, průvlak) je prvek ve tvaru prutu (obr. 3.1b) namáhaný převážně ohybem, smykiem nebo kroucením. V některých případech může být také namáhan normálovým zatížením (tlakem nebo tahem, např. při roznášení vodorovných sil stropní konstrukce). Nosníky se od sebe mohou lišit podle průlezové plochy (stálý nebo proměnný průřez), podle charakteru průřezu (masivní, tenkostěnný), podle tvaru střednice (přímý, lomený, zakřivený).



Obr. 3.1 Různé způsoby namáhání desky (a) a nosníku (b).

Na následujících obrázcích jsou ukázány různé způsoby podepření vodorovných prvků a je zde naznačen průběh přetvoření od zatížení. Nejjednodušším nosníkem je prostý nosník, který je přímým nosníkem podepřeným na koncích pevným a posuvným kloubem, jak ukazuje obr. 3.2a. Nosník na obr. 3.2b je plně vetknut do svislých stěn. Obrázek 3.2 také zachycuje průběh momentů na obou typech nosníky od rovnoměrného zatížení q .

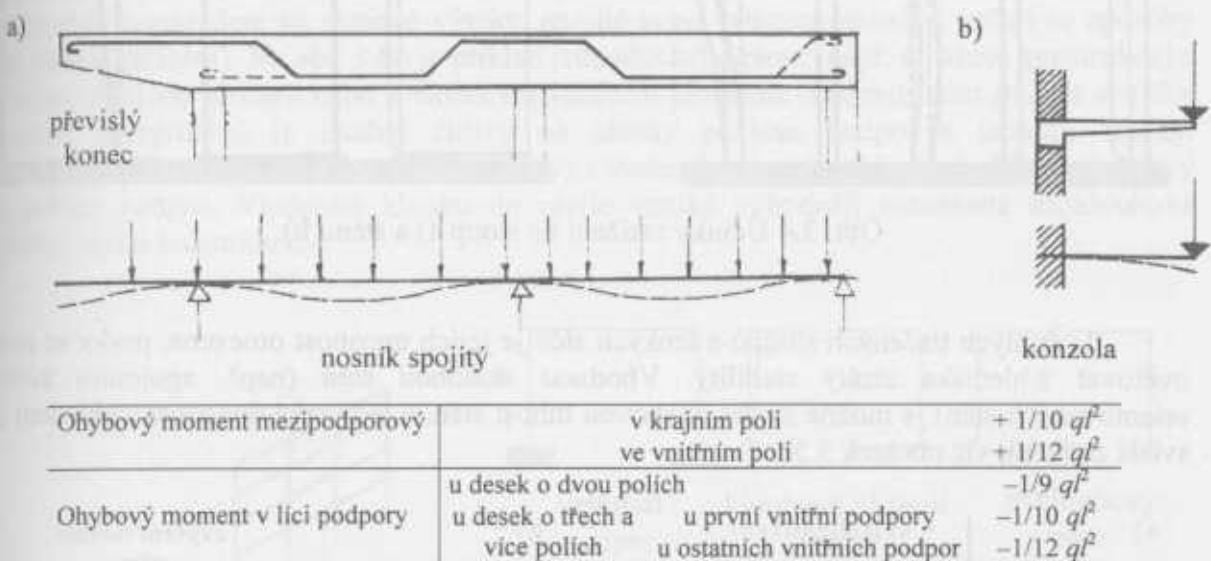
Maximální moment uprostřed rozpětí prostého nosníku je roven $1/8ql^2$ (podporový moment je nulový), v případě nosníku plně vetknutého je podporový moment $1/12ql^2$, moment v poli pouze $1/24ql^2$. Ve skutečnosti je stupeň vetknutí nosníku závislý na tuhosti vzájemného spojení nosníku a podporující konstrukce, většinou lze očekávat průběh momentů mezi těmito krajnímimezemi.



Obr. 3.2 Statické působení nosníků podle způsobu uložení na svislé prvky.

Na obrázku 3.3a je nosník uložen na svislé prvky spojité (levý převislý konec s konzolovým účinkem), na obrázku 3.3b je nosník vetknutý do svislé nosné konstrukce.

V tabulce jsou uvedeny přibližné hodnoty ohybových momentů u spojitého nosníku, který je zatížen přes všechny pole stejným rovnoměrným zatížením q a rozpětí polí jsou stejná, popř. rozpětí nejkratšího pole není menší než 0,8 násobek rozpětí nejdélšího pole.



Obr. 3.3 a) Spojitý nosník, b) konzola.

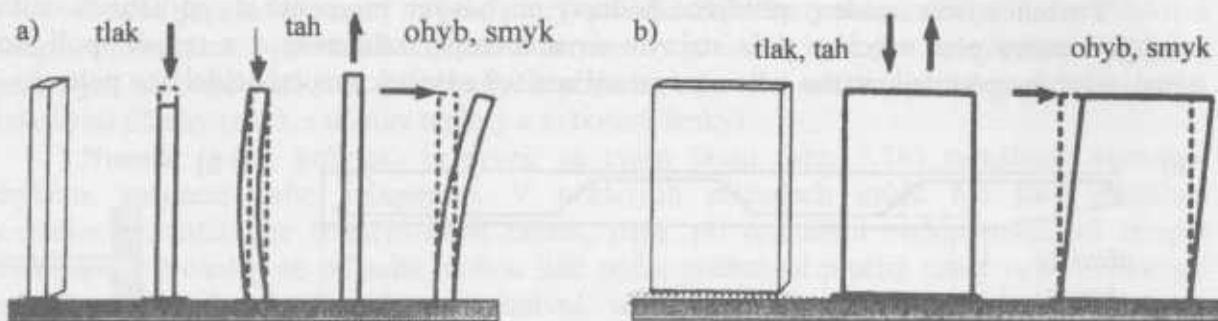
3.2 SVISLÉ PRVKY

Svislé prvky poskytují podporu vodorovným nosným prvkům. Přenášejí svislá i vodorovná zatížení stropních, střešních, popř. i dalších vodorovných konstrukcí do základů. Obvykle jsou namáhané mimoštědným tlakem. Statické chování sloupů ovlivňuje druh vazby v konstrukci (kyvná vazba, větknutí, kloubové uložení). Průřezová plocha sloupu a tvar příčného průřezu závisí na velikosti působících zatížení, na použitých materiálech, na způsobu provádění. Z hlediska tvaru a konstrukčního řešení se svislé nosné konstrukce rozdělují na stěny, sloupy a pilíře.

Stěna je plošný svislý prvek, který je namáhan převážně tlakem, ohybem a smykem ve své střednicové rovině. Výjimečně je namáhan tahem nebo kroucením.

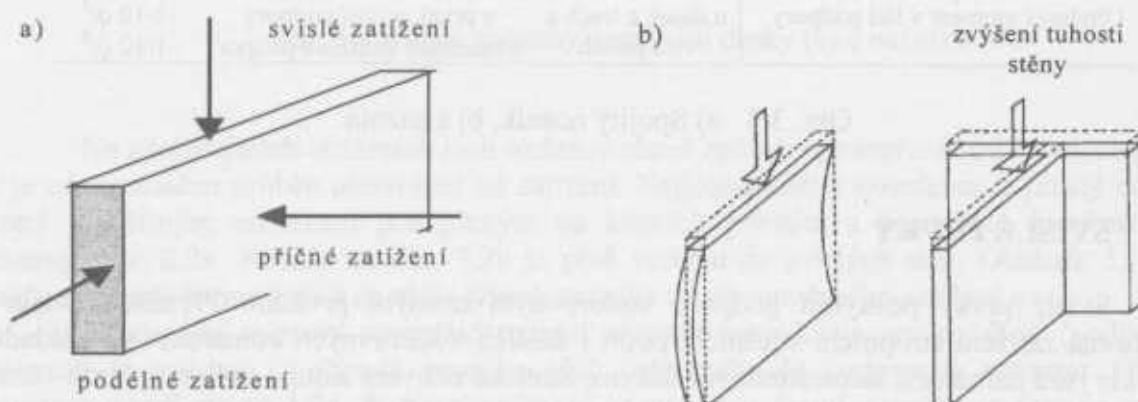
Sloup a pilíř jsou svislé prutové prvky, které jsou namáhané hlavně tlakem a ohybem. Vnitřní sloupy konstrukce jsou převážně tlačené, u vnějších sloupů převládá tlak s ohybem. V některých případech jsou také sloupy tažené, např. u zavěšených skeletů (viz příklad jádrového systému na obr. 2.4b).

Účinky zatížení na sloup a stěnu jsou patrné z obr. 3.4 a 3.5a. Svislé prvky dobře přenášejí svislá zatížení, hůře nesou vodorovná zatížení (a). Především stěny mají ve směru delšího rozměru podstatně větší ohybovou tuhost (vzhledem k většimu momentu setrvačnosti).



Obr. 3.4 Účinky zatížení na sloup a) a stěnu b).

U štíhlých tlačených sloupů a tenkých stěn je jejich únosnost omezena, prvky se musí ověřovat z hlediska ztráty stability. Vhodnou skladbou stěn (např. spojením kolmo orientovaných stěn) je možné zvýšit ohybovou tuhost stěn, a tedy také únosnost s ohledem na svislá zatížení, viz obrázek 3.5b.



Obr. 3.5 a) Svislá a vodorovná zatížení stěny, b) zvýšení tuhosti stěny konstrukčním uspořádáním.

Některé nosné prvky (prutové, plošné) mohou mít v konstrukci šikmý směr, příkladem jsou nosné prvky schodišť (schodišťové desky, schodnice) nebo ramp parkovacích objektů. Při navrhování nosných prvků je třeba provést analýzu působicích zatížení včetně místa působení, směru a velikosti. Základním rozkladem sil je opět směr svislý a vodorovný.

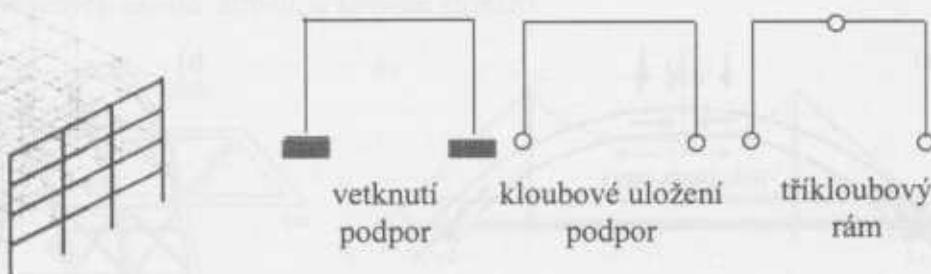
3.3 Další typy nosných prvků

Nosné prvky jsou rovinné nebo obecně prostorové, patří sem rám, oblouk, klenba, příhradová konstrukce, skořepina a lanová konstrukce.

Rám je tvořen jednotlivými pruty, a to stojkami (sloupy) a příčemi (nosníky), které jsou spolu pevně spojeny ve styčnících.. Rámové konstrukce mohou být tvořeny pruty přímými i křivými, některé pruty mohou být ke styčníku již vytvořeném jinými pruty připojeny také kloubově, případně posuvným uložením. Dílčí prvky rámu jsou namáhané převážně tlakem, ohýbem, smykiem. V některých případech při působení excentrického zatížení mohou být také namáhaný na kroucení. V důsledku vetknutí rámových příčí do svislých podpor se ohybový moment uprostřed rozpětí výhodně zmenšuje (v porovnání s

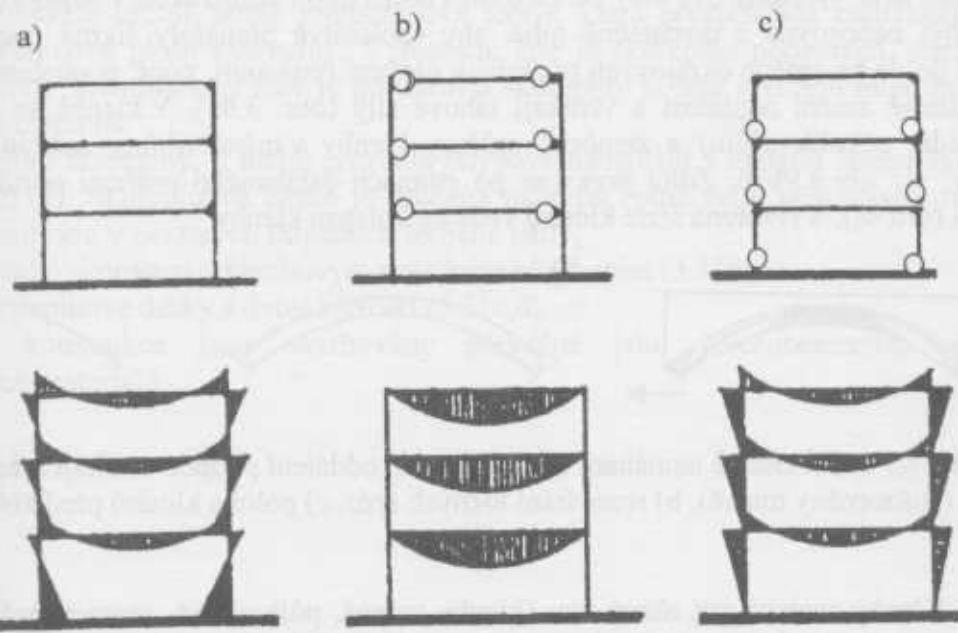
působením prostého nosníku). Ohybové momenty se z rámových příčí přenáší do rámových stojek.

Na obr. 3.6a je znázorněn rovinný rám, který je součástí prostorové rámové konstrukce. Ve výpočetním modelu se volí, jakým způsobem se bude rámová konstrukce analyzovat (rozkladem na rámové výseky, spojité nebo veknuté nosníky, určují se způsoby uspořádání zatížení). Na obr. 3.6b je příklad jednoduchého rámu (např. u halové konstrukce) s různými způsoby uložení nebo s vloženým vnitřním kloubem. Veknutý rám (třikrát staticky neurčitá konstrukce) je značně citlivý na účinky poklesu podpor a teplotní změny. Dvoukloubový rám (dvakrát staticky neurčitý) s vloženými patními kloubami je již méně citlivý na pokles podpor. Vložením kloubu do příčle vzniká výhodněji namáhaná trojkloubová staticky určitá konstrukce.



Obr. 3.6 a) Soustava několika plošných rámů, b) jednoduchý rám různě podepřený

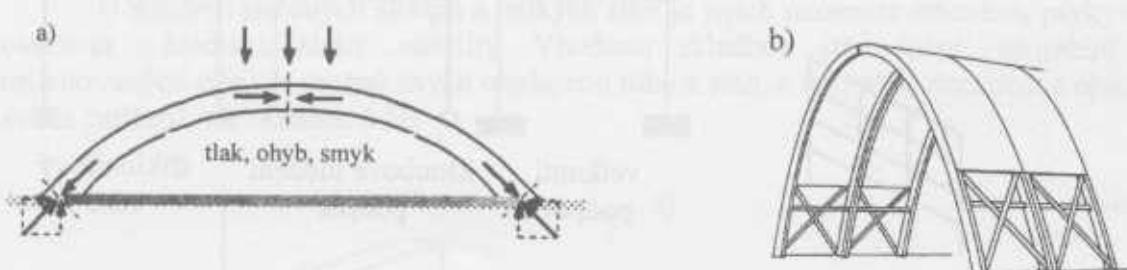
Obr. 3.7 ukazuje, jak charakter tuhosti nebo poddajnosti styků rámových příčí a sloupů ovlivňuje průběh momentů na patrové rámové konstrukci. V případě (a) jsou styky rámů tuhé, předpokládá se veknutí, v případě (b) příčle jsou připojeny kloubově, (c) stojky jsou připojeny kloubově.



Obr. 3.7 Vliv statického uspořádání rámové konstrukce na průběh momentů

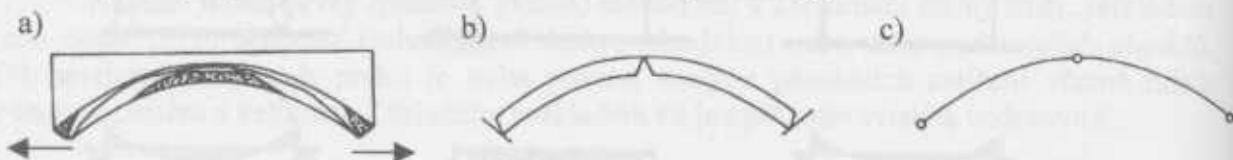
Oblouk je rovinný zakřivený nosník, svislé zatížení se přenáší do podpor tlakovými normálovými silami (obr. 3.8a). Pro volbu tvaru střednice je rozhodující způsob zatížení oblouku. Pokud je tvar střednice blízký výslednicové čáre daného zatížení, dosáhne se dokonalejšího klenbového účinku (namáhání tlakem). Vlivem svislých zatížení vznikají v místech podepření oblouku značně velké vodorovné síly, které např. u veknutých mostních oblouků zachycují masivní základové patky.

U obloukových střešních vazníků v pozemních stavbách je proto vhodnější navrhnut dvoukloubový oblouk s táhlem. Prostřednictvím táhla se vodorovné složky reakcí od svislého zatížení vzájemně vyruší a na svislé nosné prvky pak působí převážně zatížení svislá. Příklad trojkloubového oblouku použitého na zastřešení haly je na obr. 3.8b, v podélném směru je tuhost oblouků zajišťována diagonálně uspořádanými pruty a střešními deskami. Obloukové nosníky mohou být provedeny z různých materiálů (beton, ocel, dřevo).



Obr. 3.8 a) namáhání obloukového nosníku od účinků zatížení, b) využití trojkloubového oblouku pro zastřešení haly.

Klenba je oblouková konstrukce rovinného nebo prostorového tvaru, která je namáhaná tlakem, popř. v kombinaci s malým ohybem. Pro správnou funkci klenby je podstatný tvar výslednicové čáry od zatížení vlastní tíhou konstrukce. Podpěry (opěry) kleneb musí být neposuvné a dostatečně tuhé, aby spolehlivě přenášely šikmě podporové tlaky. Pokud dojde ke změně okrajových podmínek uložení (posunutí, popř. pootočení podpěr), pak se v klenbě změní napjatost a vznikají tahové síly (obr. 3.9a). V klenbě se objeví trhlina (zpravidla několik trhlín) a ztenčené průřezy klenby v místě trhliny začnou působit jako klouby, viz obr. 3.9b, c. Zdící prvky se po stranách oslabeného průřezu poruší nadměrným tlakem (drží se). Vytvořená série kloubů vede ke kolapsu klenby.

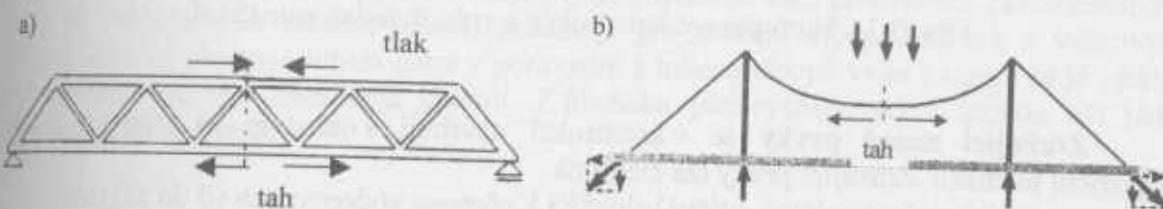


Obr. 3.9 a) Při změně namáhání klenby vlivem oddálení podpor vznikají tažené oblasti (znázorněny tmavě), b) rozevírání ložních spár, c) poloha kloubů před kolapsem.

Klenby mohou mít různý tvar (klenba valená, půlkruhová, segmentová). Nevýhodou klenby je její velká vlastní tíha, pracnost provádění a konstrukční rozložení, které vyžadují značnou konstrukční výšku podlaží. Klenby se často vyskytují v historických a starších stavbách, byly významným prvkem v mostním stavitelství. Klenby se stavěly z cihelného nebo kamenného zdiva.

Příhradová konstrukce je konstrukce, která přenáší vnější zatížení především normálovým působením, tlakem nebo tahem. V menší míře může být namáhaná na ohyb. Skládá se z prutových prvků zpravidla kloubově spojených (obr. 3.10a). Příhradová konstrukce má velkou ohybovou tuhost ve své vlastní rovině, která závisí na vzdálenosti tlačeného a taženého pásu. Příhradové nosníky se používají jako nosný prvek pro střechy velkých rozpětí. Uplatňují se do značných rozpětí, např. pro letištní haly, hangáry. Pro zajištění dostatečné tuhosti a stability tlačeného pásu se také používají prostorové příhradové nosníky.

Lanová konstrukce se skládá z nosných ocelových lan, která mají zanedbatelnou ohybovou tuhost, a jsou proto namáhaný centrickým tahem (obr. 3.10b). Tvar lana se přizpůsobuje působícímu vnějšímu zatížení. Laná vyvolávají značné vodorovné síly na podpory, které musí být na tyto síly navrženy. Lanové konstrukce se vyskytují u lanových drah, visutých a zavěšených mostů, střech, u kotvení stožárů.

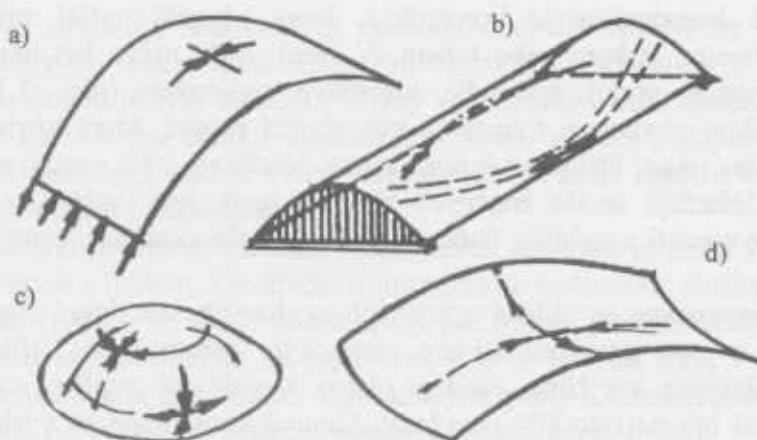


Obr. 3.10 Účinky zatížení v příhradové konstrukci (a) a tahové síly v lanové konstrukci (b).

Skořepina je určena tvarem střednicové plochy zakřivené v prostoru a tloušťkou. Tvar střednicové plochy může být různý, například válcový, rotační, konoidní. Podle tvaru a funkce tenké klenby se uvažuje její podepření, které může být bodové, také přímkové po obvodu nebo po jeho částech. Skořepina přenáší vnější zatížení především normálovým působením, tlakem nebo tahem. V menší míře může být namáhaná na ohyb. Napjatost skořepin se obvykle určuje podle membránové teorie, která předpokládá namáhaní pouze silami ve střednicové ploše skořepiny. V místech, kde je skořepina podepřena, dochází ke vzniku momentů (membránový stav je porušen) a skořepiny se zde většinou musí zesilovat. Skořepiny lze členit na

- krátké skořepiny, u nichž převládá ohybové namáhaní v kratším směru skořepiny (3.11a). Skořepinová deska je uložena na čelní (plné nebo příhradové) nosníky, které jsou v některých případech spojené tálly,
- dlouhé skořepiny s klenbovým statickým působením (3.11b),
- skořepinové desky s dvojí křivostí (3.11c,d).

Skořepinové konstrukce jsou navrhovány převážně jako železobetonové, případně z kompozitních materiálů.



Obr. 3.11 Skořepinové konstrukce a způsob jejich namáhání.

Ztužující nosné prvky se v konstrukci navrhují s ohledem na statické a také dispoziční hledisko. Ztužující prvky lze členit na

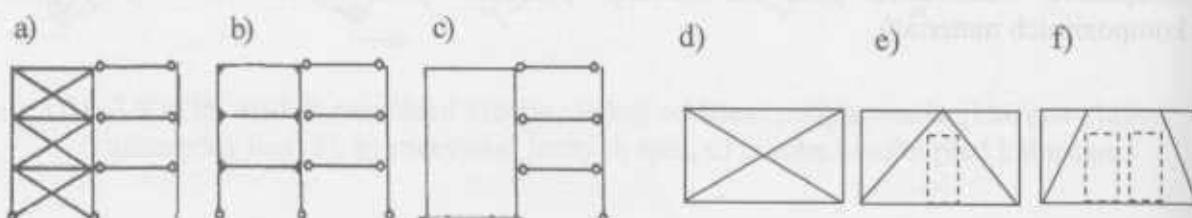
- svislé prvky (podélné, příčné) sloužící k přenosu vodorovných sil do základů,
- vodorovné prvky (v rovině stropu, střechy), které přenášejí vodorovné síly do tuhých svislých nosných konstrukcí (svislých ztužidel).

Svislá ztužidla mohou být různého tvaru, např. příhradová, rámová, stěnová, viz obr. 3.12 a) až c). Značnou tuhost mají vzhledem ke své velké průřezové ploše stěnová ztužidla, jsou namáhaná v ohybu a smyku. V půdorysu se mohou ztužující stěny vzájemně spojovat, vznikají tak stěnová jádra. Stěnová ztužidla se volí tam, kde to nevadí dispozici, jsou většinou železobetonová.

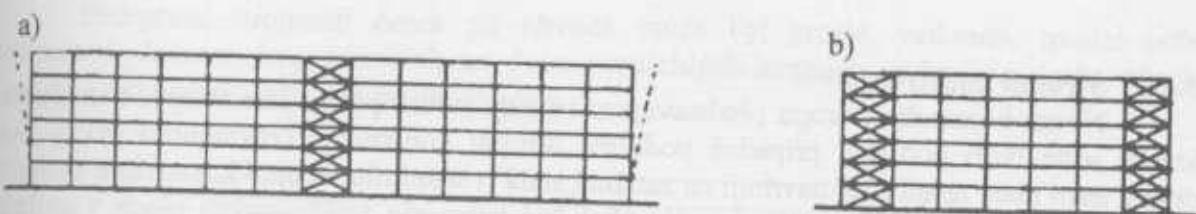
U ocelových konstrukcí se z hlediska spotřeby materiálu a jednodušších styků navrhují často příhradová ztužidla. Ve srovnání s rámovými ztužidly více omezují dispozici, lze vhodně upravit systém příhradoviny (viz případy na obr. 3.12d) až e).

Rámová ztužidla se používají tehdy, pokud je třeba volná dispozice, jejich výhodou je úspora materiálu ve vodorovných nosnicích, protože jsou ohybové momenty redistribuovány.

Při navrhování ztužidel se musí uvažovat vliv objemových změn od účinků teploty. Ztužidla svou tuhostí zabraňují možnosti teplotních dilatací vodorovných nosných prvků. Proto se příkladně ztužidla umisťují do středu konstrukce, tak aby konstrukce mohla volně dilatovat (obr. 3.13a). Na obr. 3.13 b je nosná konstrukce členěna na kratší dilatační úseky, pak je možné ztužidla umístit v krajích nosné konstrukce.

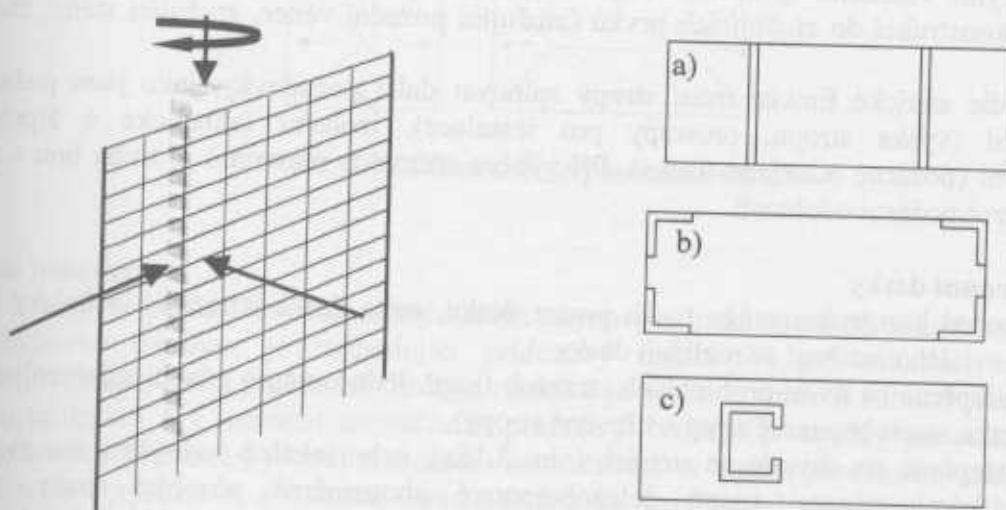


Obr. 3.12 Svislé ztužující konstrukce a) příhradová, b) rámová, c) stěnová), a d) až f) - varianty uspořádání příhradové konstrukce.



Obr. 3.13 Rozmístění svislých příhradových ztužidel a) ve středu nosné konstrukce, b) po okrajích kratších dilatačních úseků.

Jádro vzniká spojením stěn většinou do uzavřeného tvaru. Jednotlivé plošné prvky jsou zde namáhaný kombinovaným deskostěnovým působením. Jádro jako celek je namáhané převážně tlakem, ohybem a smykiem, v některých případech také kroucením. Železobetonová jádra se vzhledem ke značné tuhosti používají pro ztužení vícepodlažních a výškových objektů. Značná ohybová tuhost jádra v porovnání s tuhostí sloupů vede k tomu, že je většina vodorovného zatižení přenášena jádrem. Z hlediska půdorysného tvaru mohou být jádra uzavřená nebo otevřená.



Obr. 3.14 Ztužující jádro budovy a způsoby prostorového uspořádání ztužujících stěn.

Tvar a prostorové uspořádání ztužujících stěn ovlivňuje chování celé konstrukce. Na obr. 3.14a je zajištěna prostorová tuhost konstrukce pouze kratším směru. Na obr. 3.14b je konstrukce ztužena v obou směrech, ztužující stěny však omezují posuny konstrukce z hlediska objemových změn (účinky teploty, smršťování). Tyto nedostatky jsou již odstraněny návrhem jádra, které umožňuje volné posuny konstrukce (obr. 3.14c).

3.4 STATICKÁ FUNKCE NOSNÝCH PRVKŮ V KONSTRUKCI

Podle statické funkce nosných prvků v konstrukci lze rozlišit stropní konstrukce, konstrukce zastřešení, svislé nosné konstrukce, konstrukce schodišť a základové konstrukce. V následujícím textu jsou vybrané informace o stropních a svislých nosných konstrukcích, základovými konstrukcemi se podrobněji zabývá část D téhoto skript.

3.4.1 Stropní konstrukce

Nosná konstrukce stropu představuje u většiny staveb pouze část stropní konstrukce, kterou ještě tvoří podlaha, případně podhled. Stropní konstrukce (základními prvky jsou deska, trám nebo nosník) se navrhují na zatížení stálá (vlastní tíha stropní konstrukce a ostatní stálá zatížení) a na užitná zatížení podle příslušné kategorie zatěžovaných ploch v souladu s účelem využití stropu (viz část A). Vlastní tíha stropní konstrukce je zpravidla podstatně větší, než je užitné zatížení konkrétní užitné kategorie. Vlastní tíha stropu je tak rozhodující složkou zatížení, která ovlivňuje návrh rozměrů stropní konstrukce, avšak také návrh konstrukcí svislých. Proto se někdy železobetonové stropy a stropy z předpjatého betonu vylehčují, aby se vlastní tíha snížila (např. dutinami, keramickými nebo pórobetonovými tvarovkami).

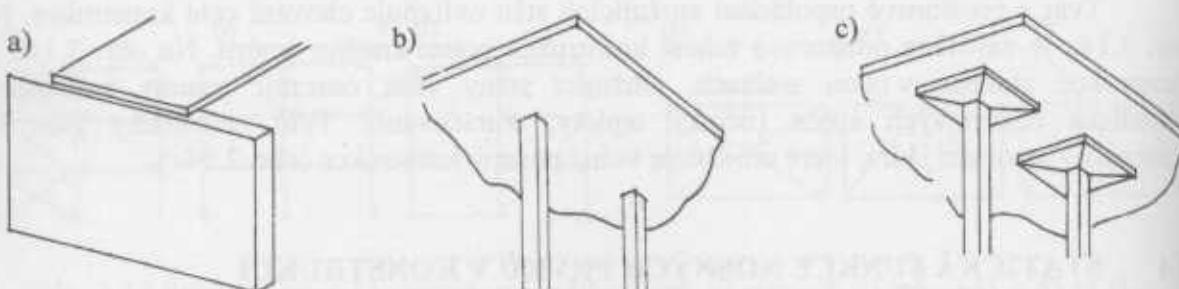
Stropy přenášejí především svislá zatížení do podpor (rovnoměrně rozdělená zatížení a soustředěná zatížení), v některých případech nesou také zatížení vodorovná. Schopnost stropní konstrukce nést vodorovná nebo soustředěná zatížení souvisí u konstrukce s mírou její tuhosti. Dostatečná tuhost stropů má značný význam při zajištění prostorové tuhosti u vícepodlažních a výškových staveb. Příkladem tuhých stropů jsou železobetonové, ocelové a spřažené ocelobetonové stropy, příkladem netuhých stropů jsou dřevěné stropy nebo stropy s keramickými vložkami (Hurdís). Vodorovné síly od větru se přenášejí prostřednictvím stropních konstrukcí do ztužujících prvků (ztužující pozdní vence, ztužující stěny, ztužující jádra).

Vedle statické funkce musí stropy splňovat další požadavky, jako jsou požadavky konstrukční (výška stropu, prostupy pro instalace), izolační (akustické a tepelné) a protipožární (požárně oddělené úseky). Při výběru stropních materiálů je třeba brát v úvahu hledisko protipožární odolnosti.

Stropní desky

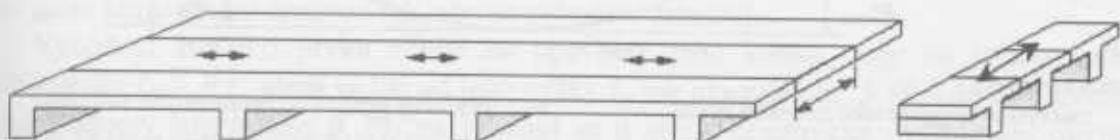
Stropní konstrukci může tvořit pouze deska, nebo deska s trámy a průvlaky. Podle roznašení svislého zatížení se rozlišují desky

- podepřené na dvou protilehlých stranách (např. jednosměrně působící železobetonová deska, ocelobetonové stropy, dřevěné stropy),
- podepřené po obvodu na stěnách (obr. 3.15a), nebo lokálně podepřené sloupy, pilíři, krátkými stěnami (např. železobetonové obousměrně působící desky, stropní konstrukce z profilovaných plechů). Bodově podepřené, obvykle železobetonové stropní konstrukce mohou být podporovány sloupy přímo (obr. 3.15b) se skrytým konstrukčním opatřením vůči smykovým silám) nebo pomocí viditelných hlavic (obr. 3.15c).



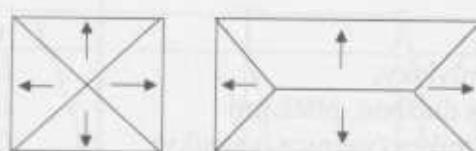
Obr. 3.15 Uložení stropních desek na svislé konstrukce.

Podepření stropních desek po obvodě může být prosté, veknuté, spojité nebo konzolové. Jednosměrně působící, na dvou protilehlých stranách podepřená deska působí staticky jako nosník, jak ukazuje obr. 3.16.



Obr. 3.16 Příklad jednosměrně působící desky.

Desky působící obousměrně mají v porovnání s deskami jednosměrně působícími větší únosnost než desky prostě uložené a vykazují menší přetvoření (obr. 3.17). Obousměrné desky se však mají navrhovat pouze do poměru stran 1:2 (staticky nejvhodnější asi do poměru 1:1,5), neboť při větším rozdílu délek by se již staticky uplatňoval pouze kratší rozpon.



Obr. 3.17 Obousměrně působící deska.

Stropní nosníky

Nosník je při zatížení namáhaný hlavně ohybovým momentem od účinků vnějších sil. Pro ohybovou odolnost je rozhodující průřezový modul W , pro odolnost na účinky posouvajících sil plocha průřezu A . Průhyb nosníku je nepřímo úměrný tuhosti průřezu, tedy modulu pružnosti E a momentu setrvačnosti průřezu I . Nejlépe je využitý materiál nosníku, který má velký průřezový modul a moment setrvačnosti ve směru působícího zatížení, tedy nosník s větší výškou a s hmotou soustředěnou co nejdále od neutrální osy. Vhodným průrezem je příkladně průřez tvaru I , komorové průřezy, příhradové nosníky.

Velikost namáhání nosníku závisí na způsobu podepření a mísce veknutí. Veknutím nosníku do podpor se sníží mezipodporový moment od rovnoměrného zatížení na $1/3$, vzroste však moment podporový na hodnotu $2/3$ momentu mezipodporového u prostého nosníku.

Průhyby stropních konstrukcí

Stropní konstrukce musí splňovat nejenom kritéria mezního stavu únosnosti (dostatečná odolnost vůči působícím silám), avšak také mezního stavu použitelnosti (omezení průhybů, trhlin, kmitání). Omezení průhybů je velmi důležité nejen z důvodů estetických, avšak zejména z důvodů provozních (vznik trhlin v příčkách, nadměrné deformace). Schéma svíslých průhybů vodorovných nosníků prvků podle ČSN EN 1990 je vidět na obr. 3.18. V národní příloze k ČSN EN 1990 nejsou doporučena žádná konkrétní omezující kritéria pro průhyby nebo další přetvoření nosníků z různých materiálů. Příslušné pokyny by měly být uvedeny v českých národních přílohách k EN 1992 až EN 1996 a EN 1999. V tabulce 3.1 jsou doporučení pro mezní průhyby stropů podle vybraných norem EN a ČSN.



Popiska obrázku

w_c nadvýšení nezatíženého nosného prvku
 w_1 počáteční průhyb od stálých zatížení
 w_2 dlouhodobá část průhybu od stálých zatížení

w_3 přidavný průhyb od proměnných zatížení
 w_{tot} celkový průhyb daný součtem průhybů w_1 , w_2 , w_3
 w_{max} celkový průhyb bez nadvýšení

Obrázek 3.18 Svislé průhyby vodorovných nosných prvků podle EN 1990.

Tab. 3.1 Informativní hodnoty průhybů podle normativních doporučení.

		w_{max}	w_{tot}
EN 1995-1-1 (dřevo)	nosníky	$L/250$ až $L/350$	$L/150$ až $L/300$
ČSN 73 1401 (ocel)	stropnice, průvlaky,	w_{max}	$w_2 + w_3$
	konstrukce s dlažbou, příčkami	$L/250$	$L/300$
	střešní konstrukce (vaznice, vazníky)	$L/250$	$L/350$
	stěny – překlady	$L/200$	$L/250$
	jeřábové dráhy (podle typu)	–	$L/600$
EN 1992-1-1 (beton)	průhyb při kvazistálém zatížení	$L/250$	$L/400-L/750$
	průhyb po zabudování prvku		$L/500$

Trhliny v betonových konstrukcích

Trhliny v betonových konstrukcích jsou prakticky nevyhnutelné, vznikají z nejrůznějších příčin, mohou mít nepříznivý vliv na trvanlivost konstrukce. Šířka trhlin závisí na způsobu vyztužení (plocha výztuže, průměr a vzdálenost profilů, typ výztuže, krycí vrstva), na pevnosti betonu v tahu, na soudržnosti výztuže a betonu, na namáhání nosného prvku.

U železobetonových konstrukcí a konstrukcí z předpjatého betonu se s ohledem na mezní stav použitelnosti musí splnit požadavky na omezení vzniku a rozvoje trhlin a na maximální přípustnou šířku trhliny. Šířku trhliny lze omezit snížením napětí od účinku zatížení, vlastnostmi betonu, konstrukčními zásadami (plocha a poloha výztuže). Šířku trhlin lze vypočítat na základě výpočetních modelů a porovnat s mezními kritérii podle norem. Mezní hodnota trhliny závisí na požadavcích, které jsou na konstrukci kladeny z hlediska vodotěsnosti nebo trvanlivosti. Podle EN 1992 se pro železobetonové konstrukce doporučuje mezní šířka trhliny 0,3 až 0,4 mm podle třídy prostředí a pro kvazistálou kombinaci zatížení. Pro předpjaté konstrukce je kritérium přísnější, mezní šířka trhliny má být nanejvýš 0,2 mm, uvažuje se častá kombinace zatížení.

Šířka trhlin se v obvyklých případech nemusí přímo určovat, je třeba dodržet nejmenší průřezovou plochu výztuže a konstrukční zásady podle pokynů EN 1992-1-1.

3.4.2 Svislé nosné konstrukce

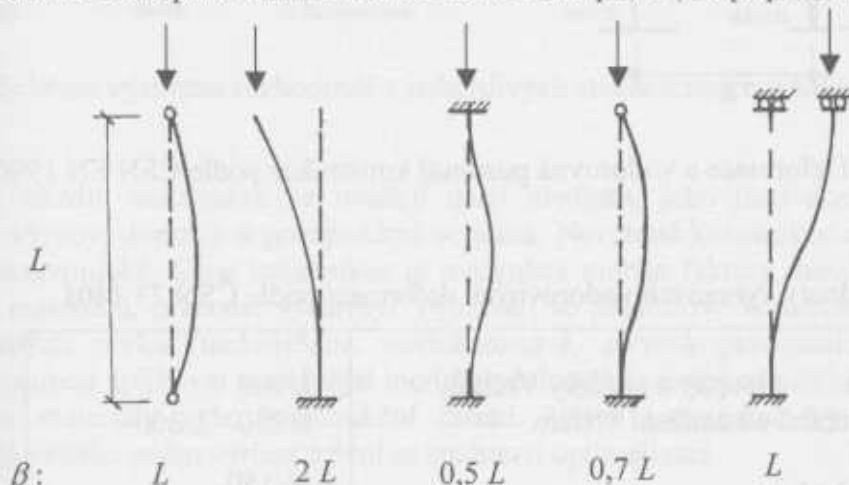
Svislé konstrukce (stěny, sloupy, pilíře) přenášejí zatížení ze střechy, ze stropních konstrukcí a schodišť do základů. V případě sloupů je zatížení rozloženo soustředěně

(bodové), u stěn a pilířů je zatížení přímkové. Svislé konstrukce jsou namáhanýy mimoštědným nebo dostředným tlakem. U štíhlých svislých konstrukcí namáhaných tlakem může dojít k jejich vybočení ve směru menší tuhosti průřezu (menšího momentu setrvačnosti). Odolnost vůči vybočení lze zvýšit vhodným výběrem průřezu se zvýšenou tuhostí nebo konstrukční úpravou tak, aby se vybočení zabránilo.

Vybočení štíhlého prvku závisí na upevnění jeho konců, tedy na vzderné délce svislého prvku $L_0 = \beta L$, která se liší od jeho výšky L , jak ukazuje obr. 3.19, kde jsou uvedeny vybrané hodnoty součinitele β . Při navrhování se u svislé konstrukce ověřuje její ohybová štíhlosť na základě vztahu

$$\lambda = \frac{L_0}{i} \quad (3.1)$$

kde i je moment setrvačnosti průřezu ($i = \sqrt{I/F}$) a L_0 vzderná délka. Z obrázku je patrné, že geometricky je vzderná délka vzdálenost dvou inflexních bodů na ose vybočeného prutu, popř. je třeba osu extrapolovat mimo délku skutečného prutu (viz případ konzoly).



Obr. 3.19 Vzpěrné délky l_0 podle různých způsobů uložení sloupu.

Při navrhování štíhlého svislého prvku se sleduje, zda je splněna podmínka, že ohybová štíhlosť λ ověřovaného pruku je nižší než mezní kritérium λ_{lim} , tedy splnění podmínky $\lambda < \lambda_{lim}$. Pro prostý beton se doporučuje mezní štíhlosť $\lambda_{lim} = 80$, pro železobeton $\lambda_{lim} = 150$ (v případě malé výstřednosti pak $\lambda_{lim} = 25$). Podle EN 1992-1-1 se doporučuje omezující kritérium

$$\lambda = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (3.2)$$

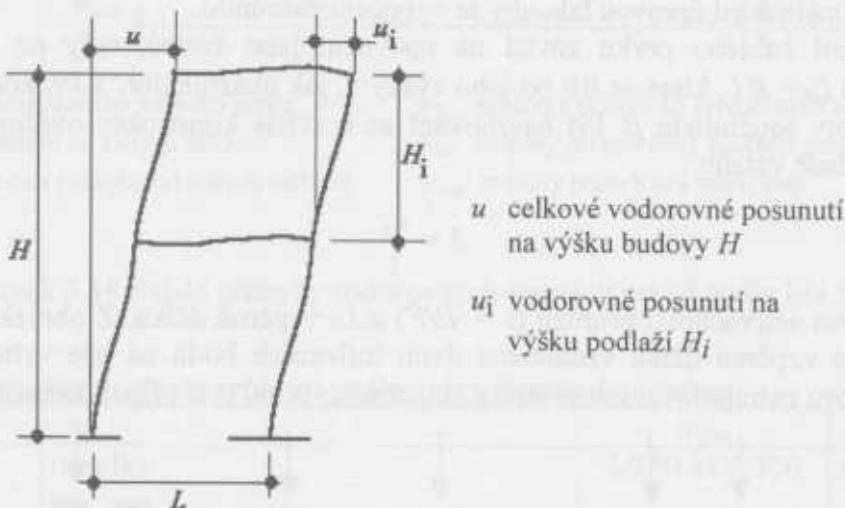
kde veličiny A , B , C závisí na stupni využití, součiniteli dotvarování, poměru momentů m a na poměrné normálové síle n . Pokud nejsou podrobnější údaje, lze podle EN 1992-1-1 předpokládat $A = 0,7$, $B = 1,1$, $C = 0,7$, takže $\lambda = 10,8 \sqrt{n}$.

Další kritéria jsou stanovena pro svislé konstrukce z oceli, dřeva a zdíva.

Pro svislé nosné prvky jsou v normativních předpisech uvedena doporučení pro minimální rozměr. Podle Eurokódu EN 1992-1-1 se pro monolitické železobetonové sloupy doporučuje minimální rozměr 0,20 m.

Posunutí svislých konstrukcí

Některé svislé nosné konstrukce plní funkci ztužující a přenášejí vodorovná zatížení, viz obr. 3.20. Doporučená normativní kritéria pro omezení vodorovných deformací jsou uvedena v tabulce 3.2.



Obr. 3.20 Deformace a vodorovná posunutí konstrukce podle ČSN EN 1990.

Tab. 3.2 Mezní hodnoty vybraných vodorovných deformací podle ČSN 73 1401.

Prvky stěn		
– příčle zasklení	– sloupky a paždíky Vrcholy	$L/200$
sloupů budov bez jeřábů od zatížení větrem	– jednopodlažní haly	$L/250 - L/300$
– jednopodlažní budovy		$H/150$
– vícepodlažní budovy	– v každém podlaží	$H_i/300$
– pro konstrukci jako celek		$H/500$

4 NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

4.1 ÚVOD

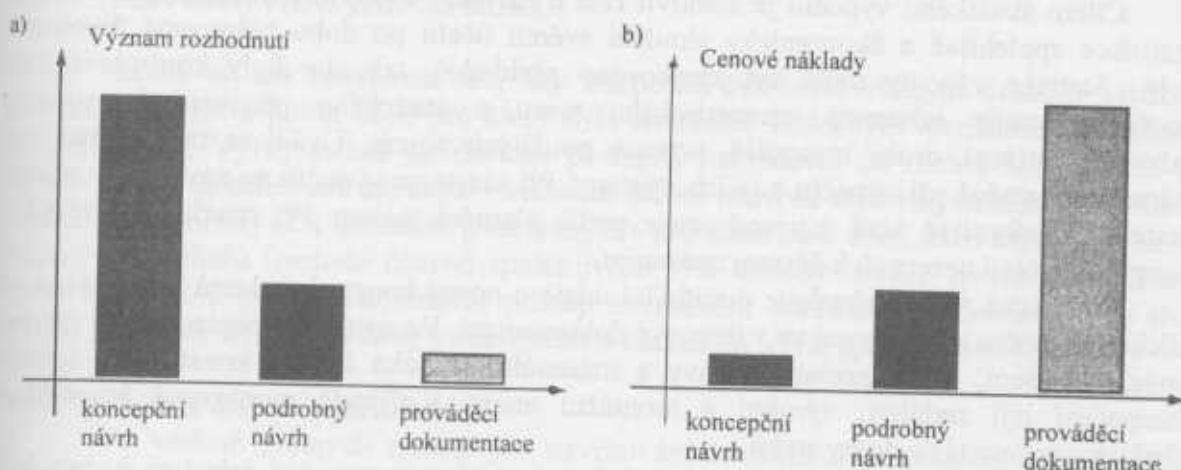
Návrh nosné konstrukce musí zahrnovat řadu hledisek, mezi které patří funkce a provoz stavby, architektonické stavebně konstrukční řešení, technologické a technické vybavení, podmínky zakládání, provádění a údržby. Na návrhu konstrukce spolupracuje řada profesi (architekt, projektant, statik).

Cílem návrhu je zabezpečit

- bezpečnost,
- funkčnost stavby po celou dobu její plánované životnosti,
- trvanlivost,
- estetické prostředí.

Z hlediska dispozice se určuje rozměrové uspořádání stavby, nosný systém včetně materiálů a ztužující konstrukce.

Z obr. 4.1 je patrný klesající význam rozhodnutí ve fázi koncepčního návrhu, podrobného návrhu až po prováděcí dokumentaci. Cenové náklady na vypracování jednotlivých etap projektu mají opačnou, vzrůstající tendenci.



Obr. 4.1 Schéma významu rozhodnutí v jednotlivých stádiích navrhování a velikost nákladů.

Při návrhu konstrukce se uvažují další hlediska, jako jsou dostupnost materiálů, podmínky výroby, dopravy a protipožární ochrana. Navržená konstrukce musí splňovat také hledisko ekonomické. Cena konstrukce je ovlivněna mnoha faktory, mezi které patří druhy použitých materiálů, pracnost výstavby. Využívají se prostorové konstrukční systémy, nové druhy nosných prvků (tenkostenné, ocelobetonové, z vysokopevnostních materiálů). Při návrhu se mohou aplikovat výstižnější modely odolnosti konstrukce a účinků zatižení, použít progresivní materiály nebo konstrukční řešení. Návrh konstrukce by měl vycházet ze zhodnocení většího počtu variant řešení se snahou o optimalizaci.

4.2 PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE

Právním podkladem pro projektovou dokumentaci je stavební zákon č. 109/2001, který je doplněn řadou dalších zákonů a vyhlášek. Úplná novela stavebního zákona se připravuje několik let, v současné době je ve fázi připomírkování a schvalování. Nejprve se zpracovává územně plánovací dokumentace, kde se specifikují základní požadavky na výstavbu v dané oblasti. Projektová dokumentace konkrétní stavby musí být v souladu s těmito požadavky. V jednotlivých etapách přípravy stavby se zpracovává

- dokumentace k žádosti o stavební povolení, která obsahuje stavebně technické řešení stavby včetně statických výpočtů a výkresů,
- dokumentace prováděcí, která se zpracovává na základě projektu pro stavební povolení, obsahuje výrobní dokumentaci potřebnou pro provedení nosné konstrukce, výkresy detailů, výkazy materiálů. Prováděcí dokumentaci většinou zajišťuje zhotovitel stavby. Na vypracování projektové dokumentace se běžně uzavírá mezi investorem a projektantem smlouva, kde jsou jednotlivé náležitosti specifikovány. Součástí projektové dokumentace nosné konstrukce je
- statický výpočet,
- technická zpráva,
- výkaz materiálu,

- přehledné výkresy (pohledy a řezy nosnou konstrukcí, které umožňují vytvoření jasné představy o skladbě a funkci celé konstrukce, většinou v měřítku 1:50 až 1:500),
- výkresy detailů (důležité detaily konstrukce v měřítku 1:10 až 1:15)

Cílem statického výpočtu je stanovit tvar a rozměry všech částí konstrukce tak, aby konstrukce spolehlivě a ekonomicky sloužila svému účelu po dobu plánované životnosti stavby. Statické výpočty musí být zpracovány přehledně, tak aby byly kontrolovatelné. Výpočet zahrnuje schémata geometrického tvaru a statického působení konstrukce, uvažovaná zatížení, druhy materiálů, seznam použitych norem. Uvádí se také softwarové programy uplatněné při výpočtu a jejich výstupy. Při vlastním výpočtu se navrhují a ověřují konstrukce, jednotlivé části a nosné prvky podle platných norem. Při navrhování se vždy postupuje od částí nesených k částem nesoucím.

Technická zpráva obsahuje doplňující údaje o nosné konstrukci, která je navržená ve statickém výpočtu a zobrazená ve výkresové dokumentaci. Ve zprávě se popisuje účel stavby, dispoziční řešení, volba nosné soustavy a materiálů, statická funkce konstrukce, způsob zabezpečení její stability, výrobní a montážní etapy, v případě montované konstrukce požadavky na montáž a druhy styků.

Výrobní dokumentaci pro vlastní realizaci stavby zpracovává výrobce konstrukce nebo dodavatel stavby, obsahuje výrobní výkresy, výkaz materiálu, výkaz dílců, postup montáže.

Za správnost a úplnost zpracované projektové dokumentace a také za proveditelnost stavby podle této dokumentace zodpovídá projektant, který musí mít příslušný průkaz odborné způsobilosti od ČKAIT (Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě).

4.3 NORMY PRO NAVRHOVÁNÍ

Normy nejsou u nás obecně závazné, nejsou tedy považovány za právní dokumenty a není stanovena obecná povinnost jejich dodržování. Tato povinnost vzniká, jestliže k tomu dá pokyn zaměstnavatel (pak je to pracovně právní povinnost), na základě smluvních vztahů mezi účastníky obchodního vztahu (např. klient a dodavatel), rozhodnutím správního orgánu (např. pro vydání stavebního povolení požaduje stavební úřad dodržování technických norem), právními předpisy, které se mohou odkazovat na ČSN (např. ve Vyhlášce Ministerstva pro místní rozvoj č. 137/1998 o technických požadavcích na výstavbu).

V současné době se mohou v ČR navrhovat stavební konstrukce podle systému norem ČSN nebo předběžných norem Eurokódů ENV. Transformace předběžných norem ENV na normy EN je již téměř dokončena, nyní se u nás postupně vydávají jako normy ČSN EN. Po vydání uceleného souboru norem ČSN EN se platnost předběžných Eurokódů ČSN ENV u nás zruší. Pak se budou po přechodné období na našem území navrhovat konstrukce podle systému ČSN nebo ČSN EN. Očekává se však, že se přiblížně do roku 2010 platnost většiny ČSN pro navrhování konstrukcí zruší a konstrukce se u nás i téměř v celé Evropě budou navrhovat podle jednotných postupů. Tyto postupy se budou odlišovat jen v případech, v nichž to evropské normy připouštějí. Týká se to zejména oblasti specifických vlivů prostředí (klimatická zatížení) a úrovně národní bezpečnosti staveb. Přehled materiálově zaměřených Eurokódů EN 1992 až EN 1996 a EN 1999, které se budou na našem území používat pro navrhování staveb uvádí příloha A.

Kromě evropských norem se do systému našich norem přejimají také vybrané mezinárodní normy ISO, pro zásady navrhování konstrukcí je to ISO 2394. Tato norma byla důležitým podkladovým dokumentem během tvorby EN 1990. Další důležitou

normou, jejíž vydání se v ČR připravuje, je norma ISO 13822 pro hodnocení existujících konstrukcí.

4.4 NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

Stavba se má navrhovat tak, aby bezpečně odolávala různým druhům zatížení a vlivům prostředí a plnila účel, pro který byla navržena. Důležitým hlediskem je zachování hospodárnosti. Vývoj metod navrhování postupně pokračoval od metod historických přes různé metody uplatňované zejména v minulém století (metoda dovolených namáhání, metoda stupně bezpečnosti) až k metodám používaným v převážné míře dnes, mezi které patří metoda dílčích součinitelů (metoda úrovně spolehlivosti I) a metody úrovně spolehlivosti II a III, které se snaží o pravděpodobnostní přístup navrhování konstrukcí. Jednotlivé typy těchto metod jsou podrobně vysvětleny ve skriptech o základech teorie spolehlivosti [23].

4.4.1 Metoda dílčích součinitelů

Ve většině platných norem pro navrhování konstrukcí se používá metoda dílčích součinitelů, která je zatím nejdokonalejší metodou normativních předpisů pro ověřování spolehlivosti konstrukcí (často nepřesně označovaná jako metoda mezních stavů).

Při navrhování konstrukce se vychází z podmínky

$$E_d(F_d, f_d, a_d, \theta_d) < R_d(F_d, f_d, a_d, \theta_d) \quad (4.1)$$

kde účinek zatížení E_d a odolnost konstrukce R_d jsou stanoveny na základě návrhových hodnot základních veličin pro zatížení F_d , vlastnosti materiálů f_d , geometrické rozměry a_d a modelové nejistoty θ_d . Návrhové hodnoty se určují na základě charakteristických hodnot základních veličin (F_k, f_k, a_k, θ_k), dílčích součinitelů γ , součinitelů ψ a dalších prvků spolehlivosti. Spolehlivost konstrukce je tedy v metodě dílčích součinitelů zabezpečována soustavou dílčích součinitelů a dalších prvků spolehlivosti.

Metoda dílčích součinitelů zpravidla navazuje na koncepcí mezních stavů. V souladu s touto koncepcí je chování konstrukce ověřováno prostřednictvím určeného počtu mezních stavů, které oddělují stav pro konstrukci příznivý od stavu nepříznivého (při překročení mezního stavu nejsou splněna požadovaná kritéria).

Rozlišují se dvě základní kategorie mezních stavů.

Mezní stavy únosnosti, při kterých se ověřuje zejména

- ztráta statické rovnováhy, dosažení maximální únosnosti průřezů, prvků nebo konstrukčních styků, nadměrné deformace, nestabilita konstrukce nebo její části
- nenadálá transformace konstrukčního systému do nového systému (nestabilního).

Při mezních stavech únosnosti se prokazuje, že návrhový účinek zatížení je menší než návrhová únosnost konstrukce. Překročení mezního stavu únosnosti je téměř vždy nevratný děj, který vede k poruše konstrukce.

Mezní stavy použitelnosti zahrnují

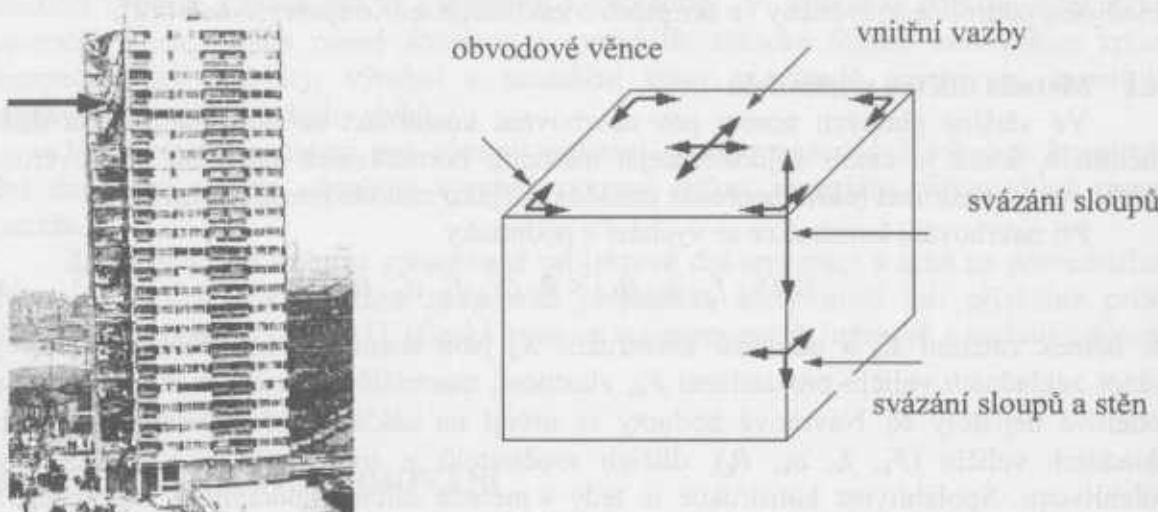
- lokální porušení, které snižuje životnost konstrukce, ovlivňuje užitkovost nebo vzhled konstrukce nebo nenosných částí; opakující se zatížení může způsobit lokální porušení;
- nepřijatelné deformace;
- nadměrné kmitání, které ovlivňuje pohodu uživatelů, nenosné části nebo funkci vybavení
- estetické hledisko (deformace, trhliny).

Při mezních stavech použitelnosti se prokazuje, že konstrukce bude v běžném provozu dobrě plnit svou funkci. Většinou se určují průhyby, vodorovná posunutí, kmitání konstrukce,

šířky trhlin, které se porovnávají s určitou mezní hodnotou danou normativním předpisem. Sleduje se, že nedojde k porušení nenosných částí stavby nebo k omezení provozu.

Další informace o metodě dilčích součinitelů, o jednotlivých typech mezních stavů, postupech stanovení reprezentativních a návrhových hodnot zatížení a materiálových vlastností jsou podrobně uvedeny v části A tétoho skriptu.

Důležitým požadavkem na stavbu je zachování celistvosti (robustnost) konstrukce. Konstrukce má být navržena a provedena tak, aby se neporušila způsobem nepřiměřeným přičinění (např. požár, výbuch, náraz, lidské chyby). Na obr. 4.2 je uveden příklad výškové budovy (Ronan Point, UK, 1960), jejíž celá levá část se v důsledku výbuchu plynu ve vyšším podlaží náhle zřítila. Schéma zajištění celistvosti konstrukce vytvořením dostatečných vazeb mezi nosnými prvky je ukázáno na pravé části obrázku.



Obr. 4.2 Požadavek na celistvost (robustnost) konstrukce.

4.4.2 Výpočetní modely

Při navrhování se skutečné chování konstrukce idealizuje, používají se různé výpočetní modely, které musí být dostatečně výstižné pro účel ověřování. Analýzu konstrukce je možno provádět ve třech úrovních při použití různých modelů: globální analýza celé konstrukce, analýza prvku nebo lokální analýza.

Při globální analýze se v konstrukci určuje soustava vnitřních sil nebo napětí, které jsou v rovnováze s příslušně určeným souborem zatížení konstrukce a závisí na geometrických, konstrukčních a materiálových vlastnostech. Cílem analýzy nosného prvku je stanovit vnitřní síly v jednotlivých prvcích s uvázením možné interakce s dalšími prvky a okrajových podmínek (vliv uložení). Při lokální analýze se určují vnitřní síly nebo napětí v určitém průřezu (např. se ověřuje místní namáhání od soustředěného zatížení).

Analýza konstrukce nebo prvku se člení

- podle vlivu deformací na
 - analýzu I. řádu (uvažuje se nepřetvořená konstrukce)
 - analýzu II. řádu (uvažuje se přetvořená konstrukce, vždy se používá při řešení únosnosti při ztrátě stability)
- podle materiálového chování na
 - řešení v oblasti lineární (platnost Hookova zákona)
 - řešení nelineární (pružnoplasticke řešení, kde se analyzuje rozvoj plastických oblastí v průřezech, tuhoplastické řešení, při kterém se sleduje vznik

plasticích kloubů). V závislosti na materiálových vlastnostech se při analýzách konstrukce nebo nosného prvku zpravidla rozlišuje:

lineárně pružná analýza: pružná analýza konstrukce založená na lineárních vztazích mezi napětím a deformací, nebo mezi ohybovým momentem a křivostí

nelineární analýza: analýza konstrukce, při níž se uvažují nelineární deformační vlastnosti materiálů

ideálně pružnoplastická analýza: analýza konstrukce, při níž se uvažují vztahy mezi momentem a křivostí, které se skládají z lineárně pružné části doplněné plastickou částí bez zpevnění

pružnoplastická analýza: analýza konstrukce, při níž se uvažují vztahy mezi napětím a deformací nebo momentem a křivostí, které se skládají z lineární pružné části doplněné plastickou částí se zpevněním, nebo bez zpevnění

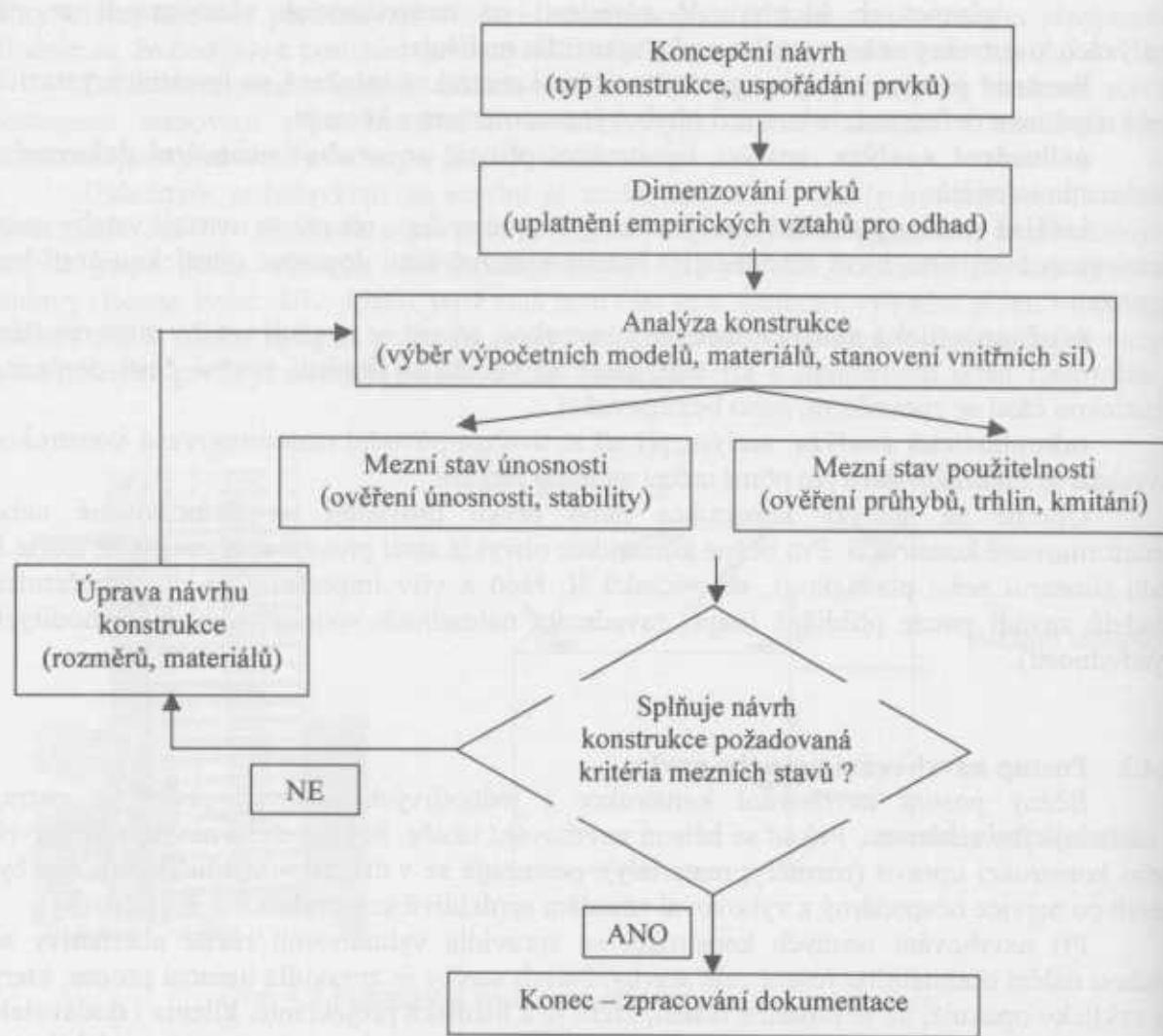
tuhoplastická analýza: analýza, při níž se uvažuje původní nedeformovaná konstrukce a vychází se z mezních stavů pro přímé určení mezního zatížení

Obecně se analýzy konstrukce nebo prvku provádějí na deformované nebo nedeformované konstrukci. Pro běžné konstrukce obvykle stačí provést analýzu podle teorie I. řádu (lineární nebo plastickou), vliv účinků II. řádu a vliv imperfekcí se do výpočetních modelů zavádí pouze přibližně (např. zavedením náhradních vodorovných sil, nahodilých výstředností).

4.4.3 Postup navrhování nosného prvku

Běžný postup navrhování konstrukce i jednotlivých nosných prvků je patrný z následujícího schématu. Pokud se během navrhování ukáže, že je potřeba navrhovaný prvek nebo konstrukci upravit (rozměry, materiály), postupuje se v diagramu cyklicky, tak aby byl návrh co nejvíce hospodárný a vyhovoval zásadám spolehlivé konstrukce.

Při navrhování nosných konstrukcí se zpravidla vyhodnocují různé alternativy se snahou nalézt optimálního řešení celé stavby. Návrh stavby je zpravidla iterační proces, který se cyklicky opakuje, až se dosáhne řešení, které je z hlediska projektanta, klienta i dodavatele optimální. Hodnotícím kritériem dosažení nejlepšího řešení je např. úroveň spolehlivosti konstrukce, spotřeba materiálů, doba výstavby, finanční náklady na realizaci, na provoz a údržbu.



4.4.4 Odhad rozměrů nosných prvků

Pro první návrh nosných prvků stropních konstrukcí se používají různé empirické vztahy. V následující tabulce 4.1 jsou uvedeny orientační rozměry železobetonových desek, které lze použít pro počáteční (orientační) odhad rozměrů. Orientační rozměry dalších druhů nosných prvků je možné nalézt v literatuře na konci části B.

Tab. 4.1 Orientační hodnoty rozměrů železobetonových desek^{*}

Typ nosného prvku	výška desky h (orientačně)	min. tloušťka h_{\min}
Jednosměrně působící desky		
– prostě uložené	$l_1/25 - l_1/20$	50 mm
– spojité nebo vetknuté	$l_1/33 - l_1/30$	50 mm do sv. 1 m 60 mm do sv. 1,5 m 70 mm nad sv. 1,5 m
– konzolové	$l_1/10$	50 mm
Obousměrně působící desky, plný průřez		100 mm
– prostě uložené	$l_1/33$	
– vetknuté – plně	$1,2(l_1 + l_2)/105$	100 mm
– pružně	$l_1/40$	
Typ nosného prvku	výška desky h (orientačně)	min. tloušťka h_{\min}

Obousměrně působící desky, vylehčené kazetové - prostě uložené - větknuté plně nebo pružně	$l_1/20$ $l_1/25$	
Lokálně podepřené - bezhrnové - hrnové	$l_2/33$ $(l_2 - 2c/3)/35$	160 mm 120 mm

^a l_1 a l_2 jsou osové vzdálenosti sloupů, kde l_1 je menší rozpětí, u konzoly vyložení, c je účinná výška viditelné hlavice

V tabulce 4.2 jsou uvedeny orientační rozměry železobetonových nosníků, které lze použít při navrhování pro počáteční (orientační) odhad rozměrů.

Tab. 4.2 Orientační hodnoty rozměrů železobetonových nosníků.

Nosný prvek o rozpětí l	výška nosníku h	šířka b
Trámy prostě uložené a spojité - zatižené užitným zatižením - střešní	$l/15 - l/12$ $l/17 - l/14$	$(0,33 - 0,44) h$ $(0,33 - 0,44) h$
konzolové - zatižené užitným zatižením - střešní	$l/5$ $l/10$	$(0,33 - 0,4) h$ $(0,33 - 0,4) h$
Průvlaky - zatižené užitným zatižením - střešní	$l/12 - l/8$ $l/14 - l/12$	$(0,3 - 0,5) h$ $(0,3 - 0,5) h$

Pro odhad průřezové plochy železobetonového sloupu lze použít vztah

$$A_c = \frac{\sum N_d}{0,8 f_{cd} + \rho_s f_{sd}} \quad (4.2)$$

kde N_d je návrhová hodnota zatižení, které má sloup nést, f_{cd} je návrhová pevnost betonu v tlaku a ρ_s je procento využití průřezu (lze uvažovat přibližně 1 %).

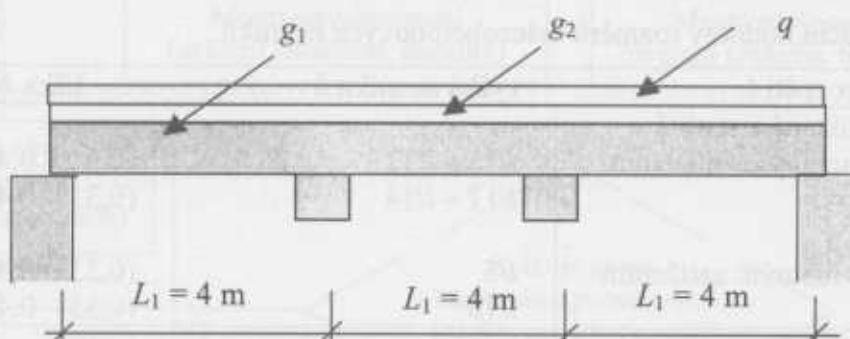
Při navrhování sloupu (popř. jiného štíhlého svislého prvku) je třeba ověřit, zda je splněna podmínka, že ohybová štíhlosť λ ověřovaného prvku je nižší než mezní kritérium λ_{lim} , tedy splnění podmínky $\lambda < \lambda_{lim}$. Pro prostý beton se doporučuje mezní štíhlosť $\lambda_{lim} = 80$, pro železobeton $\lambda_{lim} = 150$ (v případě malé výstřednosti pak $\lambda_{lim} = 25$).

Odolnost konstrukce i jednotlivých nosných prvků se určí na základě příslušných fyzikálních modelů chování konstrukce, stanovi se účinky působících zatižení. Příklady určení zatižení na základní nosné prvky a postup návrhu ocelového táhla a nosníku jsou ukázány v kapitole 5.

5 PŘÍKLADY NÁVRHU NOSNÝCH PRVKŮ

Následující příklady ukazují postup výpočtu zatížení prvků železobetonového stropu a stěny, a návrh ocelového táhla a stropnice.

Příklad 5.1 Stanovte zatížení působící na nosné prvky stropní konstrukce a obvodovou stěnu v kancelářských prostorách, jestliže se bude ověřovat konstrukce z hlediska mezního stavu únosnosti (STR). Železobetonová deska je podepřena železobetonovými průvlaky o osové vzdálenosti 4 m a délce 6 m, které jsou prostě uloženy na příčných stěnách. Zatížení skladbou podlahy uvažujte $1,5 \text{ kN/m}^2$. Rozměry desky a průvlaku odhadněte na základě orientačních vztahů uvedených v kapitole 4, tloušťka železobetonové stěny je 0,25 m. Určete zatížení v patě stěny, jestliže je železobetonová stěna zatížena ze čtyř shodných podlaží.



Obr. 5.1 Železobetonová stropní konstrukce.

Stanovení orientačních rozměrů železobetonové desky a průvlaku

Přibližná výška spojité desky se zvolí na základě tab. 4.1: $h_1 = L_1/30 = 4/30 = 0,14 \text{ m}$, výška průvlaku (prostý nosník) podle tab. 4.2: $h_2 = L_2/12 = 6/12 = 0,5 \text{ m}$, šířka průvlaku je asi $0,4 h_2$, tedy $b = 0,2 \text{ m}$.

Výpočet zatížení na železobetonovou desku

Nejprve se vypočítá vlastní tíha na 1 m^2 železobetonové desky. Charakteristická hodnota vlastní tíhy $g_{k,1}$ desky o výšce $h_1 = 0,14 \text{ m}$ a objemové tuze železobetonu $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ se stanoví jako

$$g_{k,1} = h_1 \rho = 0,14 \times 25 = 3,5 \text{ kN/m}^2$$

Zatížení stálé skladbou podlahy je odhadnuto hodnotou $g_{k,2} = 1,5 \text{ kN/m}^2$. Zatížení užitné pro kategorii B (kancelářské prostory) je $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ (podle ČSN EN 1991-1-1).

Pro výpočet kombinace zatížení v mezním stavu únosnosti typu STR se podle doporučení ČSN EN 1990 uvažuje méně příznivý z následujících dvou výrazů stanovených na základě vztahů (1.13), (1.14) z části skript A

$$\sum_{j=1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \quad (5.1)$$

$$\sum_{j=1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (5.2)$$

kdy se návrhová hodnota rovnoměrného zatížení f_d pro stálá zatížení g_1 a g_2 a užitné q stanovi

$$f_{d1} = \gamma_G g_{k,1} + \gamma_G g_{k,2} + \gamma_Q \psi_0 q_k \text{ nebo} \quad (5.3)$$

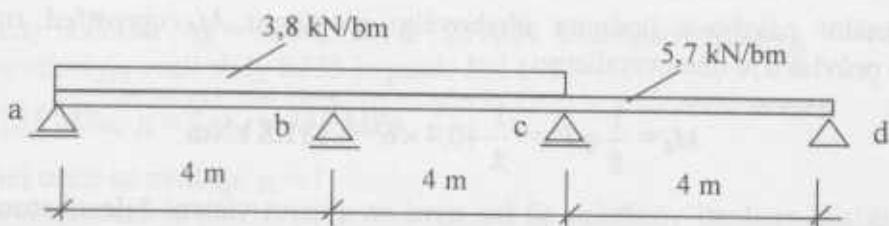
$$f_{d2} = \gamma_G \xi g_{k,1} + \gamma_G \xi g_{k,2} + \gamma_Q q_k \quad (5.4)$$

kde je redukční součinitel $\xi = 0,85$ a kombinační součinitel ψ_0 pro kancelářské prostory $\psi_0 = 0,7$. Dílčí součinitele pro stálá zatížení jsou $\gamma_G = 1,35$, pro proměnná $\gamma_Q = 1,5$. Vypočítané charakteristické a návrhové hodnoty stálých a užitných zatížení jsou uvedeny v tabulce 5.1.

Vypočítané hodnoty zatížení je třeba na spojitém nosníku o třech polích uspořádat tak, aby vyvolané účinky zatížení byly v uvažovaných průřezech rozhodující. Na základě těchto účinků se pak navrhne výztuž železobetonového nosníku a posoudí, zda je jeho únosnost dostatečná.

Tab. 5.1 Charakteristické a návrhové hodnoty zatížení v kN.

Zatížení	$g_{k,1}$	$g_{k,2}$	q_k	$g_{d,1}$	$g_{d,2}$	q_d
(5.3)	3,5	1,5	2,5	$1,35 \times 3,5 = 4,7$	$1,35 \times 1,5 = 2$	$1,5 \times 0,7 \times 2,5 = 2,6$
(5.4)	3,5	1,5	2,5	$1,35 \times 0,85 \times 3,5 = 4$	$1,35 \times 0,85 \times 1,5 = 1,7$	$1,5 \times 2,5 = 3,8$



Obr. 5.2 Příklad uspořádání užitného zatížení pro výpočet podporového momentu v bodě b.

Maximální podporový moment v bodě b lze určit na základě zatížení uspořádaného podle obr. 5.2 a s použitím rozhodujícího vztahu (5.4):

$$M_{d,b} = (-0,1167)g_dL^2 + (-0,1)q_dL^2 = (-0,1167) \times (4+1,7) \times 5^2 + (-0,1) \times 3,8 \times 5^2 = -16,2 \text{ kNm}$$

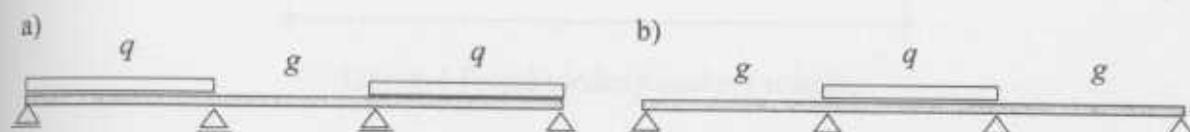
Kde hodnoty součinitelů jsou stanoveny na základě Statických tabulek (viz také přibližné hodnoty v kap. 4). Pro výpočet momentů lze samozřejmě použít různé softwarové produkty.

Podobně mezipodporové momenty se určí na základě následujících vztahů:

$$M_{d,ab} = -0,08g_dL^2 + 0,1012q_dL^2 = 0,08 \times (4+1,7) \times 5^2 + 0,1012 \times 3,8 \times 5^2 = 21,01 \text{ kNm}$$

$$M_{d,bc} = 0,025g_dL^2 + 0,075q_dL^2 = 0,025 \times (4+1,7) \times 5^2 + 0,075 \times 3,8 \times 5^2 = 10,69 \text{ kNm}$$

kde rozhodující uspořádání pro mezipodporový moment v prvním poli $M_{d,ab}$ je patrný z obr. 5.3a, pro mezipodporový moment v druhém poli $M_{d,bc}$ na z obr. 5.3b.



Obr. 5.3 Uspořádání užitného zatížení pro výpočet mezipodporových momentů.

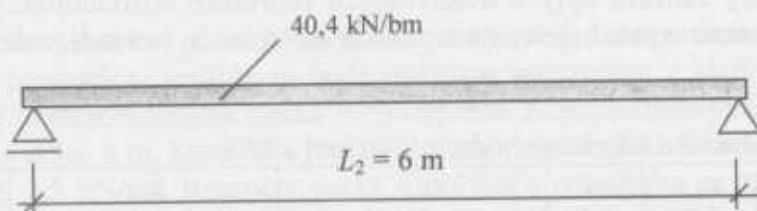
Výpočet zatížení průvlaku

Na prostě uložený průvlak o výšce $h_2 = 0,5$ m působi zatížení deskou z příslušné zatěžovací šířky průvlaku (4 m) a vlastní tíha průvlaku o šířce $b = 0,2$ m. Návrhová hodnota zatížení se stanoví

$$f_{d2} = f_{d1} (L_1 + L_2)/2 + \gamma_G b\rho (h_2 - h_1)$$

$$f_{d2} = (4+1,7+3,8) \times 4 + 1,35 \times 0,2 \times 25 \times (0,50 - 0,14) = 40,4 \text{ kN/bm}$$

Statické schéma průvlaku a zatížení je naznačeno na obr. 5.4.



Obr. 5.4 Statické schéma pro výpočet vnitřních sil průvlaku.

Maximální návrhová hodnota ohybového momentu M_d uprostřed rozpětí prostě podepřeného průvlaku je dána vztahem

$$M_d = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{1}{8} 40,4 \times 6^2 = 181,8 \text{ kNm}$$

Na základě znalosti vnitřních sil lze nyní navrhnout vlastní železobetonový průvlak, což však již nebylo zadáno.

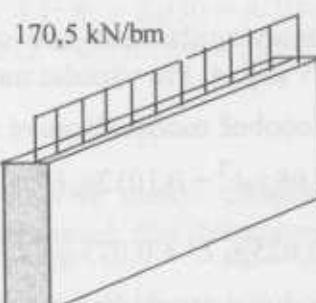
Výpočet zatížení v patě železobetonové stěny

Výpočet zatížení v patě obvodové železobetonové stěny tloušťky $t = 0,25 \text{ m}$, která je zatížena stejným zatížením ze čtyř podlaží $n = 4$ (rozdílné zatížení střechou se zde neuvažuje). Výška podlaží se předpokládá $L = 2,8 \text{ m}$.

$$E_{d4} = (E_{d2} L_1/2 + \gamma_G t L \rho) n$$

$$E_{d4} = (9,5 \times 4/2 + 1,35 \times 0,25 \times 2,8 \times 25) \times 4$$

$$E_{d4} = 170,5 \text{ kN/bm}$$



V patě obvodové železobetonové stěny působí rovnoměrné zatížení 170,5 kN/bm.

Příklad 5.2 Navrhněte ocelové táhlo z oceli třídy S235 zatížené stálým zatížením $G_k = 600 \text{ kN}$ a užitným $Q_k = 400 \text{ kN}$. Dílčí součinitele zatížení uvažujte podle doporučení ČSN EN 1990 ($\gamma_G = 1,35$, $\gamma_Q = 1,5$), kombinační součinitel $\psi_0 = 0,7$, redukční součinitel $\xi = 0,85$.

Pro táhlo lze zapsat podmínu spolehlivosti

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

kde N_{Rd} je návrhová odolnost táhla a N_{Ed} jsou účinky zatížení. Nejprve je třeba stanovit návrhovou hodnotu normálové síly v táhle. Ze vztahů (5.1) a (5.2) plyne

$$N_{Ed} = \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_0 Q_k = 1,35 \times 600 + 1,5 \times 0,7 \times 400 = 1230 \text{ kN},$$

$$N_{Ed} = \xi \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 0,85 \times 1,35 \times 600 + 1,5 \times 400 = 1288,5 \text{ kN}$$

Rozhoduje tedy hodnota $N_{Ed} = 1288,5 \text{ kN} \equiv 1289 \text{ kN}$. Charakteristická f_y a návrhová pevnost f_{yd} oceli třídy S235 je podle EN 1993-1-1

$$f_y = 235 \text{ MPa}, \gamma_s = 1, f_{yd} = 235 \text{ MPa}$$

dílčí součinitel oceli se uvažuje $\gamma_s = 1$.

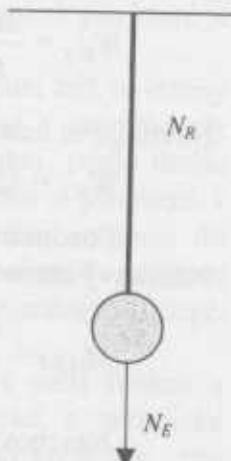
Potřebná průřezová plocha táhla A se stanoví ze vztahu

$$A = N_{Ed}/f_{yd} = 1,289/235 = 0,0055 \text{ m}^2.$$

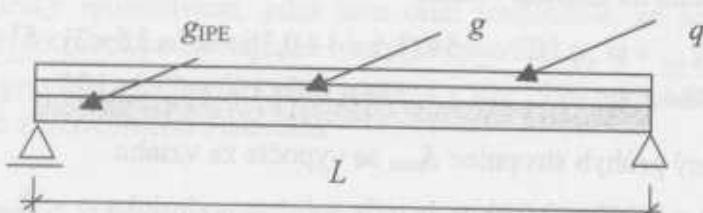
Navrhne se ocelové táhlo průměru 90 mm. Navržené táhlo se posoudí:

$$N_{Ed} = 1,41 \text{ MN} \leq N_{Rd} = A f_{yd} = 3,14 \times 0,045^2 \times 235 = 1,49 \text{ MN}.$$

Navržený průřez táhla vyhovuje.



Příklad 5.3 Prostě uložená stropnice o rozpětí 5 m z válcovaného průřezu IPE A z oceli třídy S235 je zatížená rovnoměrně rozloženým stálým zatížením $g_k = 4 \text{ kN/m}^2$ a užitným zatížením $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ pro kategorii C, vzdálenost stropnic je $d = 3,5 \text{ m}$. Navrhněte průřez stropnice, jestliže se předpokládá, že je zajištěna proti ztrátě příčné a torzní stability (klopení).



Obr. 5.4 Prostě uložený ocelový nosník.

Návrh nosníku pro mezní stav únosnosti

Při návrhu se předpokládá nosník IPE 240 (vlastní tíha nosníku $g_{IPE} = 0,31 \text{ kN/m}$). Maximální návrhový moment od účinků vnějšího zatížení podle vztahů (5.1) a (5.2):

$$M_{Ed1} = 1/8 (\gamma_G g_k d + \gamma_G g_{IPE} + \gamma_Q \psi_0 q_k d) L^2$$

$$M_{Ed2} = 1/8 (\xi \gamma_G g_k d + \gamma_G g_{IPE} + \gamma_Q q_k d) L^2$$

$$M_{Ed1} = 1/8 \times (1,35 \times 4 \times 3,5 + 1,35 \times 0,31 + 1,5 \times 0,7 \times 3 \times 3,5) \times 5^2 = 94,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed2} = 1/8 \times (0,85 \times 1,35 \times 4 \times 3,5 + 1,35 \times 0,31 + 1,5 \times 3 \times 3,5) \times 5^2 = 100,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = 100,7 \text{ kNm}$$

Materiálové vlastnosti nosníku jsou stejné jako v příkladě 5.2. Podle zadání je nosník zajištěný proti ztrátě stability, hledá se nutný plastický průřezový modul $W_{pl,y}$ podle vztahu

$$W_{pl,y} = \frac{M_{Ed}}{f_y} = \frac{100,7 \times 10^6}{235} = 428,5 \times 10^3 \text{ mm}^3.$$

Navrhujeme nosník IPE 270 s následujícími charakteristikami

$$W_{pl,y} = 428,9 \times 10^3 \text{ mm}^3, m = 36,1 \text{ kg/m.}$$

Posouzení nosníku IPE A 270:

Návrhový moment únosnosti průřezu se stanoví ze vztahu

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_m} = \frac{428,9 \times 10^3 \times 235}{1} = 100,79 \text{ kNm}$$

Návrhový moment od účinků vnějšího zatížení se o něco zvětšil, neboť vlastní těž nosníku IPE 300 je vyšší než u původně předpokládaného nosníku IPE 240 v počátečním návrhu

$$M_{Ed} = 1/8 \times (1,35 \times 4 \times 3,5 + 1,35 \times 0,361 + 1,5 \times 3 \times 3,5) \times 5^2 = 109,8 \text{ kNm.}$$

Nosník na ohyb vyhoví, neboť $M_{pl,Rd} > M_{Ed}$

Návrh nosníku pro mezní stav použitelnosti

Průhyb ocelového nosníku se stanoví na základě charakteristické kombinace zatížení podle výrazu (1.17) z části A, doporučené pro ověření mezního stavu použitelnosti vztahem

$$\sum g_{kj}'' + q_{kj} \quad (5.5)$$

kde dílčí součinitele zatížení jsou rovny jedné. Průhyb od účinků stálého a proměnného zatížení y_1 se vypočítá na základě vztahu

$$y_1 = \frac{5(g_1 + g_{IPE} + \psi_o q)L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times (3,5 \times 4 + 0,36 + 0,7 \times 3,5 \times 3) \times 5^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 57,9 \times 10^{-6}} = 0,0144 \text{ m.}$$

Největší doporučený průhyb stropnice δ_{max} se vypočte ze vztahu

$$\delta_{max} = L/250 = 5/250 = 0,020 \text{ m, je tedy splněna podmínka } y_1 < \delta_{max}.$$

Průhyb y_2 od účinků pouze užitného zatížení q se vypočítá na základě

$$y_2 = \frac{5qL^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 3,5 \times 3 \times 5^4}{384 \times 210 \times 10^6 \times 57,9 \times 10^{-6}} = 0,005 \text{ m}$$

Největší doporučený průhyb stropnice od proměnných zatížení δ_2 se vypočte ze vztahu

$$\delta_2 = L/300 = 5/300 = 0,017 \text{ m, podmínka } y_2 < \delta_2 \text{ je tedy splněna.}$$

Navržený ocelový nosník na průhyb vyhovuje.

6 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Obecnými požadavky na stavby jsou spolehlivost, funkčnost, hospodárnost a architektonické požadavky (estetické podmínky). Základní stavební kostrou stavby je její konstrukční systém, který zabezpečuje přenos různých druhů zatížení a odolává nepříznivým vlivům prostředí. Zajišťuje, že během plánované životnosti slouží stavba požadovanému účelu s příslušnou úrovní spolehlivosti. Konstrukční systém je tvořen složitou soustavou nosných prvků, které jsou vzájemně propojeny a podílejí se na zajišťování funkcí, pro které je konstrukční systém navržen.

Nosné prvky jsou základními stavebními prvky celé konstrukce, musí být navrženy tak, aby bezpečně odolávaly všem zatížením bez nepřiměřených deformací a umožňovaly řádné využití stavby. Nosné prvky lze členit podle jejich polohy v konstrukci, podle druhu použitého materiálu, podle statického působení. S ohledem na jejich polohu a působení v konstrukci se člení na prvky vodorovné a svislé. Vodorovné prvky přenášejí zatížení do svislých nosných prvků (stěn, pilířů, sloupů, táhel). Svislé prvky poskytují podporu vodorovným nosným prvkům. Přenášejí svislá i vodorovná zatížení stropních, střešních, popř. i dalších vodorovných konstrukcí do základů.

Návrh nosné konstrukce musí zahrnovat řadu hledisek, mezi které patří funkce a provoz stavby, architektonické stavebně konstrukční řešení, technologické a technické vybavení, podmínky zakládání, provádění a údržby. Stavba se musí navrhovat tak, aby bezpečně odolávala různým druhům zatížení a vlivům prostředí a plnila účel, pro který byla navržena. Důležitým hlediskem je zachování hospodárnosti.

Odolnost nosných prvků i celé konstrukce se určuje na základě příslušných fyzikálních modelů chování konstrukce. Základní metodou pro navrhování konstrukci je metoda dílčích součinitelů, která je zatím nejdokonalejší metodou normativních předpisů pro ověřování spolehlivosti konstrukci. Stanovené účinky zatížení se porovnávají s odolností nosného prvku, popřípadě s omezujícím normativním kritériem (např. mezni napětí, mezni průhyb nebo šířka trhliny).

Příklady výpočtu účinků zatížení a odolnosti vybraných nosných prvků podle Eurokódů EN ukazují:

- shodné zásady a aplikační pravidla uvedená v základní normě EN 1990 a v dalších Eurokódech se používají při návrhu nebo posouzení nosných prvků z různých materiálů,
- základní prvky spolehlivosti, jako jsou dílčí součinitele, se používají při výpočtu libovolné konstrukce podle stejných obecných pravidel,

shodná kombinační pravidla pro zatížení poskytovaná v EN 1990 mohou být použita pro konstrukce vyrobené z libovolného materiálu.

PŘÍLOHA A – PŘEHLED EUROKÓDŮ EN

V současnosti jsou již první Eurokódy ČSN EN pro zásady navrhování a některé typy zatížení u nás publikované, po vydání ucelených souborů Eurokódů se začnou v ČR používat pro navrhování pozemních a inženýrských staveb, postupně nahradí současně platné ČSN pro navrhování konstrukcí. Přehled Eurokódů, které jsou materiálově zaměřené, a také Eurokódů pro zásady navrhování geotechnických konstrukcí a pro zatížení seismická uvádí tabulka A.1. Eurokód EN 1990 pro zásady navrhování a EN 1991 pro jednotlivé druhy zatížení jsou uvedeny v části A těchto skript.

Tabulka A.1 Eurokódy EN 1992 až EN 1996 a EN 1999 pro navrhování konstrukcí z jednotlivých materiálů.^{x)}

EN 1992 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí
EN 1992-1-1: Obecná pravidla pro pozemní a inženýrské stavby
EN 1992-1-2: Navrhování na účinky požáru
EN 1992-2: Mosty
EN 1992-3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
EN 1993 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí
EN 1993-1-1: Obecná pravidla
EN 1993-1-2: Navrhování konstrukcí na účinky požáru
EN 1993-1-3: Tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily
EN 1993-1-4: Konstrukce z korozivzdorné oceli
EN 1993-1-5: Odolnost a stabilita roviných deskostěnových konstrukcí bez příčného zatížení
EN 1993-1-6: Odolnost a stabilita skořepinových konstrukcí
EN 1993-1-7: Odolnost a stabilita roviných deskostěnových konstrukcí s příčným zatížením
EN 1993-1-8: Navrhování styčníků
EN 1993-1-9: Únavová odolnost ocelových konstrukcí
EN 1993-1-10: Výběr materiálů pro stanovení lomové odolnosti
EN 1993-1-11: Použití vysokopevnostních kabelů
EN 1993-2: Mosty
EN 1993-4-1: Zásobníky, nádrže a potrubí - zásobníky
EN 1993-4-2: Zásobníky, nádrže a potrubí – nádrže
EN 1993-4-3: Zásobníky, nádrže a potrubí - potrubí
EN 1993-5: Piloty
EN 1993-6: Jeřábové dráhy
EN 1993-7-1: Věže, stožáry a komínky – věže a stožáry
EN 1993-7-2: Věže, stožáry a komínky – komínky
EN 1994 – Eurokód 4: Navrhování ocelobetonových konstrukcí
EN 1994-1-1: Obecná pravidla
EN 1994-1-2: Navrhování na účinky požáru
EN 1994-2: Mosty
EN 1995 – Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí
EN 1995-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
EN 1995-1-2: Navrhování na účinky požáru
EN 1995-2: Mosty
EN 1996 – Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí
EN 1996-1-1: Pravidla pro využitěné a nevyužitěné zděvo
EN 1996-1-2: Navrhování na účinky požáru
EN 1996-1-3: Pravidla pro boční zatížení
EN 1996-2: Výběr a provádění zděva
EN 1996-3: Zjednodušené výpočetní metody a pravidla pro zděné konstrukce
EN 1999 – Eurokód 9: Navrhování hliníkových konstrukcí
EN 1999-1-1: Obecná pravidla
EN 1999-1-2: Navrhování na účinky požáru
EN 1999-2: Konstrukce náchylné na únavu

LITERATURA K ČÁSTEM A A B

Normy

- [1] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcií, ČSNI, 2004 (EN 1990 Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, CEN 2002).
- [2] ČSN P ENV 1991-1.
- [3] ISO 2394 General principles on reliability for structures (Obecné zásady spolehlivosti konstrukcií), ČSNI , 2003
- [4] ČSN EN 1991-1-1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcií - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové těhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb. ČSNI 2004
- [5] ČSN EN 1991-1-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcií - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcií vystavených účinkům požáru. ČSNI 2004
- [6] ČSN EN 1991-1-3: Eurokód 1 - Zatížení konstrukcií - Část 1-3: Obecná zatížení - Zatížení sněhem, vydání se očekává počátkem 2005
- [7] ČSN EN 1991-1-4: Eurokód 1: Zatížení konstrukcií - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem, očekává se vydání r. 2006.
- [8] ČSN EN 1991-1-7: Eurokód 1: Zatížení konstrukcií - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení, očekává se vydání r. 2007.
- [9] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1:
- [10] ČSN EN 1991-4 Eurokód 1:
- [11] ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcií - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, vydání se očekává v 2006
- [12] EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcií - Část 1-1: Obecná pravidla, vydání se očekává v 2006
- [13] EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcií - Část 1-1: Obecná pravidla, vydání se očekává v 2006
- [14] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí, ČSNI, 1988
- [15] ČSN 73 1401 Navrhování ocelových konstrukcií, ČSNI, 1998

Skripta

- [16] Michálek J.: Konstrukce pozemních staveb – obor KD, ČVUT, 1995
- [17] Studnička J.: Ocelové konstrukce 10, ČVUT, 2000
- [18] Hájek P. a kol.: Konstrukce pozemních staveb 10, Nosné konstrukce I, ČVUT, 2000
- [19] Studnička J., Macháček J.: Ocelové konstrukce 20, ČVUT, 2002
- [20] Studnička J., Holický M.: Zatížení staveb podle Eurokódů, str. 107, ČVUT, 2003
- [21] Lorenz K.: Kovové a dřevěné konstrukce II, ČVUT, 2003
- [22] Witzany J. a kol.: Konstrukce pozemních staveb 70, Prefabrikované konstrukční systémy a části staveb, ČVUT, 2003
- [23] Holický M., Marková J.: Základy teorie spolehlivosti a hodnocení rizik, ČVUT, 2005

Knižní publikace

- [24] Hořejší J., Šafka J.: Statické tabulky, Technický průvodce 51, SNTL, 1987
- [25] Procházka J. a kol.: Betonové konstrukce, Příklady navrhování podle EC 2, Procon, 1999
- [26] Gulvanessian, H., Calgaro, J.-A., Holický, M.: Designer's Guide to EN 1990, Eurocode: Basis of Structural Design; Thomas Telford, London, 2002
- [27] Narayanan R.S., Beeby A.W.: Introduction to Design for Civil Engineers, UK, 2001

ČÁST C – ZDĚNÉ KONSTRUKCE

1 ÚVOD ČÁSTI C

1.1 HISTORICKÝ VÝVOJ

Cihly jsou nejstarším umělým stavitelstvem, jehož historie počíná téměř se začátkem naší civilizace. Vznik nepálených cihel se datuje do období 10 000 – 8 000 BC. První památky na použití prvků z nepálené hlíny jsou v oblastech s nedostatkem jiného stavebního materiálu. Nejstarší zdící prvky, které mají nepravidelný bochníkový tvar, byly nalezeny v oblasti starověkého Jericha, v pozdějším období se na nich objevují otisky prstů po tvarování. Byly spojovány hliněnou maltou, díky nepravidelnému tvaru vznikalo zdivo s velmi širokými spárami. Prvním velkým pokrokem při výrobě cihel bylo použití dřevěné formy bud' v Mezopotámii



Obr. 1.1 Neolitické nepálené cihly – Jericho



Obr. 1.2 Egypt – nástěnná malba z Luxoru 1450, dřevěná forma a klenuté skladby obilí v chrámu Ramsese II

nebo Egyptě, kde se rozšířilo v období 5900 – 5300 BC. Cihly mají pravoúhlý tvar různých rozměrů, podle hmotnosti vhodné k manipulaci jednou či oběma rukama ale i více lidmi.

Pálené cihly se objevují v Mezopotámii, jejich řídký výskyt je již před lety 3100-2900 BC v městě Uruku – i když pálení keramiky bylo známo již po 4000 let. V teplém a suchém klimatu oblasti jednak nebyl k pálení důvod, jednak to byla otázka nákladů, které byly z počátku až třicetinásobné. Největšími zděnými stavbami staré Mezopotámie jsou monumentální stupňovité pyramidy – ziguraty. Jejich vnitřní část je z nepálených cihel, vnější z pálených. Používala se malta hliněná a u vnějších vrstev přírodní asfalt. Babylonský zigurat obsahoval například 36 milionů cihel, z toho byla asi 1/10 pálených.

Za krále Chamurabiho (1792-1759 BC) se hlavním městem Mezopotámie stává Babylon, je zničen Chetity 1595. Poté následuje řada obnov a nových zničení, největšího architektonického rozkvětu však dosahuje za Nabukadnezara II 604-562 BC. Jsou používány dokonale tvarované cihly, případně i opatřené mnohobarevnou glazurou. Význačnou památkou pozdního období je Dareiův palác v Suze v jihozápadním Iránu.



Obr. 1.3 Velký zigurat Choga Zanbil, délka půdorysné strany 67 m, cihly 350x150x100 mm



Obr. 1.4 Relief z chrámu v Suse – 12. stol. BC

Zděné konstrukce

Ve starém Řecku je použití cihelného zdiva nepříliš významné, používají se nepálené cihly k výplni hrázdených obydli, první pálené cihly v Evropě byly nalezeny ve vykopávkách kruhového chrámu v Argosu v Koryntu (2000 BC). Z pálených stavebních materiálů stojí za zmínku pálená krytina ve formě velmi rozšířených plochých prejzů.

Tradici římského stavitelství popsal Vitruvius v díle Deset knih o architektuře. Obytné domy byly původně hrázdené, s výplní z vepřovic, veřejné objekty z římského betonu s obezdívou ze sopečného tufu. Postupně byl tuf nahrazován pálenými cihlami, jejichž výrobu řídily cechy, které určovaly přesné rozměry. Cihly byly označovány razítky. Pálení se provádělo v kruhových nebo obdélných pecích s odděleným topeništěm. Zvláštností je používání cihel trojúhelníkových, získaných dělením čtvercových podle úhlopříčky.

Jedním z vrcholných děl římského stavitelství je Pantheon postavený za císaře Hadriana 118-128 AD o vnitřním průměru 43 m a výšce 50 m. Cihly zde nehrájí roli v konstrukci kupole,

která je monolitická z římského betonu, ale ve válcové části, kde ve formě klenebních pasů přenáší zatížení na boky nik, které odlehčují stěny, které by byly 6,05 m tlusté.

Centrum římské říše bylo přemístěno roku 330 AD do Konstantinopole. Říše východořímská trvala do roku 1453, kdy zanikla pod náporem Osmanů. Stát byl silně centralizovaný, působily zde cechy a bylo nařízeno, že stavitele nesmí pracovat na více stavbách současně a že ručí za provedení stavby následujících deset let, pro určité druhy staveb byla předepsána kvalifikace. Na rozdíl od římského stavitelství se nepoužíval beton, i když bylo používáno i smíšené zdivo s cihlami na vnějšku. Charakteristické pro byzantské stavby jsou široké ložné spáry s maltou obarvenou cihelnou drtí. Širokých spár se dosahovalo i střídáním vrstev cihel ustoupených od líce zdiva. Nejvýznamnější stavbou je chrám svaté Sofie v Istanbulu, který začal stavět císař Justinian 532 AD.

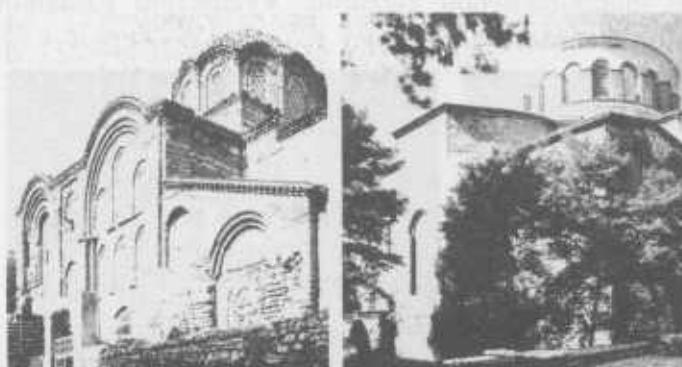
Přechod od římského a byzantského typu zdiva – rozměrných a plochých cihel s velkými ložnými a malými styčnými spárami k formátu který se objevuje ve středověku, lze vysledovat na několika stavbách v italské Ravenně.



Obr. 1.6 Římské cihly (1 besalis, 2 pedalis, 3 sequipedalis, 4 bipedalis, 5 lydion 6 imbrese 7 tegula), značky, cihlářská pec



Obr. 1.7 Římský Panthenon



Obr. 1.8 Chrámy Krista Pentepoptese a sv. Sofie

Za památku klasického období se považují i stavby ve Střední Asii, legendární je mauzoleum Samání v uzbeké Buchaře. Relativně malá stavba kubické formy o straně cca 10,8 m je z čtvercových cihel tloušťky 40 mm se spárami šířky 10 mm. Zvláštního efektu je dosaženo



Obr. 1.9 Mausoleum Galla Placida,
Ravenna. 5. st. AD



Obr. 1.10 Mausoleum Samání,
Buchara. 900 AD

pomoci vazby celkem jednoduchých prvků, z nichž některé byly tvarovány až po výpalu.

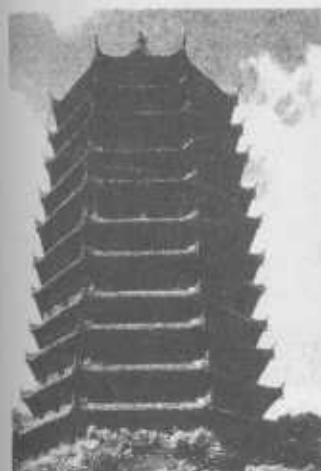
O středověku, zahrnujícím období přibližně mezi lety 1000 a 1450 se zpravidla hovoří v souvislosti s evropskými dějinami. Ve sledovaném období však dosáhly svého vrcholu různé kultury, které zanechaly význačné památky. Například v jihovýchodní Asii, severně od města Myanmar v Barmě jsou pozůstatky města Paganu. Zdejší civilizace měla budhistický základ a trvala přibližně 300 let. Z původních asi 5000 církevních staveb zůstaly jen 2000. Stúpa je základní budhistickou stavbou znázorňující posvátnou horu, uvnitř jsou uloženy posvátné předměty v nepřístupných prostorách. V chrámech je řada klenutých, vzájemně nepropojených svatyní.

Do Číny se forma stúpy dostala vlivem šíření budhismu mezi lety 220-280. Postupně se zde transformovala do vicepatrové věžovité stavby, nazývané pagodou. Ta byla určena pro přístup věřících, kteří mohli po vnitřním schodišti vystoupit vzhůru, současně plnila funkci strážní věže, majáku nebo pozorovatelny.

V Evropě po pádu říše římské ve většině dříve obsazených zemí výroba cihel zanikla snad i z důvodu, že místní surovina neodpovídala rozumným a tenkým římským cihlám. Zavedení odlišného formátu se přisuzuje buď mnichům cisterciáckého řádu, kteří mohli přenést znalost z oblasti Ravenny, nebo rytířům Teutonského řádu s jejich poznatkami z křížových výprav. Ve 12. století dochází k oživení a rozšíření výroby pálených cihel do řady zemí severní a západní Evropy, od Anglie přes Holandsko, Dánsko, Německo, po Polsko a pobaltské státy. Detaily zhotovování cihel z této doby nejsou známy, ví se však, že výroba bud' vznikla pro určitou větší stavbu a po jejím dokončení zanikla, nebo byla organizována městy, která dohližela na kvalitu, případně byla provozována soukromě pro vý-



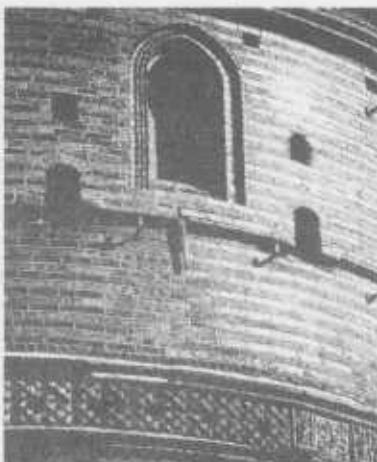
Obr. 1.11 Průčelí největšího chrámu v Paganu,



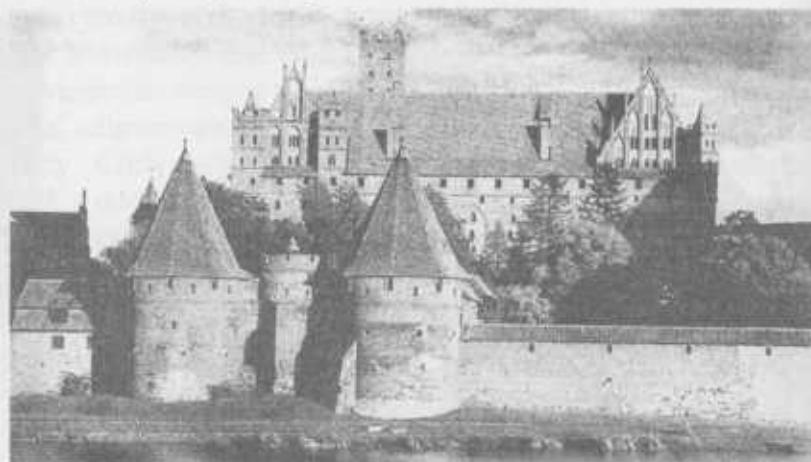
Obr. 1.12 Pagoda
Long Hua v Šanghaji

Zděné konstrukce

dělek. Pálení bylo prováděno zpravidla v miliřích, ve kterých se topilo dřevem. Velikost cihel značně kolísala, blížila se již klasickému formátu. Významnou roli hrály cechy, které nejen regulovaly rozměry a kvalitu výrobků, ale předepisovaly i vzdělání svých členů.



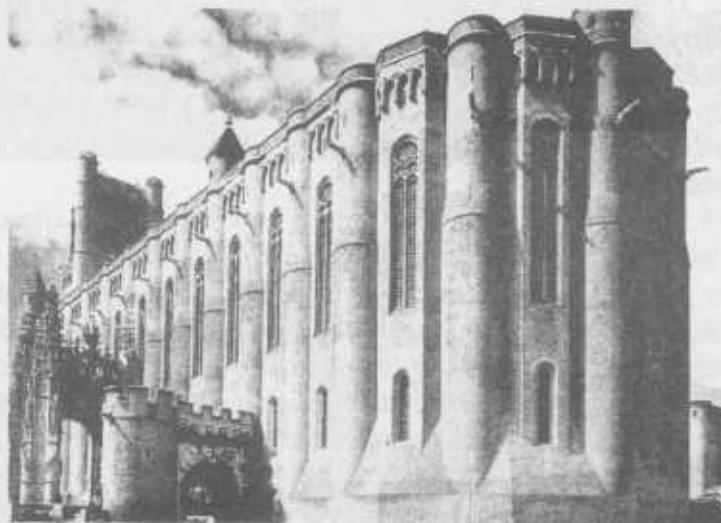
Obr. 1.13 Holštýnská brána v Lübecku, 1477



Obr. 1.14 Malbork – sídlo řádu

Význačným obdobím v Evropě je tzv. „Backsteingotik“, převažující v severním Německu a Polsku mezi lety 1200 až 1600. Z té doby pocházejí například katedrála v Gdaňsku, Marienkirche v Lübecku a kostel sv. Mikuláše ve Stralsundu. Největšími stavbami však byla opevnění a hrady, příkladem je hrad řádu Teutonských rytířů Malbork v Polsku, postavený převážně ve 14. století. Třetím typem monumentálních středověkých staveb byly opevněné katedrály, jako je katedrála sv. Cecílie ve francouzském Alby s neobvyklým opěrným systémem.

Druhé dominantní náboženství ve středověku byl islám. Památky se rozkládají na území od Španělska po Indii, centrem je však někdejší Persie a Střední Asie. Kromě obkladů z glazovaných dlaždic se uplatňují i vzory, vytvořené vazbou režného zdiva. Uplatňují se na stavbách mešit s minarety, na církevních školách medresách, na hrobkách apod. Použití sádrové malty umožňovalo stavět klenby bez bednění díky svému rychlému zatvrdení po uložení.



Obr. 1.15 Katedrála sv. Cecílie, Alby 1282-1390



Obr. 1.16 Minaret Kalan v Buchaře (1127), Uzbekistán

Zděné konstrukce

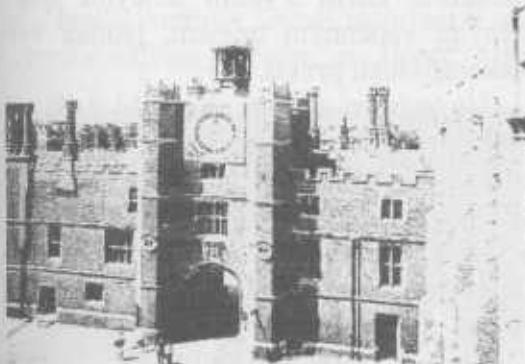
V období let 1450 – 1650 se tehdejší svět dramaticky změnil. Rozštěpení církve za reformace, myšlenky renesance, šířící se z Itálie, vynález knihtisku, zrození moderní vědy, objevení Ameriky a založení zde prvních kolonií. Architekti zaujímají za renesance nové postavení jako projektanti odpovědní za návrh dila, odděleně od stavitelů, kteří dilo provádějí.



Obr. 1.17 Kupole katedrály Santa Maria del Fiore, Florencie

V renesanční Itálii vzniká katedrála Santa Maria del Fiore ve Florencii. Stavba začala v roce 1294, dokončení kupole Brunelleschim se datuje do roku 1446. Dvouvrstvá zděná kupole, vyztužená vnitřními žebry a dřevěnými venci byla postavena bez bednění.

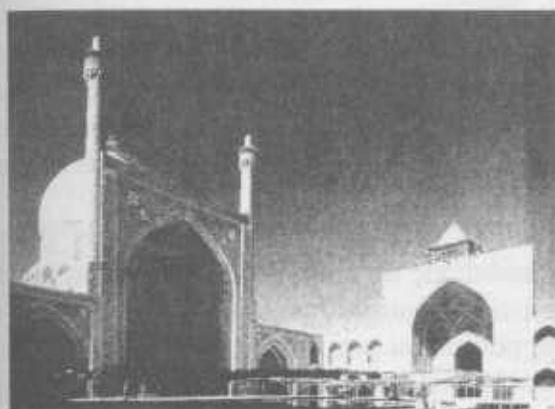
V relativně izolované Anglii zděné konstrukce nabývají odlišných rysů, které se projevují například různobarevným režným zdivem s diamantovými vzory a kroucenými komínky rozličných tvarů. Na východě Evropy, v Rusku, se vyvíjí svérázný dekorativní styl vycházející z byzantské tradice. Je reprezentovaný například kostely v Kolomenském nebo chrámem Vasila Blaženého v Moskvě. Stavby jsou velmi masivní (2,5 – 3 m). Ještě dále na východ se obrovská timurovská říše rozdělila na tři části – uzbeckou ve Střední Asii, perskou část a mogulskou v Indii. Velký význam mají města jako Buchara, Isfahan, Samarkand. V Číně je u moci dynastie Ming, za které se staví Velká čínská zeď jako nejrozsáhlejší stavební dílo dosud.



Obr. 1.18 Hampton Court Palace, 1514-1540



Obr. 1.19 Chrám svatého Jana Křtitele, 1547



Obr. 1.20 Velká mešita, Isfahan, 1611 - 30

V 17. a 18. století se země severní a západní Evropy stávají mocnostmi a díky obchodu spolu u imperiálními snahami získávají vliv v celosvětovém měřítku. Jsou založeny podmínky pro zahájení průmyslové revoluce.

Nizozemsko a Belgie byly centry výroby cihel a zednického řemesla po celý středověk. V 18. století zde vzniká styl vysokých zdobených štitů, které se rozšiřují do dalších částí Evropy. Ve Francii je rozšířen klasicistní styl, kde se na honosných fasádách střídá režné zdivo z prvků z kamene.



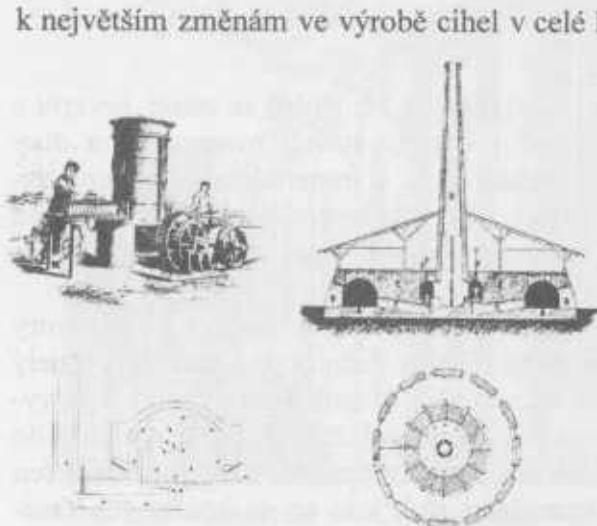
Obr. 1.21 Vleeshal, Haarlem,
Holandsko 1602-3



Obr. 1.22 St. Benet, Upper
Thames Street,
Ch. Wren (1677-83)



Obr. 1.23 Viktoria and Albert Muze-
um. Enfield 1680-1700



Obr. 1.24 Stroj na výrobu cihel, pec se
spodním odtahem a Hoffmannova kruhovka

Začátkem 17. století vzniká v Anglii Královská společnost. Mezi její aktivity patří rozvoj vědy a zdokonalování řemesel, mezi která patří i výroba cihel a zednické.

Na ilustracích encyklopedických děl je nářadí a pomůcky, které se téměř ve stejném formě používají dodnes. V Londýně po velkém požáru roku 1666 se staví téměř výhradně z cihel. Hlavním architektem přestavby se stává Christopher Wren, autor katedrály sv. Pavla.

Módní se stává opracování cihel broušením, řezáním a tesáním. Používané cihly byly z jemné hlíny bez kaménků. Účelem bylo jednak dosažení zdiva s velmi tenkými spárami vyplňenými vápenným tmelem, jednak vytvoření dekorativních prvků.

Ve stejném období se staví i další velmi rozsáhlé stavby a to pevnosti obdobné našemu Terezínu a Josefov. Cihelné zdivo lépe odolává účinkům odstřelování než zdivo kamenné. Obrovská potřeba cihel, dalšího materiálu a zedníků vyvolalo velké nároky na celkové zajištění těchto staveb.

Mezi lety 1800-1900 dochází k největším změnám ve výrobě cihel v celé historii. Mění se z řemesla na průmyslovou výrobu. Byly vyvinuty nové postupy v přípravě cihlářské suroviny, tvarování cihel, sušení a vypalování. Jenak se cihly strojně lisují, ale je zavedení i řezání cihel drátem, cihly se suší uměle a i jsou zavedeny nové cihlářské pece – jednak s dolním odtahem, jednak pece kontinuální.

V procesu zdění sice výrazný pokrok nenastal, ale do malty se přidává cement, který zajistí tvrdnutí pod vodou a vyšší pevnost zdiva, potřebnou pro inženýrské stavby jako jsou vodní kanály, železniční stavby, stoky ale i pro vyšší budovy. Viktoriánští vynálezci pracují i na nových tvarech cihel a jejich vazbě ve zdivu zejména ve spojení s potřebou výstavby levných domů v rozvíjejících se průmyslových

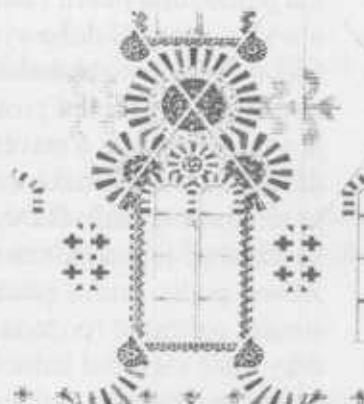
oblastech, čas však potvrdil výhodnost jednoduchých, pravoúhlých zdících prvků. První zmínka o dutinových stěnách je z počátku 19. století. Rozšiřují se i možnosti konstrukcí stropních – kromě dřevěných trámových a klenutých stropů se začaly používat kombinované konstrukce z keramiky, oceli popřípadě betonu podle různých patentů, byly prověřeny i určité možnosti využití vyztuženého zdíva (Marc Brunel – tunel pod Temží). Kombinace režného zdíva s terakotovými dílci je velmi módní zejména v Británii a Německu zejména v období historizujících stavebních slohů ve druhé polovině 19. století.



Obr. 1.25 Digwell Viaduct,
Hertfordshire 1848-50



Obr. 1.26 Midland Grand
Hotel, Londýn 1866-77



Obr. 1.27 Noisel u Paříže,
továrna Menier 1871-72

Ke konci století dochází ke hledání nového architektonického výrazu staveb, ve Španělsku hledá Antonio Gaudí inspiraci v organických tvarech. Na přelomu 19. a 20. století se v Evropě rozšiřuje poslední ze „slohů“ – dekorativní secese.



Obr. 1.28 Krypta nedokončeného
chrámu Colonia Guell, A. Gaudí 1898



Obr. 1.29 Arthur Heurtley Residence,
Chicago, F.L. Wright 1902

Přestože je 20. století považováno ve stavitelství za éru betonu, oceli a skla, bylo vyrobeno více cihel než v kterémkoliv jiném století v historii. Zdivo zdaleka neztrácí svou pozici v architektuře, naopak v kombinaci s jinými materiály se možnosti jeho uplatnění dále rozšířily. Popis vývoje zděných konstrukcí ve 20. by byl natolik obsáhlý, že jej není možné zařadit do této kapitoly.

1.2 UPLATNĚNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Zdivo je nejuniverzálnější stavební materiál, který má použití ve všech odvětvích stavební činnosti. Pro uplatnění zdíva je třeba si uvědomit následující charakteristiky a výhody tohoto materiálu:

- zdivo má nejširší rozsah konstrukčního uplatnění.
- při vhodném použití je obvykle levnější než ocelové nebo betonové konstrukce.
- má jednodušší návrh i detaily než u jiných typů konstrukci.
- obvykle je kratší doba výstavby,
- snižuje se počet subdodavatelů i řemesel na stavbě,
- nevyžaduje speciální profese.
- je snazší kontrola a stavební dohled pro dodržení kvality stavebního díla.
- dává konstrukci lidské měřítko.
- je relativně trvanlivé a vyžaduje minimální údržbu, pokud je použit kvalitní materiál a konstrukce je provedena kvalitně.
- zdivo, podle druhu použitého materiálu, může splňovat většinu požadavků na konstrukci současně (požadavky statické, tepelně technické, akustické, estetické atd.)
- díky malé stavební jednotce je snadno tvarovatelné,
- nabízí neomezené možnosti pro tvůrčí architektonický i konstrukční návrh.

Určitá sezónnost zednických prací je otázka jednak organizace a plánování prací na stavbě, jednak případných opatření při samotném provádění zdíva. Nezanedbatelným faktorem je, že zdroje surovin pro výrobu zdících prvků jsou daleko rozšířenější a méně omezené než u jiných stavebních materiálů.

1.3 SOUČASNÉ TRENDY VE ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍCH

Obecně lze říci, že se stále zvyšují nároky na veškeré vlastnosti stavebního díla, čímž se zvyšují i požadavky na použitý materiál i jeho zpracování. Od zdíva jako konstrukčního materiálu bývá zpravidla požadována dostatečná únosnost, schopnost izolovat proti hluku ale i průniku tepla. Samozřejmě že musí být splněny i požadavky estetické. Uvedené nároky na jednotlivé vlastnosti však působí protichůdně – vysoké pevnosti zpravidla odpovídají i vyšší objemová hmotnost materiálu a tím tepelně izolační schopnost a naopak při vylehčování se omezuje pevnost materiálu a vylepšuje se vlastnosti tepelné. U zděných konstrukcí je jednou z cest vylehčovat zdíci prvky otvory a dutinami, nebo použít písčitkového materiálu. Konstrukce může splnit tepelné požadavky při rozumných rozměrech, ale pevnost těchto materiálů je do určité míry omezena. Druhou tendencí je využití především statických vlastností zdíva a tepelné požadavky vyřešit odděleně. Použití únosnějšího materiálu vede k tomu, že stěny mohou být tenčí a konstrukce zabírá méně prostoru, který je možné využít. Na druhou stranu u štíhlejších konstrukcí je nutné věnovat větší pozornost jejich návrhu a přesnému provedení.

Jistým slabším místem ve zdívu je malta. Snižením jejího podílu je možné zlepšit jak statické, tak tepelné vlastnosti. Při dosažení určité přesnosti rozměrů zdících prvků umožňuje používat zdivo s tenkými spárami, které má kromě uvedených předností ještě výhody v úspoře malty a zrychlení výstavby, vyžaduje ale pečlivé a přesné provedení při výstavbě. Přesné rozměry takto vyzděných prvků se přiznivě projevuje i při povrchových úpravách.

Využití nebo předpinání prvků zděných konstrukcí významně mění vlastnosti a dává další nové možnosti při konstruování staveb. Rozšiřuje se i sortiment dalších pomocných výrobků, které jsou určené pro zděné konstrukce. Celkově lze charakterizovat vývoj tak, že se celková užitná hodnota zdíva výrazně zvyšuje se zdokonalováním vlastností tohoto materiálu. Pro zhodnocení předností moderních zděných konstrukcí je nutné využít jejich potenciál jednak v projektové přípravě, jednak v realizační fázi.

2 MATERIÁL PRO ZDĚNÉ KONSTRUKCE

2.1 ZDICÍ PRVKY

2.1.1 Druhy zdicích prvků

Zdicí prvek je všeobecně definován jako předem zhotovený prvek, určený pro uložení ve zdivu. Rozlišují se následující druhy zdicích prvků podle materiálu:

- pálené (cihlářské) zdicí prvky podle ČSN EN 771-1
- vápenopiskové zdicí podle ČSN EN 771-2
- betonové tvárnice s hutným nebo póravým kamenivem podle ČSN EN 771-3
- pórabetonové tvárnice podle ČSN EN 771-4
- zdicí prvky z umělého kamene podle ČSN EN 771-5
- zdicí prvky z přírodního kamene

Zdicí prvky se podle výrobni kontroly zařazují do I. nebo II. kategorie. U I. kategorie jsou přísnější kriteria při vyhodnocování výsledků zkoušek vlastnosti zdicích prvků, proto lze u těchto prvků při návrhu uvažovat příznivější hodnoty vlastností.

2.1.2 Rozměry a tvar zdicích prvků

Zdicí prvky mají zpravidla tvar pravoúhlého kvádru, jehož rozměry se udávají délka/šířka/výškou. Kromě toho mohou být i zdicí prvky speciálního tvaru například pro vyzdívání nároží, okenních ostění apod. Rozměry zdicích prvků tvoří určitou řadu, v současné době se u nás používají zdicí prvky podle ČSN a podle DIN – viz tabulka 2.1.

Tab. 2.1 Rozměry zdicích prvků

Rozměry podle ČSN (mm)		Rozměry podle DIN (mm)		
Délka	Šířka	Výška	Délka nebo šířka	Výška
390	250	215	490	238
365	240	140	365	155
360	215	113	300	113
330	200	100	240	71
320	195	90	175	52
290	190	65	145	
250	180	50	115	
	175	40		
	140	35		
	120			
	115			

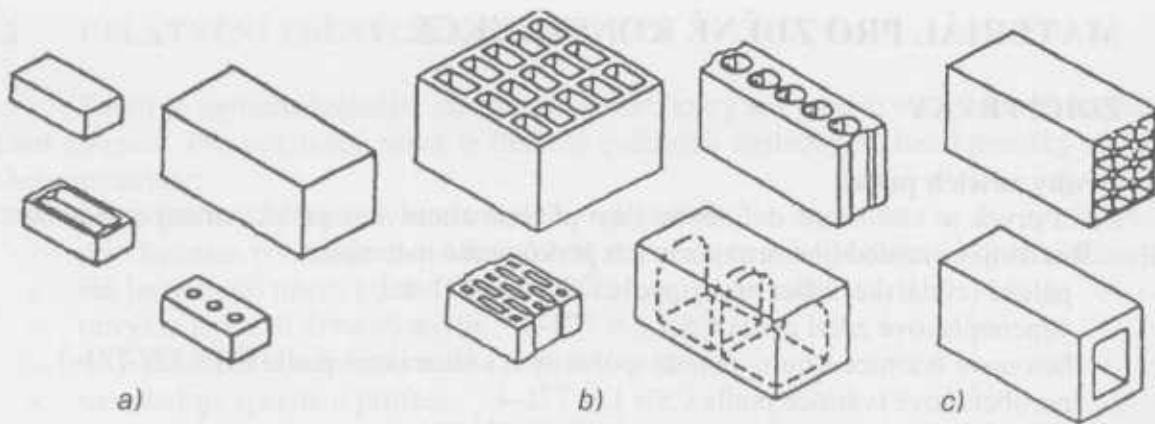
ně mírně profilované pro zvýšení přilnavosti omítky. Na svislých plochách, které jsou určené pro styčné spáry se může vyskytovat drážkování pro mechanické spojení (viz výše), u prvků větších rozměrů nebo hmotnosti i **úchytné otvory** pro snazší manipulaci s prvkem. Ložné plochy pak jsou rovněž rovinné, ale mohou mít i **prohlubeň** (frog) což je vybráni v jedné nebo v obou ložných plochách zdicího prvku, vytvořené během výroby zpravidla lisováním.

Zdicí prvky bývají velmi často vylehčovány, a to buď použitím póravitého materiálu či lehkého kameniva, nebo **otvory**. Otvor je záměrně vytvořený volný prostor ve zdicím prvku. Pokud jím prochází na celou výšku, pak je to **díra**, pokud neprůběžně, pak se nazývá **dutinou**. Materiál mezi otvary tvoří **žebra**, která se na vnější straně zdicího prvku nazývají **obvodová žebra**. Dutinové prvky se do zdiva ukládají neperforovanou plochou nahoru kvůli malování. Podle celkového objemu otvorů ve zdicím prvku, objemu jednotlivého otvoru a podle orientace otvorů se zdicí prvky zařazují do skupin podle tabulky 2.2. Toto zařazení je důležité při výpočtu charakteristické pevnosti zdiva podle kapitoly 4.2.1.

Výrobní rozměry zdicích prvků závisí na tom, zda je zdicí prvek určen k vyzdívání na obyčejnou maltu, kdy se rozměry spár pohybují od 8 do 12 mm, nebo na maltu pro tenké spáry s šířkou od 0,5 do 3 mm. Dále rozměry závisí rovněž na tom, zda budou kolmé spáry ve zdivu vyplňovány maltou, nebo je spojování mechanické například na pero a drážku.

Vnější povrchy zdicích prvků mohou být čistě rovinné případně měkkým profilovaným povrchem.

Zděné konstrukce



Obr. 2.1 Skupiny zdicích prvků a) skupina 1, b) skupina 2 nebo 3, c) skupina 4

Tab. 2.2 Geometrické charakteristiky zdicich prvků jednotlivých skupin

	Materiály a omezení zdicích prvků							
	Skupina 1 zdicích prvků ze všech materiálů	Zdíci prvky	Skupina 2	Skupina 3	Skupina 4			
Objem všech otvorů (v % objemu prvku)	≤ 25	pálené vápenopískové betonové ^b	> 25; ≤ 55 > 25; ≤ 55 > 25; ≤ 60	≥ 25; ≤ 70 nepoužívají se ≥ 25; ≤ 70	> 25; ≤ 70 nepoužívají se > 25; ≤ 50			
Objem jednoho libovolného otvoru (v % objemu prvku)	≤ 12,5	pálené vápenopískové betonové ^b	každý se souboru otvorů ≤ 2, úchytné otvory celkem nejvýše 12,5 každý se souboru otvorů ≤ 15, úchytné otvory celkem nejvýše 30 každý se souboru otvorů ≤ 30, úchytné otvory celkem nejvýše 30	každý se souboru otvorů ≤ 2, úchytné otvory celkem nejvýše 12,5 nepoužívají se každý se souboru otvorů ≤ 30, úchytné otvory celkem nejvýše 30	každý se souboru otvorů ≤ 30 nepoužívají se každý se souboru otvorů ≤ 25			
Deklarované hodnoty tloušťky obvodových a vnitřních žeber (mm)	Nepožaduje se		vnitřní žebro pálené vápenopískové betonové ^b	obvodové žebro ≥ 5 ≥ 5 ≥ 15	vnitřní žebro ≥ 8 ≥ 10 ≥ 18	obvodové žebro ≥ 6 nepoužívají se ≥ 15	vnitřní žebro ≥ 6 nepoužívají se ≥ 15	obvodové žebro ≥ 6 nepoužívají se ≥ 20
Deklarované hodnoty tloušťky obvodových a vnitřních žeber (v % šířky prvku) ^a	Nepožaduje se		pálené vápenopískové betonové ^b	≥ 16 ≥ 20 ≥ 18	≥ 12 nepoužívají se ≥ 15	≥ 12 nepoužívají se ≥ 45		

^a Souhrnná tloušťka obvodových a vnitřních žeber – viz ČSN EN 772-16

^b Jestliže otvory ve zdicím prvku mají tvar kuželeta, uvažují se průměrné tloušťky obvodových a vnitřních žeber

2.1.3 Vlastnosti zdicích prvků

Vlastnosti zdicích prvků se určují na základě zkoušek, které jsou stanoveny řadou norm ČSN EN 772 – viz seznam literatury k této části. U všech zkoušek je dán postup, počet vzorků či zkušebních těles a způsob jejich odběru, přesnost měření, podmínky, za kterých se zkouška provádí a způsob uvedení výsledků zkoušky. Určují se především rozměry zdicích prvků a objem otvorů pro zatřídění prvků do skupin. Dále se zkouší pevnost v tlaku, objemová hmotnost, mrazuvzdornost, vlhkost, nasákovost, podíl rozpustných solí, póravitost, vlhkosťní roztažnost, propustnost vodních par. Ne všechny zkoušky se provádějí u zdicích prvků ze všech materiálů ale pouze tam, kde má daná vlastnost význam pro použití materiálu v konstrukci.

2.1.4 Normalizovaná pevnost v tlaku zdicích prvků

Pevnost zdicích prvků je ovlivněna mnoha faktory, jako jsou jejich absolutní rozměry, vlhkost, teplota, rychlosť zatěžování atd. Proto jsou podmínky pro zjišťování těchto vlastností určeny v normách řady ČSN EN 772 Metody zkoušení zdicích prvků.

Základní charakteristikou zdicích prvků je jejich pevnost v tlaku. Zkouší se na celých zdicích prvcích ve vysušeném stavu a udává se průměrnou hodnotou f_u ze souboru výsledků. Aby hodnoty, které se uvažují při návrhu zděné konstrukce byly pro různé velikosti zdicích prvků srovnatelné, upravují se na tzv. **normalizovanou pevnost v tlaku** odpovídající stavu za přirozené vlhkosti přenásobením součinitelem δ , vyjadřujícím vliv výšky a šířky zdicích prvků

$$f_n = f_u \cdot \delta .$$

Tab. 2.3 Hodnoty součinitelů δ

Výška zdicího prvku (mm)	Nejmenší vodorovný rozměr zdicího prvku (mm)				
	50	100	150	200	250 nebo větší
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 nebo větší	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Poznámka: Lineární interpolace je povolena

2.2 MALTY

2.2.1 Složky malt

Obecně je malta definována jako směs anorganických pojiv, kameniva a vody, případně dalších příměsí, přidávaných za účelem dosažení určitých vlastností jako je vyšší plastičnost, urychlení tuhnutí, odolnost proti zmrznutí apod.

2.2.2 Druhy malt a jejich složení

Z hlediska rozšíření je nejběžnější **obyčejná malta** pro zdění s hutným kamenivem, určená pro spáry širší než 3 mm (zpravidla 8 – 12 mm). Při zdění z prvků přesných rozměrů lze snížit obsah malty ve zdivu tím, že spáry mají tloušťku do 3 mm, k tomu se používá **malta pro tenké spáry** připravená jako návrhová. **Návrhová malta** je malta, která byla navržena a vyrobena pro stanovené vlastnosti a ty jsou ověřeny odpovídajícími zkouškami. Tyto malty se označují číslem, které vyjadřuje právě pevnost v tlaku v MPa, například M1,0; M2,5; M5,0

atd. Naproti tomu **malta předpisová** má určité složení, dané poměrem jednotlivých složek ze kterého vyplývají odpovídající vlastnosti. Tyto malty jsou označeny skupinou číslic, které znamenají počet objemových dílů jednotlivých složek malty (cement:vápnový písek) například 1:1:5.

Pro zlepšení tepelně-technických vlastností zděva se dále používají **lehké malty**, jejichž složením je dosaženo po vytvrzení a vysušení menší objemové hmotnosti než 1500 kg/m^3 . Kamenivo v této maltě může tvořit perlit, pemzy, expandovaný jíl, expandovaná břidlice nebo pěnové sklo.

2.3 POMOCNÉ VÝROBKY

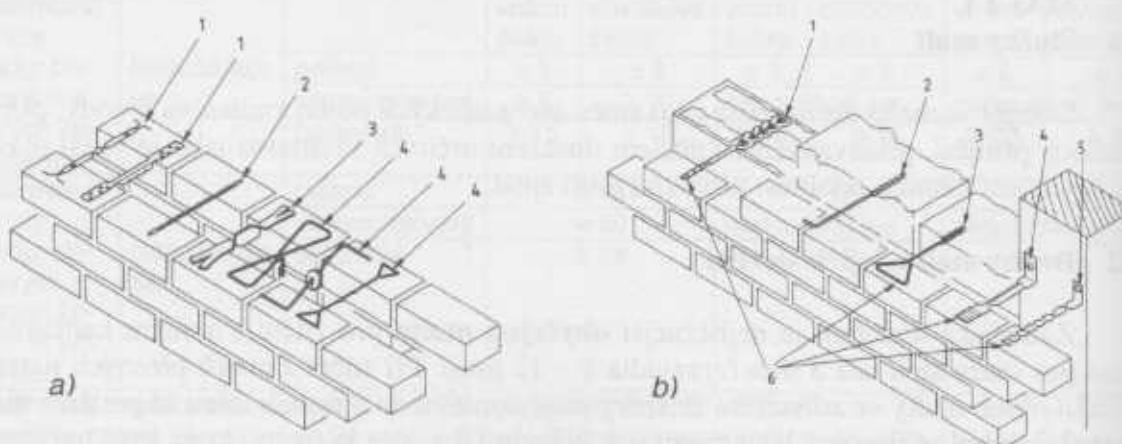
Pomocnými výrobky rozumíme skupinu prvků, které se používají ve zděných konstrukcích, kde mají v nosném systému určitou statickou funkci. Mezi pomocné výrobky zařazujeme prvky popsané v následujících kapitolách. Především se jedná o výrobky kovové, ale mohou být v určitých případech i plastové, betonové, keramické popřípadě kombinované.

Jednotlivé typy pomocných výrobků jsou specifikovány ve třech normách ČSN EN 845 „Specifikace pro pomocné výrobky pro zděné konstrukce“, kde jsou jednak výrobky definovány a dále jsou zde uvedeny požadavky na použitý materiál, vlastnosti výrobků, způsob použití, označování a další údaje. Způsob ověření požadovaných vlastností je definován v druhé řadě norem ČSN EN 846 „Zkušební metody pro pomocné výrobky pro zděné konstrukce“.

2.3.1 Spony

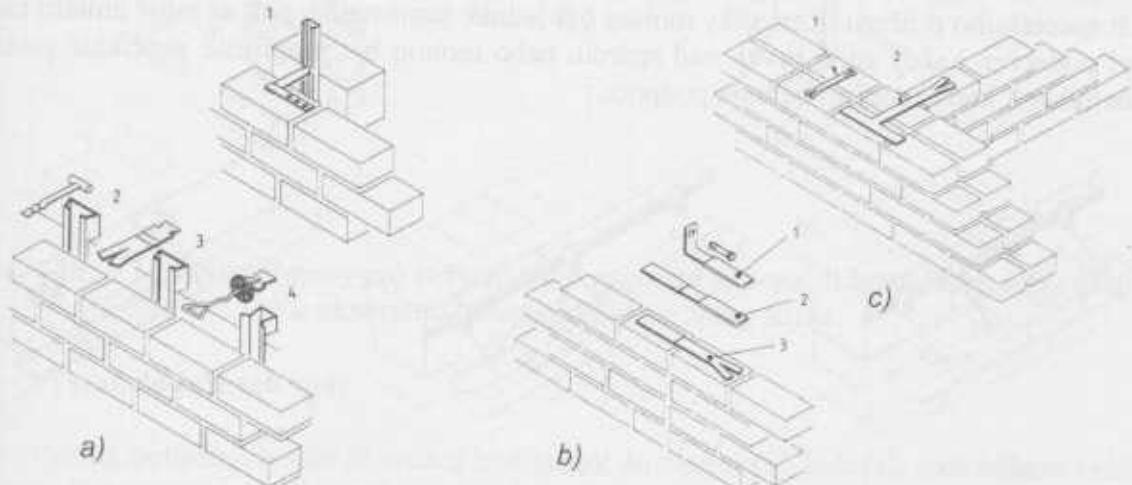
Spony jsou zpravidla kovové výrobky, jejichž hlavní uplatnění je u vícevrstvých dutinových stěn. Zde slouží k zajištění přenosu zatížení z vnější stěny na vnitřní, mohou případně zajistit určitý stupeň spolupůsobení obou stěn (například proti vybočení). Dále mohou být spony určeny k připojení zděné stěny (přizdívky) ke konstrukci z jiného materiálu, například k železobetonové, dřevěné i ocelové. Dále jsou spony používány například k propojení zděných prvků v místech dilatačních spár, nebo k zajištění statického spolupůsobení v místech, kde není z nějakého důvodu dodržena náležitá vazba zděva.

Na spony je kladena celá řada požadavků. Výsledkem toho je poměrně široká škála výrobků, určených pro dané použití. Podle zakončení spon rozlišují se tyto **souměrné** (zpravidla s oběma konci určenými k vložení do malty v ložných spárách zděva) nebo **nesouměrné** (jeden konec určený do malty v ložné spáře, opačný konec například k přisroubování nebo přistřelení k nosné konstrukci, zašroubování do hmoždinky apod.).



Obr. 2.2 Tvary stěnových spon a) souměrné, b) nesouměrné

Základními statickými požadavky na spony je minimální únosnost v tahu 600 N a tlaku 350 N, která má zajistit přenos zatížení především od větru na lícovou přízdivku vícevrstvých stěn. Vzhledem k požadavku trvanlivosti jsou spony většinou vyráběny z korozivzdorné oceli. Spony musí být dále vytvarovány tak, aby zamezily proniknutí srážkové vody přes dutinu z vnější na vnitřní část konstrukce, proto jsou na jejich těle okapní nůsky, překroucení, nebo plastové kroužky.

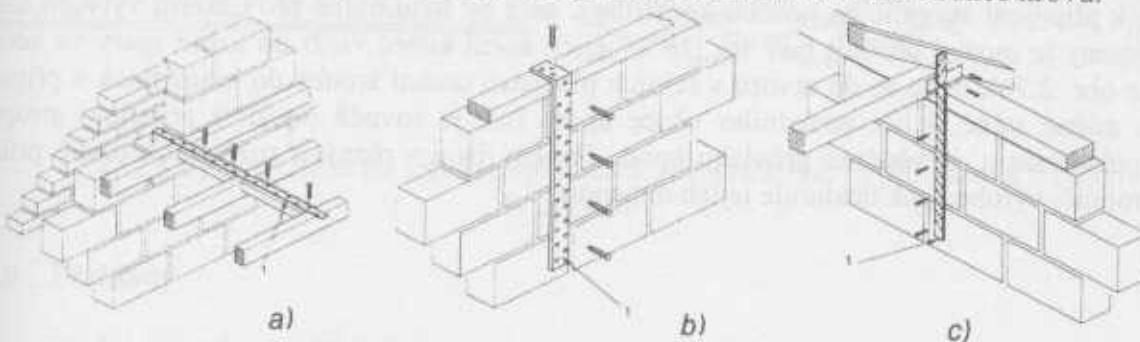


Obr. 2.3 Speciální druhy spon a) kluzné spony z různým zakončením do štěrbinových lišť, b) kluzné spony přes dilatační spáru, c) smykové spony

Speciální druhy spon na obrázku 2.3 a) jsou určené k zachycení do štěrbinových lišť, předem ukotvených do nosné konstrukce (např. železobetonové stěny). Díky posuvnému zakončení v liště je možné tyto spony osazovat při dodatečně prováděné přízdivce, ale rovněž mohou vyrovnávat dilatační pohyb při různé dilataci nosné části a přízdivky. Kluznými sponami podle obr. 2.3 b) je možné propojit části přízdivky přes dilatační spáru. Smykové spony, obr. 2.3 c), slouží ke spojení částí zděné konstrukce, kde není celistvost zajištěna vazbou zdí.

2.3.2 Tahové pásky

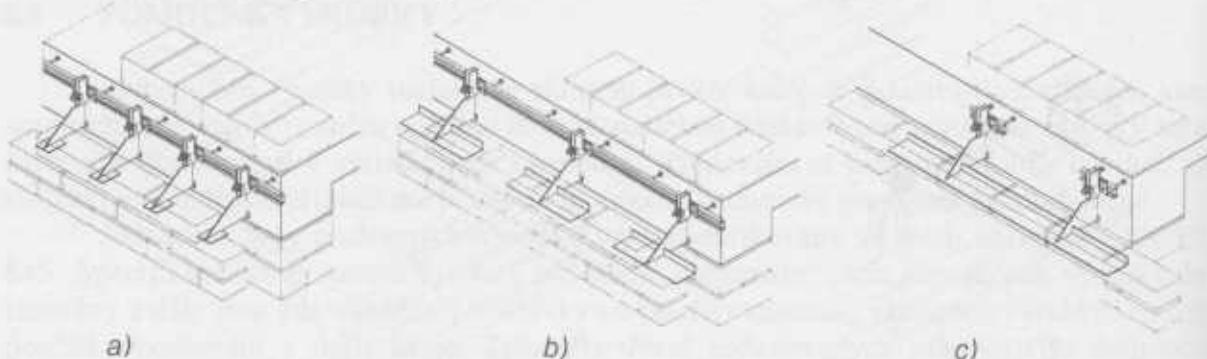
Tahové pásky jsou prvky vyrobené z ocelového pozinkovaného plechu s otvory pro umístění spojovacích prostředků jako hřebíků, vrutů nebo šroubů. Výrobce pásků deklaruje jejich únosnost v tahu podle rozměrů příčného řezu pásku, velikosti a rozmístění otvorů, využití této únosnosti musí odpovídat i velikost a počet spojovacích prostředků, kterými jsou pásky přikotveny. Tahové pásky lze kromě příkladů na obr. 2.4 použít například jako diagonály pro zavětrování v rovině záklopu dřevěného stropu nebo k zavětrování konstrukce krovu.



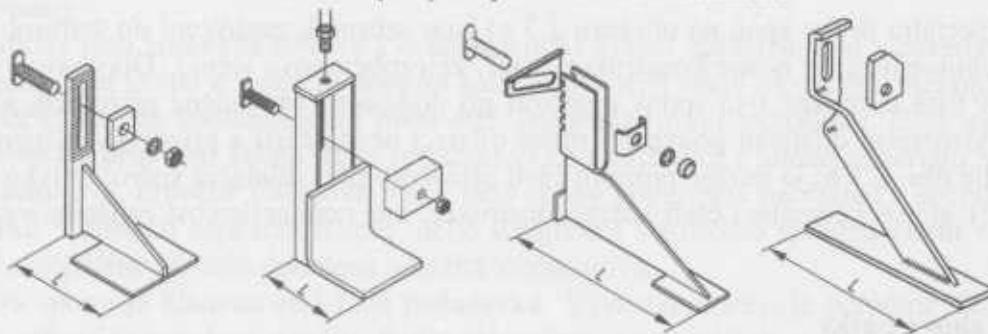
Obr. 2.4 Použití tahových pásků a) připojení štitové stěny ke dřevěnému stropu, b) přikotvení pozednice proti sání větru, c) kotvení vazníku krovu

2.3.3 Konzolky

Konzolky jsou ocelové prvky, které jsou určené především k podepření vnější části vrstvené stěny například nad okny nebo ve vodorovných dilatačních spárách. K nosné části stěny se kotví buď pomocí hmoždinek, nebo šrouby s hlavou ve tvaru T do zabetonovaných lišt speciálního průřezu. Konzolky mohou být jednak samostatné, pak se musí umístit tak, aby byl podepřen každý zdící prvek nad spárou, nebo mohou být propojené například podélním úhelníkem, který tvoří průběžnou podporu.



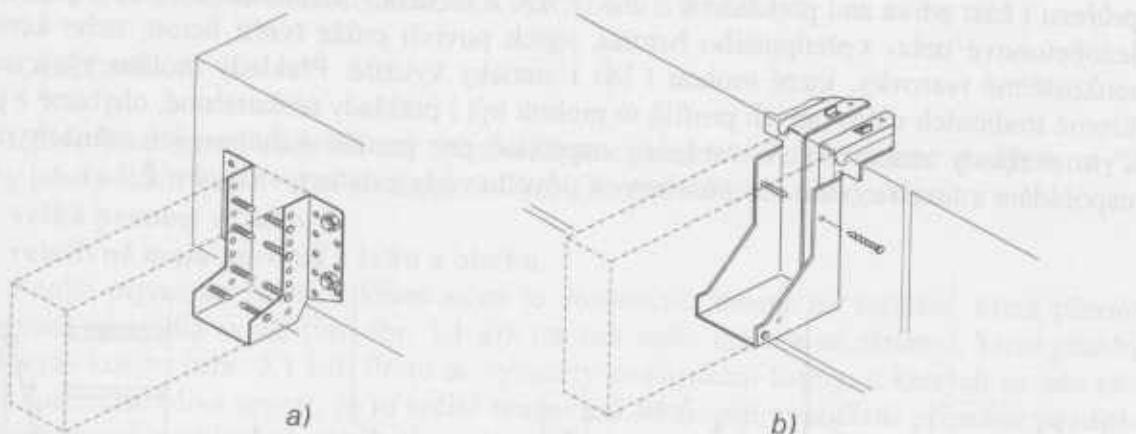
Obr. 2.5 Použití konzolek k podepření vnější stěny a) konzolky v každé svíslé spáře, b) konzolky s delší úložnou plochou a umístěním v každé druhé svíslé spáře, c) konzolky s úhelníkem pro podepření zdiva nad oknem



Obr. 2.6 Různé typy konzolek podle rektifikace polohy vůči nosnému podkladu

2.3.4 Třmeny pro stropnice

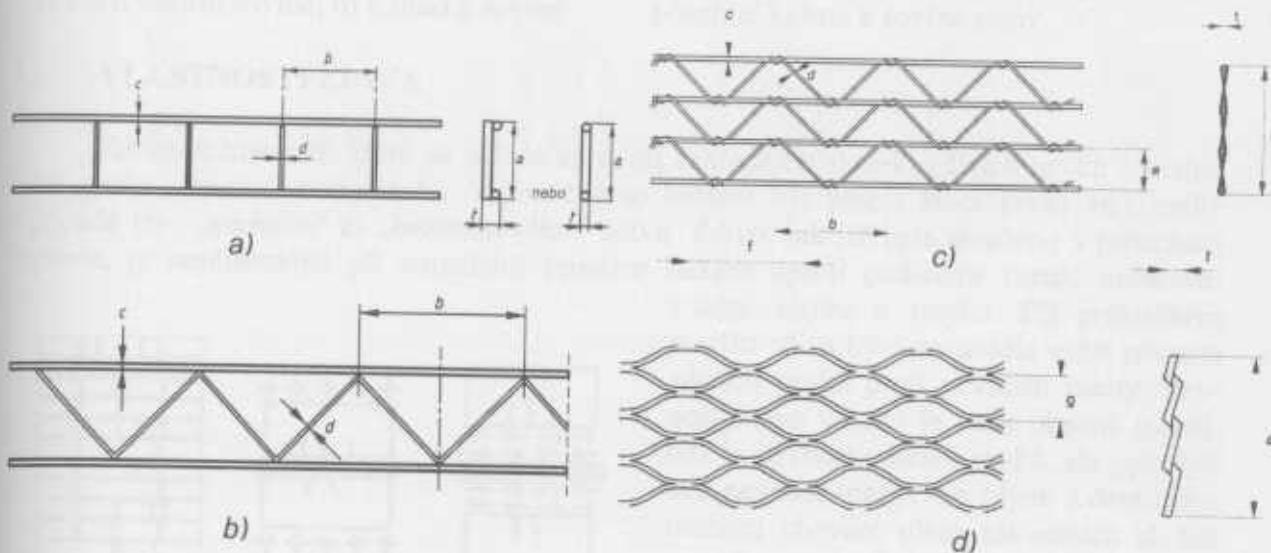
Třmeny pro stropnice jsou výrobky lisované z pozinkovaného plechu, které jsou určené k připojení stropnic na nosnou konstrukci, aniž by bylo nutné pro uložení vytvořit kapsu. Třmeny je možné upevnit buď tak, že se jejich horní konec vloží do ložné spáry ve zdivu – viz obr. 2.7b), nebo se do otvorů v čelních plochách umístí šrouby do hmoždinek k připojení ke zděné stěně, k lici pozedního věnce apod. Lze je rovněž použít k připojení stropnice k průběžnému dřevěnému průvlaku apod. Třmeny jsou v různých rozměrech podle průřezu stropnic, výrobce pak deklaruje jejich únosnost.



Obr. 2.7 Kovové třmeny pro stropnice pro napojení a) pomocí hmoždinek nebo vrutů, b) k ukotvení vložením do ložné spáry zdíva

2.3.5 Výztuž do ložných spár

Výztuž do ložných spár je určena k vkládání do maltových ložných spár během vyzdívání stěn. Její použití vede ke zvýšení pevnosti zdíva v tahu, významně ovlivňuje přetvárnost zdíva, které ztrácí svoji křehkost. Použití je bud' na základě statického výpočtu (viz kap. 4.3.8), nebo konstrukčně k omezení vzniku trhlin na základě doporučení (viz kap. 3.4.4). Tato výztuž je předvyrobená běžně ve formě žebříčků nebo příhradových nosníků (obr. 2.8 a) a b)) v určitých rozměrech. Pro běžnou šířku spár se vyrábí výztuž z drátů kruhových, pro tenké spáry z drátů plochých. Pro zajištění odolnosti proti korozi bývá výztuž pozinkována, může být opatřena povlakem z plastické hmoty případně může být z korozivzdorné oceli.



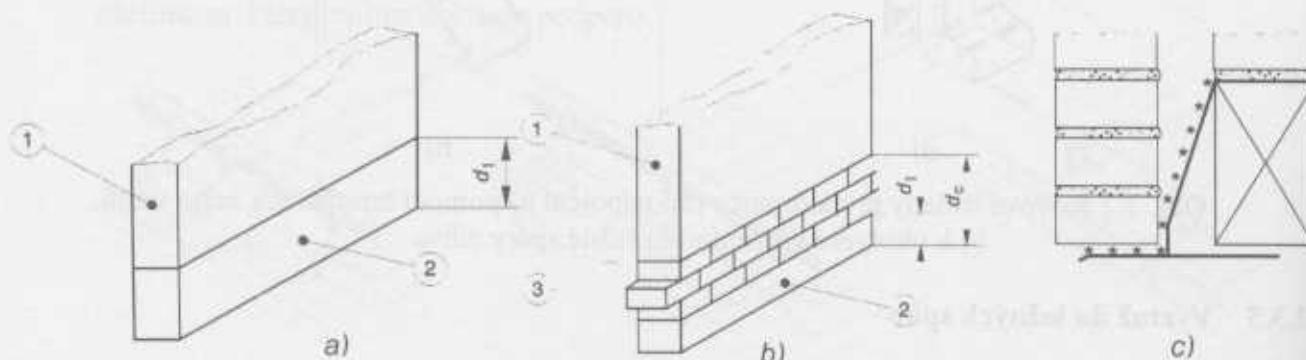
Obr. 2.8 Typy výztuže do ložných spár zdiva a) žebříčková, b) příhradová, c) pletivo, d) tahokov

2.3.6 Překlady

Předem vyrobené překlady, určené pro použití ve zděných konstrukcích, jsou podle statického působení specifikovány jako jednoduché, které působí samostatně – obr. 2.9a), nebo spřažené, u kterých v konečném stádiu po vytrvdnutí malty spolupůsobí jako tlačená část

Zděné konstrukce

průřezu i část zdiva nad překladem – obr. 2.9b). Z hlediska materiálu mohou být překlady železobetonové nebo z předpjatého betonu, jejich povrch může tvořit beton, nebo keramické tenkostěnné tvarovky, které mohou i být i staticky využité. Překlady mohou být i ocelové, kromě tradičních válcovaných profilů to mohou být i překlady tenkostěnné, ohýbané z plechu. Tyto překlady mohou být i tvarovány například pro použití v dutinových stěnách různého uspořádání a tloušťky stěn a uzpůsobeny k odvodu vody z dutiny – viz obr. 2.9.c).



Obr. 2.9 Překlady a) jednoduché, b) spřažené, c) tvar kovového překladu s plochou pro odvod vody z dutiny, 1 - překlad, 2 - nesené zdivo, 3 - spolupůsobící část zdiva

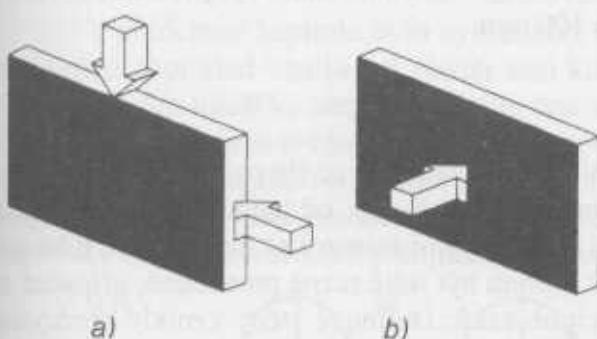
3 ZDIVO JAKO KONSTRUKČNÍ MATERIÁL

3.1 OBECNÉ

Zdivo jako nosný materiál má určité charakteristické vlastnosti, které určují formy a principy jeho použití ve stavební konstrukci. Tyto charakteristické vlastnosti jsou

- **velká pevnost v tlaku**
- **relativně malá pevnost v tahu a ohybu.**

Z toho plyne, že zděná rovinná stěna je dostatečně únosná na zatížení, která působí v její rovině zpravidla svislé (viz obr. 3.1 a)), naopak málo únosná na zatížení, které působí k této rovině kolmo (obr. 3.1 b)). Proto se vyvinuly konstrukční formy, u kterých se tato neprživná vlastnost zdíva omezi. Je to určité **tvarování** stěny, její **využití** případně **předpínaní**. Popisovaný problém se dále řeší **prostorovým uspořádáním** stěnových prvků v rámci konstrukčního systému objektu, kde se využívá vzájemného podepření jednotlivých prvků spojených v hranách – viz kapitolu 5.

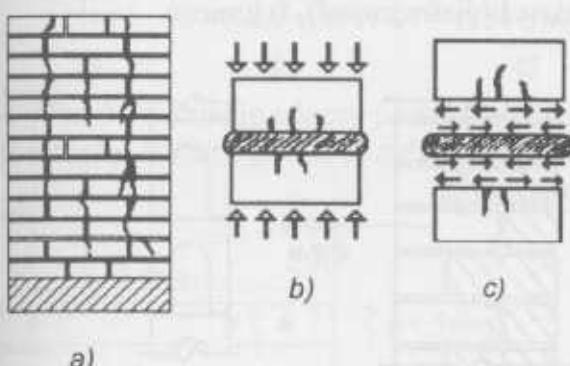


Obr. 3.1 Vhodné a méně vhodné zatížení stěny
a) v její vlastní rovině, b) kolmo k rovině

Při použití kvalitních zdicích prvků a malty mohou být stěnové konstrukce **velmi štíhlé**, pokud jsou například tepelně technické nároky splněny dodatečnou izolací nebo se jedná o vnitřní stěny. U takového štíhlého prvku nemůže být využita plně únosnost materiálu i v případě, že zatížení působí příznivě podle obr. 3.1 a). Stěna může vybočit a porušit se kombinací tlaku s ohybem a pro omezení právě složky ohybové mohou posloužit stejná řešení jako pro vnější zatížení, působící kolmo k rovině stěny.

3.2 VLASTNOSTI ZDIVA

Zdivo je materiál, který se skládá ze dvou základních složek, zdicích prvků a malty, které spolu staticky spolupůsobí. Výjimečně to mohou být pouze zdici prvy bez malty v případě tzv. „suchého“ či „bezmaltového“ zdiva. Zdivo, jak již bylo uvedeno v předchozí kapitole, je nejúnosnější při namáhání prostým tlakem oproti podstatně menší únosnosti v tahu, ohybu a smyku. Při praktickém použití zdiva bývá zpravidla vyšší pevnost zdicích prvků proti pevnosti malty. Pevnost zdiva v tlaku je však obecně menší, než je pevnost zdicích prvků, ale pevnější než pevnost malty. To plyne z detailního rozboru chování obou základních složek ve zdivu – viz obr. 3.2. Při překročení únosnosti zděného tělesa v tlaku dojde k rozvoji trhlin, které jsou rovnoběžné se směrem zatížení až nakonec se zdivo rozpadne na jednotlivé pilířky, které se rozeštoupí a zkolabují. Ke vzniku trhlin dochází tím, se že malta, která je tvárnější, příčně roztahuje. Této deformaci však brání zdici prvy, jednak díky přídržnosti



Obr. 3.2 Porušení zdiva tlakem a) trhliny na povrchu piliře b) detail zdicích prvků s maltovou spárou, c) sily, které působí mezi zdicicimi prvkama maltou ve spáře

malty, jednak třením ve spárách. Tak na jedné straně roztahování malty způsobuje tahová napětí ve zdicích prvcích, která v nich způsobují trhliny ovlivňující jejich únosnost. Na druhé straně zdicí prvky brání roztahování malty, ve které vzniká trojosá napjatost a její únosnost se zvyšuje.

Faktory, které nejvíce ovlivňují pevnost zdí jsou pevnost zdicích prvků, jejich velikost a tvar, pevnost malty, deformační charakteristiky zdicích prvků a malty, tloušťky spáry, nasákovost zdicích prvků a vazba zdí.

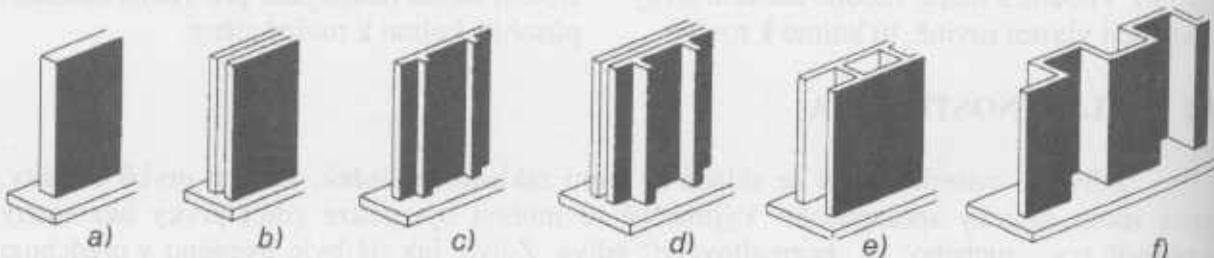
Rozměry zděných prvků mají být určeny tak, aby bylo možno provádět pravidelnou vazbu zdí bez nadměrného dělení zdicích prvků. Na obrázku 3.3 je označen přesah zdicích prvků u a jejich výška h_u . Při správné vazbě musí být splněny podmínky, že

- při výšce $h_u \leq 250$ mm musí být přesah $u \geq 0,4 h_u$ nebo 40 mm,
- při výšce $h_u > 250$ mm musí být přesah $u \geq 0,2 h_u$ nebo 100 mm.

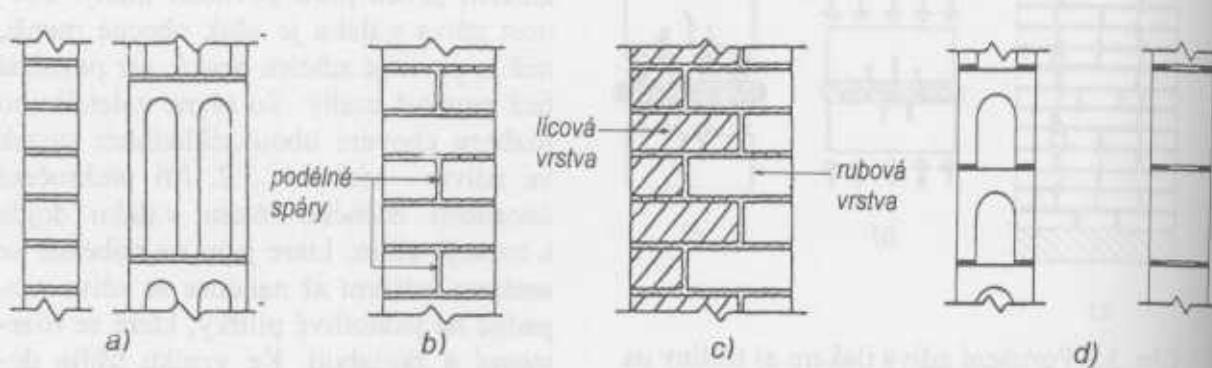
Obr. 3.3 Vazba zdí

3.3 FORMY ZDĚNÝCH PRVKŮ

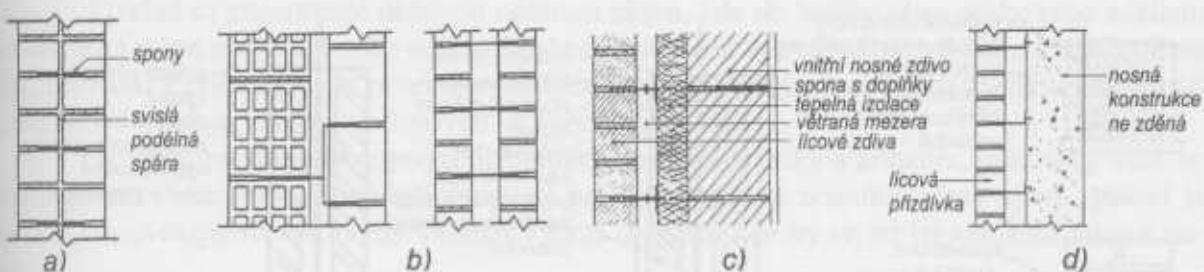
Zděné stěny mohou mít různé provedení a formy zejména podle požadavků, které jsou na ně kladený. Na následujícím obrázku 3.4 jsou základní formy, od jednoduché jednovrstvé stěny přes stěny vícevrstvé, stěny vyztužené pilíři a krátkými stěnami až po ohybově tuhé stěny komůrkové a lomené. Jednotlivé formy však mohou být ještě různě provedené, případně se mohou dále kombinovat, jak je patrné z dalších obrázků. Dutinové stěny vznikly především proto, aby se dutinou přerušilo pronikání vlhkosti od hnaného deště. Vkládání tepelné izolace do dutiny je podstatně mladšího data.



Obr. 3.4 Formy stěn a) jednovrstvá, b) dvouvrstvá dutinová, c) pilířová, d) dvouvrstvá, vyztužená krátkými stěnami, e) komůrková (diafragmová), f) lomená



Obr. 3.5 Jednovrstvé stěny a) bez podélných svislých spár, b) s podélnými svislými spárami, c) stěna s licovou vrstvou, d) stěny s maltou v pruzích v ložných spárách

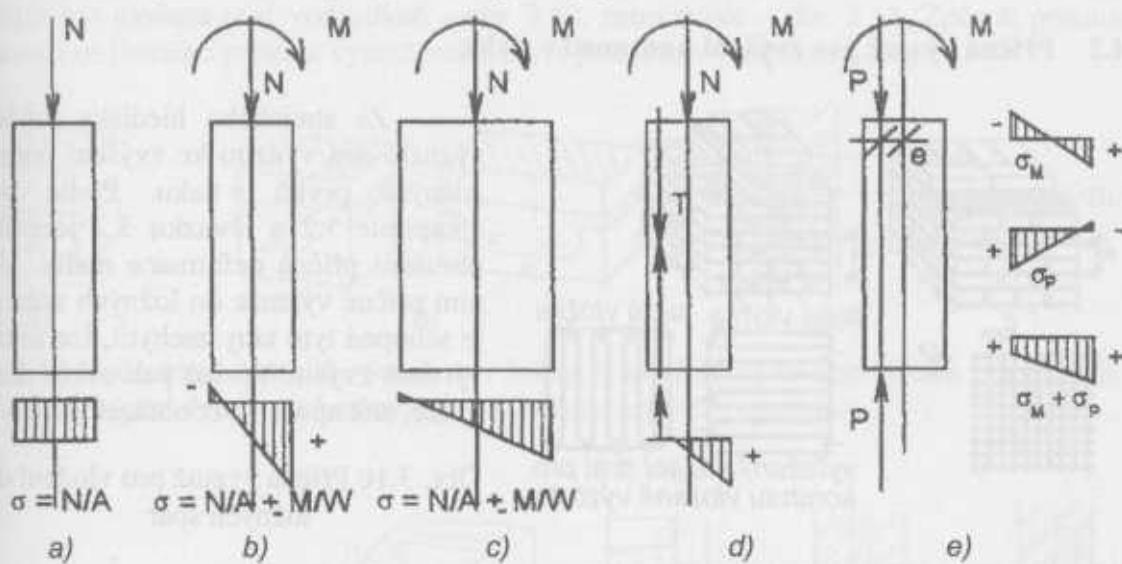


Obr. 3.6 Dvouvrstvé stěny a) s vyplněnou průběžnou svislou spárou, b) příklady uspořádání dvouvrstvých stěn s dutinou, c) stěna s tepelnou izolací a větranou dutinou, d) stěna s přízdvíkou

3.4 VYZTUŽENÉ A PŘEDPJATÉ ZDIVO

3.4.1 Obecně

V předchozí kapitole bylo vysvětleno, že zdivo poměrně slabě odolává tahovému napětí, které například vzniká při ohybu stěn kolmo k jejich rovině. Zvýšit únosnost je možné buď zvětšením tloušťky stěny nebo jejím tvarováním. Další možnosti je do zdí vkládat ocelové pruty, které jsou určeny k přenesení tahových napětí, tzn. že **zdivo vyztužíme**, nebo lze změnit rozdělení napěti ve zdí s vyloučením nebo omezením tahu a to použitím **předpětí**, které se do prvků vnáší pomocí předpinací ocelové výztuže - viz obr. 3.7. Průběh výsledného napěti lze měnit jak velikostí předpinací síly, tak jejím umístěním.



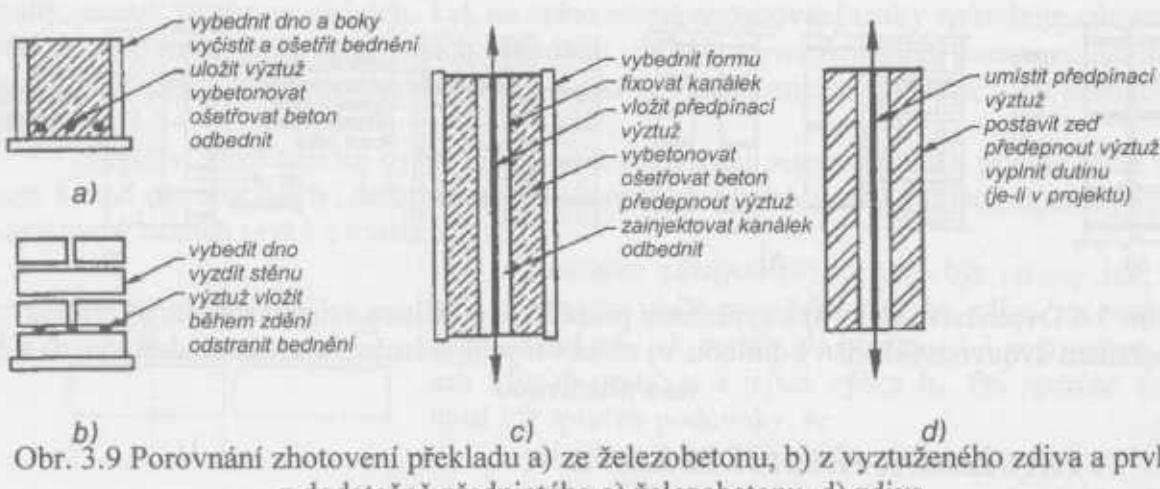
Obr. 3.7. Princip odezvy prvku na zatížení excentrickým tlakem a) centrické zatížení, b) excentrický zatížení prvek, c) zvětšení rozměrů nevyztuženého prvku, d) vyztužený prvek, e) předpjatý prvek



Obr. 3.8 Krycí vrstva výztuže ve zdí
1) pro maltu obyčejnou a lehkou

Výztuž je ve zdí nutno chránit proti korozi, což je možné buď dostatečnou krycí vrstvou malty či betonu podle obrázku 3.8, dokonalejší ochranou jsou povlaky buď odolnějších kovů jako zinku, nebo plastických hmot. Není výjimkou, že se používá i výztuže z korozivzdorné oceli. U předpinací výztuže se korozivzdorné oceli používá dokonce ještě častěji.

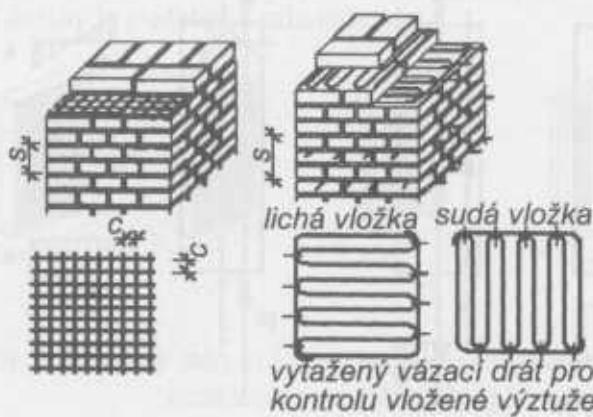
Zděné konstrukce



Obr. 3.9 Porovnání zhotovení překladu a) ze železobetonu, b) z vyztuženého zdíva a prvku z dodatečně předpjatého c) železobetonu, d) zdíva

Zhotovení prvků z vyztuženého zdíva může být relativně velmi jednoduché, zejména při vkládání výztuže do ložných spár přímo při zdění, navíc se může ušetřit bednění a v případě režného zdíva lze přímo provádět definitivní spárování bez narušení vazby. U dodatečně předpinaných zděných prvků je porovnání s předpináním betonu velmi přiznivé, neboť kromě úspory bednění nevyžaduje samotné předpinání žádné zvláštní zařízení (viz popis v kapitole 3.3.5), jako předpinaci výztuž se nejčastěji používají tyče se závity, rovněž ztráty předpjatí mohou být menší.

3.4.2 Příčná výztuž pro zvýšení únosnosti v tlaku



Ze statického hlediska může být vyztužování využito ke zvýšení únosnosti zděných prvků v tlaku. Podle popisu v kapitole 3.2 a obrázku 3.2 je příčinou porušení příčná deformace malty. Vložením příčné výztuže do ložných spár, která je schopná tyto tahy zachytit, lze únosnost výrazně zvýšit. Výztuž pak může mít tvar mříže, sítě apod. – viz obrázek 3.10.

Obr. 3.10 Příčná výztuž pro vložení do ložných spár

3.4.3 Prvky z podélně vyztuženého zdíva

Na obrázku 3.10 jsou znázorněny některé příklady, jaké mohou mít prvky z vyztuženého zdíva praktické použití. Stěna, zatižená kolmo ke své rovině například větrem nebo zemním tlakem může staticky působit jako nosník pnutý a) vodorovně, opřený o příčné stěny. Při tomto uspořádání se do zdíva vkládá výztuž vodorovně – viz obrázek 3.11. Stěna ovšem může být opřena i svisle b) a to pokud se příčné stěny nevyskytují nebo jejich vzdálenost je příliš velká. Pak lze stěnu zjednodušit na svisle orientovaný nosník a výztuž se vkládá svislým směrem některým ze způsobů z obr. 3.12. Poloha výztuže se určí tak, aby při ohybu byla co nejúčinnější a záleží i na tom, zda zatižení působí vždy jenom z jedné strany jako zemní tlak, nebo se jeho smysl může měnit (tlak a sání větru). Pokud by byla stěna podepřena příčnými stěnami i stropy, lze ji v případě, že bude výztuž umístěna svisle i vodorovně, navrhnut jako desku uloženou po obvodě.

Zděné konstrukce

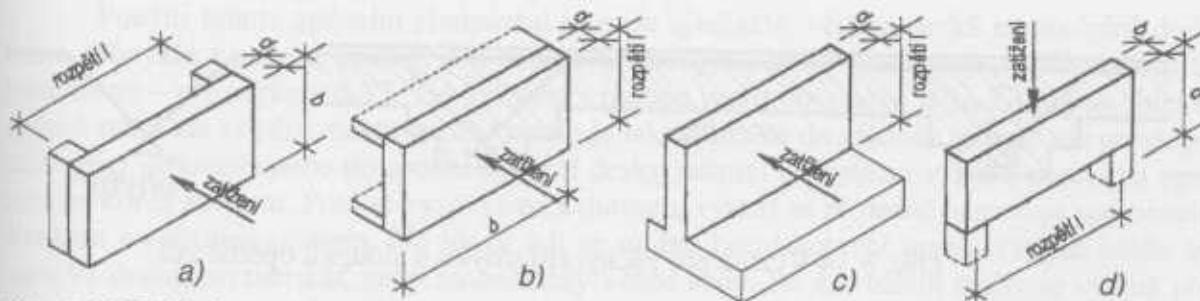
Příklad c) znázorňuje úhlovou opěrnou zídku, kde do betonového deskového základu je vložena vodorovně v spodní části stěny.

Příklad d) znázorňuje výztuž, která je vložena vodorovně ve stěně s výškou rovnou délce základu.

Výztuž je umístěna blíže k zatíženému lici.

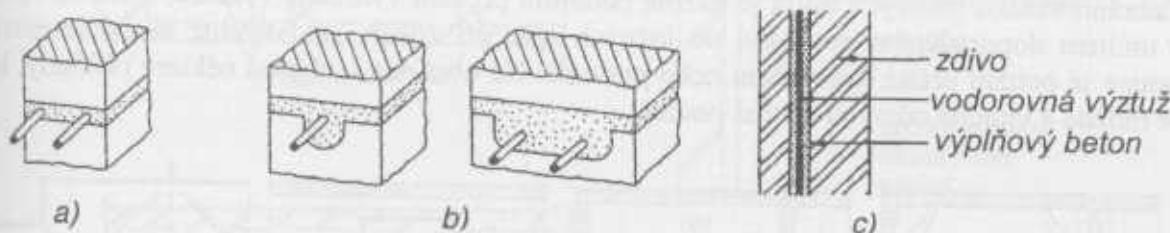
Poslední z příkladů c) je prvek z vyztuženého zdíva, který působí jako vysoký nosník nad otvorem. Výztuž je vložena vodorovně ve spodní části stěny.

Uvedené příklady jsou pouze jednoduché prosté nosníky a konzola, prakticky však se může jednat i o staticky složitější soustavy například spojené nosníky, rámy apod., pokud je možné odpovídajícím způsobem vkládat výztuž do míst, kde by ve zdívu vznikala tahová napětí.

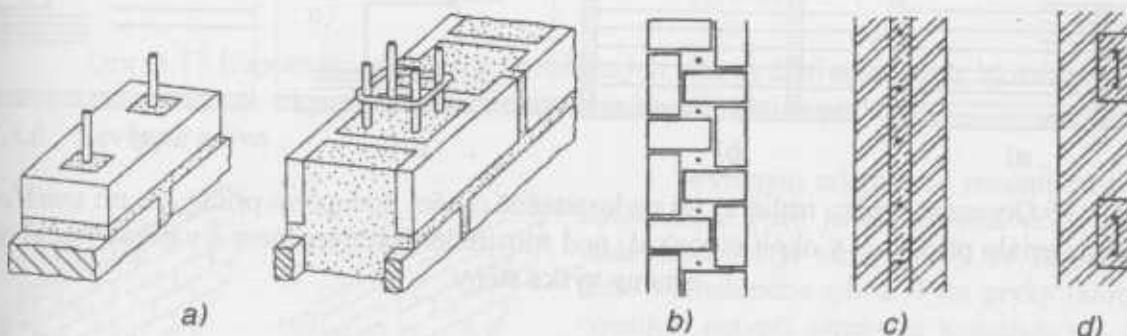


Obr. 3.11 Příklady prvků z podélně vyztuženého zdíva

Výztuž se do zdíva ukládá buď do malty, nebo do betonové části, spolupůsobící se zdírem. Výztuž může být buď předem vyrobená například ve formě žebříčku nebo přehradoviny – viz kapitolu 2.3.5, nebo může být z jednotlivých prutů případně vázaná. Podle orientace může být uložena buď vodorovně – obr. 3.12, nebo svisle – obr. 3.13. Způsob posouzení únosnosti ohýbaného prvku z vyztuženého zdíva je uveden v kapitole 4.2.8.



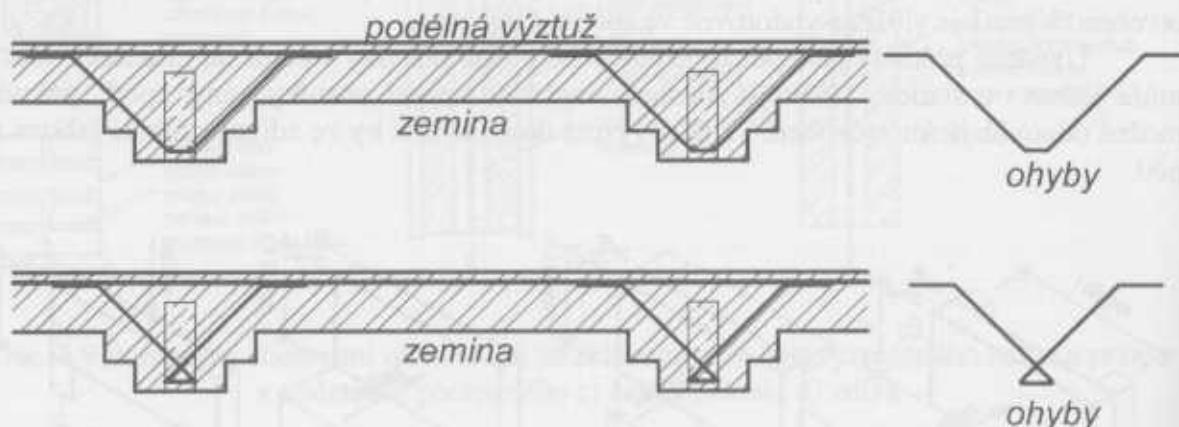
Obr. 3.12 Vodorovně uložená výztuž a) v ložných spárách, b) ve speciálních tvarovkách, c) v betonové výplni dvouvrstvé stěny (spolupůsobení zajištěno sponami)



Obr. 3.13 Svisle uložená výztuž a) ve speciálních tvarovkách, b) ve stěně se speciální vazbou (Quetta bond), c) ve výplni dvouvrstvé stěny, d) ve svislých drážkách

Zdivo je možné vyztužovat i pro zvýšení únosnosti ve smyku za ohybu. Například u svařované výztuže do ložných spár zvyšuje únosnost ve smyku příčky žebříčkové nebo diag-

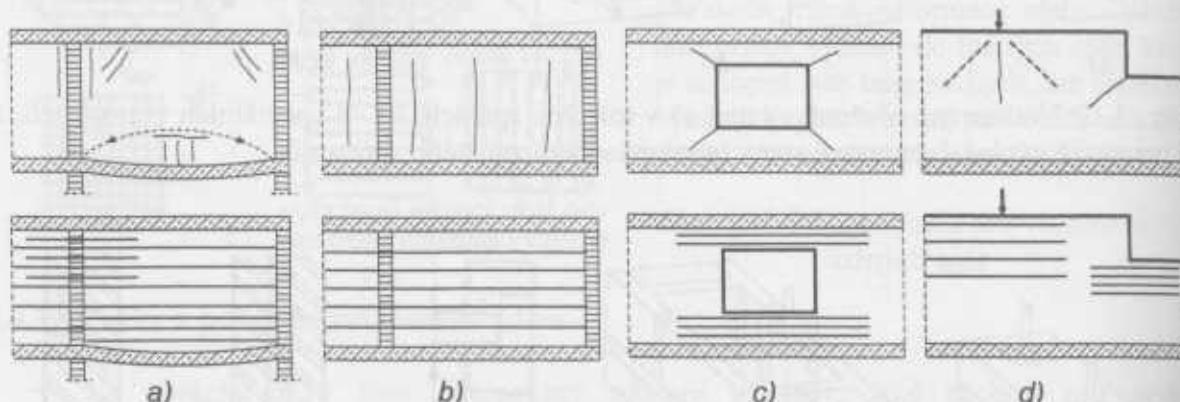
nály příhradové výztuže, které propojují podélné pruty viz obr. 2.8.a) a b), nebo se do spár vkládají různé ohyby, které smyk zachycují – viz obr. 3.13.



Obr. 3.14 Výztuž pro zachycení smyku u sloupků opěrné zdi

3.4.4 Konstrukční vyztužování k omezení vzniku trhlin

Na základě dlouhodobých zkušeností je známo, že ve zděném objektu jsou určitá místa, ve kterých mohou vznikat trhliny, které by z pohledu obvyklého návrhu vznikat neměly. Trhliny vznikají i ve zděných prvcích, které se běžně nedimenzují jako například v příčkách apod. Je to dáno tím, že zdivo je relativně málo přetvárné, tím i křehké a může se částečně poškodit působením například objemových změn, deformací části nosné konstrukce apod. Zabránit vzniku takových trhlin je možné použitím předem vyrobené výztuže, která se vkládá v určitém doporučeném množství do ložných spár při zdění. Tato výztuž se nedimenzuje, pouze se použijí určitá doporučení nebo pravidla. Na obrázku 3.14 jsou některé příklady, kdy je možné a vhodné takovou výztuž použít.

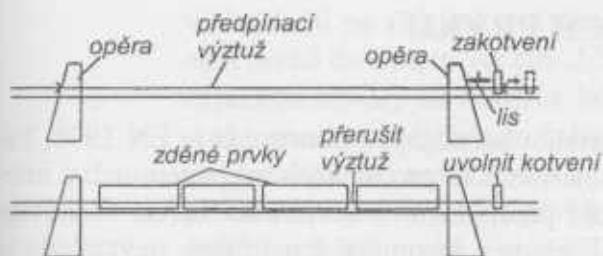


Obr. 3.15 Omezení vzniku trhlin a) při nedostatečně tuhém podepření příčky, b) při smršťování materiálu příčky, c) v okolí otvorů, d) pod soustředěným břemenem a v místě vrubu od změny výška stěny

3.4.5 Prvky z předpjatého zdiva

Prvky z předpjatého zděva lze vyrobit buď jako **předem předpjaté** nebo jako **dodatečně předpjaté**. První ze způsobů je patrný z obrázku 3.16 a slouží například při výrobě prvků, které z nějakých důvodů nelze nebo není výhodné vyzdívat v definitivní poloze – např.

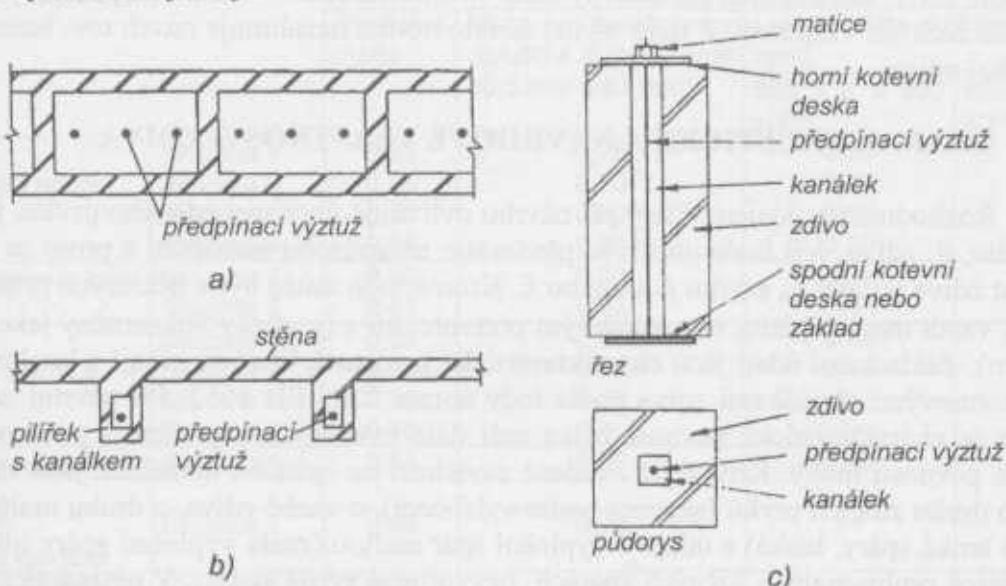
Zděné konstrukce



klad zvlášť složité fasádní díly apod. Na předem napnutou výztuž se vyzdí prvky, po zatvrdenutí malty se výztuž přeruší a prvky vzájemně oddělí.

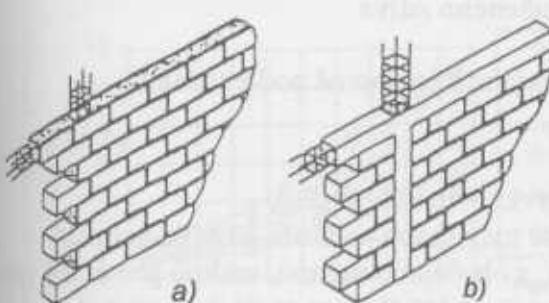
Obr. 3.16 Fáze výroby předem předpjatých zděných prvků

Použití tohoto způsobu předpínání je spíše ojedinělé, většina prvků se předpíná dodatečně. Obvyklé a vhodné průřezy pro dodatečně předpjaté prvky jsou stěny s pilířky a komůrkové stěny – viz obrázek 3.17. Takové prvky mohou tvořit obvodové stěny halových objektů, opěrné stěny ale i opěry mostů apod. Princip je takový, že se do základu (pokud má prvek působit jako větknutý) nebo do spodní kotevní desky zakotví předpínací výztuž, zpravidla opatřená na konci závitem. Poté se vyzdí stěna s dutinou, výztuž se případně nastavuje spojovacím článkem s vnitřním závitem. Na hlavu zdi se umístí horní kotevní prvek, kterým může být ocelová deska, prefabrikát, nebo monolitický věnec apod. Po zatvrdenutí malty se výztuž předepne nejčastěji pomocí matice na horním konci tyče, s výhodou lze po určitém čase výztuž dopnout. Pro výztuž se používá korozivzdorná ocel, v případě použití uhlikaté oceli se musí provést dokonalá, zpravidla kombinovaná ochrana proti korozii povlaky a nátěry, případně se kanálky s výztuží zainjektují.



Obr. 3.17 Uspořádání dodatečně předpjatých stěn a) diafragmových, b) s dutými pilířky, c) svislý řez s označením základních prvků

3.4.6 Sevřené zdivo



Sevřeným zdí se rozumí část zděné konstrukce, která je ohrazená ve své rovině podél všech čtyř stran prvky ze železobetonu nebo vyztuženého zdíva. Tyto prvky (sloupky a nosníky) netvoří rámovou konstrukci – nepřenáší ohybové momenty v rozích. Zdivo a obvodové prvky spolu spolupůsobí a příznivě ovlivňují výsledné chování celé konstrukce.

Obr. 3.18 Zdivo sevřené nosníky a sloupky a) z vyztuženého zdíva, b) ze železobetonu

4 NÁVRH A VÝPOČET ZDĚNÝCH PRVKŮ

4.1 OBECNÉ

Základním předpisem, kterým se řídí navrhování zděných konstrukcí je EN 1996, Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí. Tato norma platí pro navrhování pozemních a inženýrských staveb z nevyzkušeného, vyzkušeného, předpjatého a sevřeného zdíva. Stanovuje požadavky, které se vztahují k únosnosti, použitelnosti, životnosti konstrukcí, nevztahuje se k požadavkům například na tepelnou a akustickou izolaci apod. Eurokód 6 má několik částí, a to:

Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro vyzkušené a nevyzkušené zděné konstrukce [4],

Část 1-2: Obecná pravidla pro pozemní stavby - Navrhování konstrukcí na účinky požáru [5]

Část 2: Volba materiálu, konstruování a provádění zděných konstrukcí [7]

Část 3: Zjednodušené metody a jednoduchá pravidla pro zděné konstrukce [8]

Poznámka: Vzhledem k tomu, že v době zpracování skript jsou evropské normy používány jako předběžné a po určitém období praktického ověřování budou upraveny a vydány jako definitivní, mohou vzniknout určité drobné nesrovnalosti ve výše uvedených názvech norem, ale i v následujících článcích.

Platnost Eurokódu 6 je omezena na zdivo, provedené ze zdicích prvků, uvedených v kapitole 2.1.1, které splňují požadavky dané ve specifikacích – viz lit. [9] až [14] a vyzděné na maltu určitých vlastností. Z toho plyne, že tato norma nezahrnuje návrh tzv. bezmaltového (suchého) zdíva.

4.2 CHARAKTERISTICKÉ A NÁVRHOVÉ VLASTNOSTI ZDIVA

Rozhodujícím údajem, který při návrhu ovlivňuje únosnost zděného prvku, je pevnost materiálu, tj. zdíva. Její hodnota závisí především na způsobu namáhání a proto se stanovuje pevnost zdíva v tlaku f_k , smyku f_v a ohybu f_x . Kromě toho může být v některých případech důležitý i vztah mezi napětím σ a poměrným přetvořením ε (graficky znázorněný jako pracovní diagram). Základními údaji jsou **charakteristické pevnosti**, které se určují v konkrétním případě normovými zkouškami zdíva podle řady norem ČSN EN 1052. Při návrhu zděné konstrukce se charakteristická pevnost zdíva určí dále uvedeným výpočtem z pevnosti zdicích prvků a pevnosti malty. Kromě již uvedené závislosti na způsobu namáhání jsou rozhodující údaje o druhu zdicích prvků (skupina podle vylehčení), o vazbě zdíva, o druhu malty (obyčejná, pro tenké spáry, lehká) a údaje o vyplnění spár maltou (zcela vyplněné spáry ložné i svislé, podélné pruhy malty v ložných spárách, nevyplněné svislé spáry). V následujících kapitolách je uvedeno stanovení pevnosti pro obvyklé typy zdíva, pro neuvedené případy je nutné čerpat z platných normových předpisů.

4.2.1 Charakteristická pevnost v tlaku nevyzkušeného zdíva

Charakteristická pevnost zdíva v tlaku f_k se stanovuje obecně podle vztahu

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta, \quad (4.1)$$

- kde f_b je normalizovaná pevnost zdicích prvků v tlaku v (MPa),
 f_m je pevnost malty v (MPa), uvažuje se maximální hodnota 20 MPa nebo $2f_b$,
 K je součinitel závislý na druhu zdíva, s obyčejnou maltou, maltou pro tenké spáry a lehkou maltou; hodnoty součinitele K jsou uvedeny v tabulce 4.1,

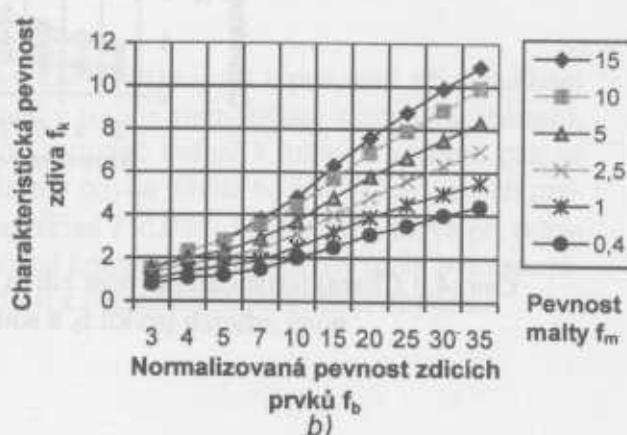
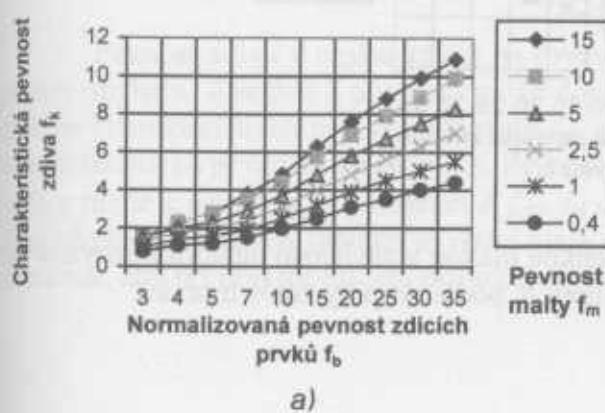
Zděné konstrukce

- v závislosti na skupině a druhu zdicích prvků podle tabulky 4.1 (zařazení zdicích prvků do skupin viz tab. 2.1),
- α exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, $\alpha = 0,65$ pro nevyzkušené zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou, $\alpha = 0,85$ pro nevyzkušené zdivo s maltou pro tenké spáry z pálených zdicích prvků skupiny 1 a 4, vápenopiskových zdicích prvků, prvků z hutného nebo lehkého kameniva a pórabetonových zdicích prvků a $\alpha = 0,7$ pro nevyzkušené zdivo s maltou pro tenké spáry z pálených zdicích prvků skupiny 2 a 3,
 - β exponent závislý na druhu malty, $\beta = 0,25$ pro obyčejnou maltu, $\beta = 0$ pro maltu pro tenké spáry a maltu lehkou.

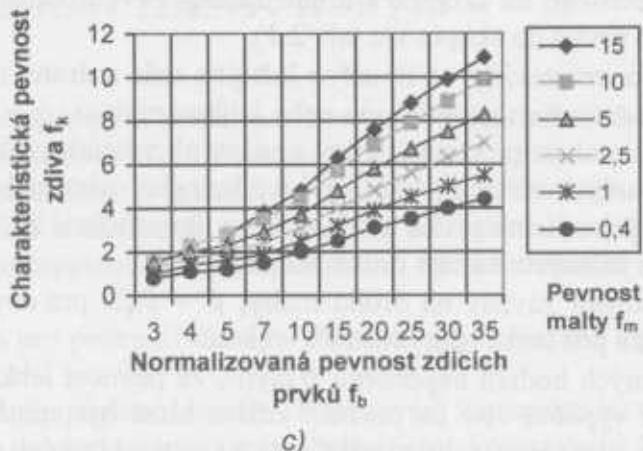
Z uvedených hodnot exponentu β plyne, že pevnost lehké malty a malty pro tenké spáry nemá podle výpočtu vliv na pevnost zdiva. Musí být splněny podmínky, že u zdiva s maltou pro tenké spáry jsou použity zdici prvky s odpovídajícími rozměrovými tolerancemi, které umožňují tenké spáry a jejich normalizovaná pevnost se uvažuje nejvýše 5 MPa, pevnost malty je minimálně 5 MPa. U zdiva s lehkou maltou se uvažuje normalizovaná pevnost zdicích prvků v tlaku nejvýše 15 MPa a ve zdivu se nevyskytují podélné spáry (tloušťka zdiva odpovídá šířce zdiciho prvku).

Tab. 4.1. Hodnoty součinitele K pro zdivo s obyčejnou maltou, maltou pro tenké spáry a lehkou maltou (viz vzorec 4.1)

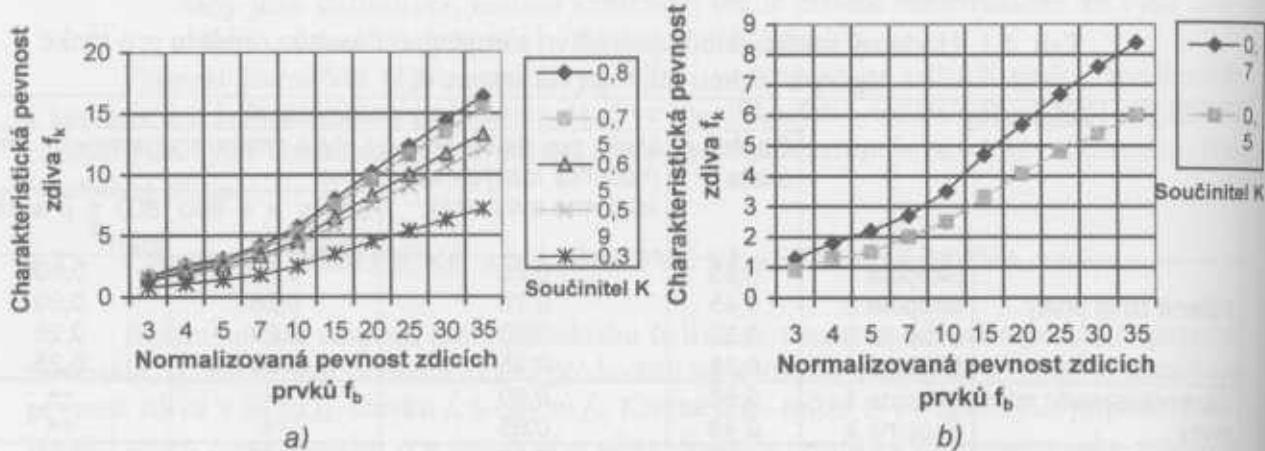
Zdicí prvky		Hodnoty součinitele K			
		Obyčejná malta	Malta pro tenké spáry (tloušťka ložných spár $\geq 0,5$ mm a ≤ 3 mm)	Lehká malta s objemovou hmotností $600 \leq \rho \leq 800$ kg/m ³	$800 \leq \rho \leq 1500$ kg/m ³
Pálené zdici prvky	Skupina 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Skupina 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Skupina 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Skupina 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Vápenopiskové zdici prvky	Skupina 1	0,55	0,80	++	++
	Skupina 2	0,46	0,65	++	++
Betonové tvárnice	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Skupina 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Skupina 3	0,35	0,59	++	++
	Skupina 4	0,35	++	++	++
Pórabetonové tvárnice	Skupina 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Zdicí prvky z umělého kamene	Skupina 1	0,45	0,75	++	++
Zdicí prvky z přirozeného kamene	Skupina 1	0,45	++	++	++
++ Obvykle nepoužívaná kombinace malty a zdicích prvků, proto hodnota K neuvedena					



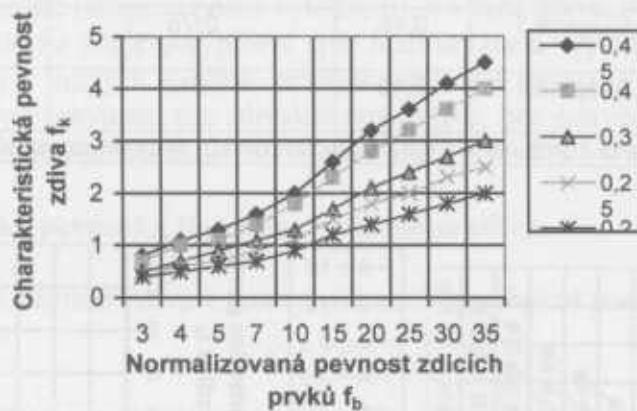
Zděné konstrukce



Obr. 4.1 Charakteristická pevnost zdíva na obyčejnou maltu v závislosti na normalizované pevnosti zdicích prvků f_b a pevnosti malty f_m pro zdíci prvka a) skupiny 1, b) skupiny 2, c) skupiny 3 a 4



Obr. 4.2 Charakteristická pevnost zdíva s tenkými spárami v závislosti na normalizované pevnosti zdicích prvků f_b pro a) pro nevyztužené zdívo s maltou pro tenké spáry z pálených zdicích prvků skupiny 1 a 4, vápenopískových zdicích prvků, prvků z hutného nebo lehkého kameniva a pórabetonových zdicích prvků, b) z pálených zdicích prvků skupiny 2 a 3



Obr. 4.3 Charakteristická pevnost zdíva s lehkou maltou v závislosti na normalizované pevnosti zdicích prvků f_b a součiniteli K podle skupiny zdicích prvků

4.2.2 Charakteristická pevnost ve smyku

Pevnost zdiva ve smyku je obecně závislá jednak na základní únosnosti zdiva ve smyku při nulovém napětí v tlaku f_{vk0} , která je závislá na vlastnostech zdicích prvků, maltý a na provedení zdiva, jednak na velikosti napětí v tlaku, které působí kolmo na směr smyku v uvažovaném průřezu. Toto napětí se uvažuje návrhovou hodnotou σ_d .

Pokud jsou všechny spáry ve zdivu vyplněny maltou, uvažuje se charakteristická pevnost zdiva ve smyku nejmenší z hodnot:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (4.2)$$

nebo $f_{vk} = 0,065 f_b$, ale nejméně f_{vk0} ,

nebo f_{vl} - omezující hodnota, která není v době zpracování skript definována.

Jestliže ve zdivu nejsou vyplněny příčné spáry maltou a boční plochy zdicích prvků těsně přiléhají, uvažuje se charakteristická pevnost zdiva ve smyku nejmenší z hodnot:

$$f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (4.3)$$

nebo $f_{vk} = 0,045 f_b$, ale nejméně f_{vk0} ,

nebo f_{vl} .

Jestliže jsou ve zdivu zdicí prvky uloženy na dvou stejných pruzích obyčejné maltý minimální šířka 30 mm podél obou lic zdiva, uvažuje se charakteristická pevnost zdiva ve smyku nejmenší z hodnot:

$$f_{vk} = (g/t) f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (4.4)$$

nebo $f_{vk} = 0,05 f_b$, ale nejméně f_{vk0} ,

nebo 0,7 násobek omezující hodnoty z tabulky 4.2,

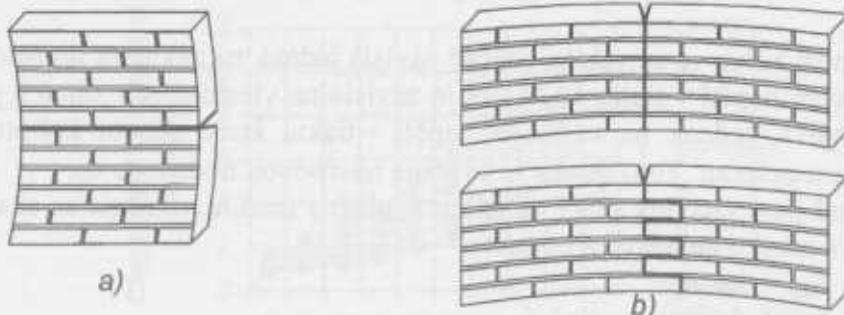
kde g je celková šířka obou pruhů maltý a t je tloušťka stěny.

Tab. 4.2. Základní pevnosti ve smyku f_{vk0}

Zdicí prvky	f_{vk0} (MPa)		
	Obyčejná malta pevnosti	Malta pro tenké spáry tloušťky od 0,5 do 3,0 mm	Lehká malta
Pálené zdicí prvky	M10 – M20	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20	
	M1 – M2	0,10	
Vápenopískové zdicí prvky	M10 – M20	0,20	0,15
	M2,5 – M9	0,15	
	M1 – M2	0,10	
Betonové tvárnice	M10 – M20	0,20	0,15
Pórobetonové tvárnice	M2,5 – M9	0,15	
Zdicí prvky z přírodního a umělého kamene	M1 – M2	0,10	

4.2.3 Charakteristická pevnost v ohybu

Pevnost zdiva v ohybu závisí na rovině, ve které může dojít k porušení při namáhání pravu ohybem. Zásadně k porušení může dojít buď v rovině rovnoběžné s ložnými spárami, pak se charakteristická pevnost označuje f_{xk1} , nebo v rovině kolmě k ložným spáram, pak se charakteristická pevnost označuje f_{xk2} . Pevnost zdiva v ohybu závisí na použitých zdicích prvcích a maltě a označuje se poměrem $F f_{xk1}/f_{xk2}$, například $F 0,08/0,16$. Pevnost zdiva při porušení ohybem v ložných spárách je velmi malá a nosná konstrukce objektu by měla být usporádána tak, aby při překročení této pevnosti mohlo dojít k rozsáhlému poškození objektu.



Obr. 4.4 Porušení zděné stěny v rovině a) rovnoběžné s ložnými spárami, b) kolmé na ložné spáry

Charakteristická pevnost v ohybu nevyzkušeného zdiva při porušení rovnoběžně s ložnými spárami se určí podle tabulky 4.3.

Tab. 4.3 Charakteristické hodnoty pevnosti nevyzkušeného zdiva v ohybu f_{skl} v ohybu

Hodnoty f_{skl} při pevnosti malty v tlaku f_m v MPa			
5,0 a větší	2,5	1,0	0,4
0,24	0,16	0,08	0,04

Pevnost zdiva při porušení ohybem v rovině kolmě na ložné spáry je vyšší a určí se jednak ze přímého porušení ve spárách kde rozhoduje pevnost malty

$$f_{sk2,m} = 2 f_{skl} \quad (4.5.1)$$

jednak $f_{sk2,c} = \eta_c 0,1 f_c \quad (4.5.2)$

kde f_{skl} je charakteristická pevnost v ohybu podle tab. 4.3,
 f_c je pevnost zdicích prvků v tlaku,
 η_c je poměr součtu ploch průřezů zdicich prvků protnutých uvažovanou rovinou porušení a celkové plochy průřezu prvku.

4.2.4 Dílčí součinitele spolehlivosti materiálu

Při určení **návrhových vlastností** zdiva při posuzování mezního stavu únosnosti se používají dílčí součinitely spolehlivosti materiálu γ_m podle tabulky 4.4, kterými se charakteristické hodnoty vlastnosti vydělí podle vztahu

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (4.6),$$

kde f_d je návrhová hodnota pevnosti,
 f_k je charakteristická hodnota pevnosti.

Součinitely spolehlivosti v tabulce jsou závislé na zajištění odpovídající kvality zdiva a to jednak výběrem materiálů zděné konstrukce a tak zaručením jejich vlastností, jednak zajištěním kvality provedení zděné konstrukce na stavbě označením třídy od 1 do 5. V době zpracování skript nebyla kriteria pro zařazení konstrukcí do tříd stanovena.

Při ověřování konstrukce při působení mimořádných zatížení se uvažují součinitely spolehlivosti γ_m nižšími hodnotami.

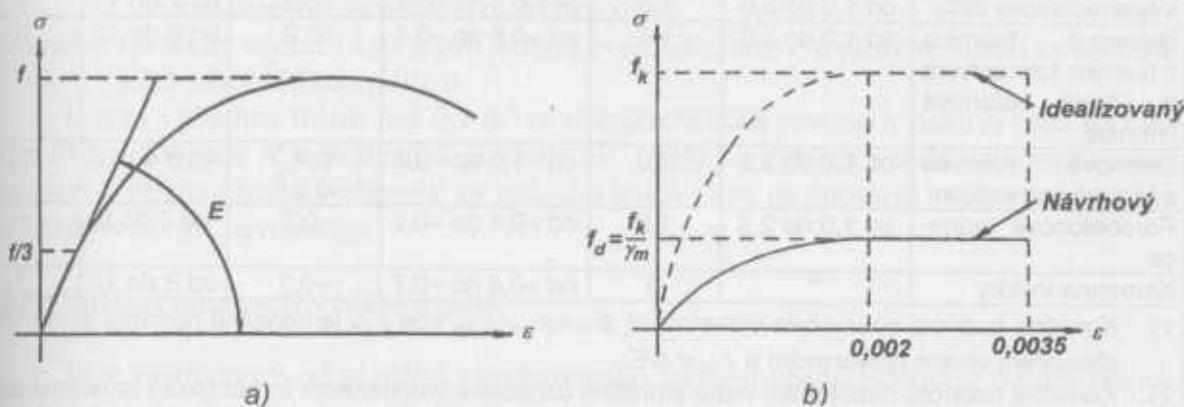
Tab. 4.4 Dilčí součinitele spolehlivosti materiálu

Materiály	Součinitel γ_m				
	Třída				
	1	2	3	4	5
A Zdivo zhotovené z prvků kategorie I a malty návrhové ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B prvků kategorie I a malty předpisové ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C prvků kategorie II a libovolné malty ^{a,b,e}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D Kotvení výztužních prutů	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E Obyčejná a předpjatá výztuž			1,15		
F Pomocné výrobky ^{c,d}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G Překlady podle EN 845-2			od 1,5 do 2,5		

* Požadavky na malty jsou uvedeny v ČSN EN 998-2 a ČSN EN 1996-2
 b) Požadavky na malty jsou uvedeny v ČSN EN 998-2 a ČSN EN 1996-2
 c) Deklarované hodnoty jsou průměrné hodnoty
 d) Na hydroizolačních vrstvách je uloženo zdivo
 e) Jestliže variační součinitel zdicích prvků kategorie II není větší než 25%

4.2.5 Pracovní diagram a moduly pružnosti zdiva

Vztah napětí a odpovídající poměrné deformace se znázorňuje pomocí grafu, nazývaného pracovní diagram. Na průběhu diagramu lze zjistit, jak se materiál chová pružně, tzn. do jaké míry platí přímá úměra mezi napětím a poměrným přetvořením, která se obvykle označuje Hookův zákon. Na obrázku 4.2 je uveden charakteristický pracovní diagram zdiva, ze kterého je patrné, že se na chování zdiva značně uplatňuje plastická složka deformace, křivka diagramu je zakřivena od samého počátku. Konkrétní tvar diagramu závisí ovšem na složení zdiva a to jak na zdicích prvcích, tak na použité maltě. Obecně platí, že čím má zdivo vyšší pevnost, tím je diagram příkřejší, tzn. že zdivo má i vyšší konstantu úměrnosti tj. modul pružnosti. Děrování zdicích prvků rovněž ovlivňuje průběh pracovního diagramu a to především tím, že se může daleko méně plasticky přetvořit (je krčhčí) a tím je diagram ve směru osy ϵ kratší.



Obr. 4.5 Pracovní diagram zdiva a) obecný, b) pro výpočet zděných prvků namáhaných ohybem a tlakem

U nevyztuženého zdiva se určuje tzv. krátkodobý sečnový modul pružnosti E_{sec} pro namáhání zdiva v tlaku v závislosti na pevnosti zdiva podle vztahu

$$E_{sec} = \alpha_{sec} f_k, \quad (4.7)$$

kde α_{sec} je součinitel z tabulky 4.5 a
 f_k je charakteristická pevnost zdíva v (MPa).

Modul pružnosti nevyztuženého zdíva ve smyku se uvažuje 0,4 násobek modulu pružnosti v tlaku E_{sec} .

Tab. 4.5 Hodnoty součinitele α_{sec}

Zdivo	Součinitel α_{sec} pro zdivo na maltu s pevností v tlaku v MPa				
	15,0; 10,0	5,0	2,5	1,0	0,4
z pálených zdicích prvků, z vápenopískových cihel	1 000	1000	750	750	500
z pórabetonových tvárníc	-	700	600	500	300
z betonových tvárníc s lehkým kamenivem					
z betonových tvárníc s hutným kamenivem	1 500	1 500	1 200	900	700
z kamenných kvádrů	2 000	2 000	1 500	1 200	1 000

4.2.6 Dotvarování, smršťování a tepelná roztažnost zdíva

Intervaly hodnot deformačních vlastností zdíva z různých zdicích prvků a obyčejné malty jsou uvedeny v tabulce 4.6. Deformační vlastnosti se mají přednostně určovat zkouškami. V běžných případech se deformační hodnoty při navrhování konstrukcí neuplatní, význam však mají například při určování minimálních šířek dilatačních spár nebo při spolupůsobení různých druhů materiálu.

Tab. 4.6 Deformační vlastnosti nevyztuženého zdíva na obyčejnou maltu

Druh zdicího prvku	Konečná hodnota součinitele dotvarování Φ_{∞}		Konečná hodnota nabobtnání nebo smrštění ϵ_{∞} mm/m		Součinitel tepelné roztažnosti $10^{-6}/K$	
	interval	návrhová hodnota	interval	návrhová hodnota	interval	návrhová hodnota
Pálené prvky	od 0,5 do 1,5	1,0	od -0,2 do +1,0	- ³⁾	od 4 do 8	6
Vápenopískové cihly	od 1,0 do 2,0	1,5	od -0,4 do -0,1	-0,2	od 7 do 11	9
Betonové tvárnice s hutným kamenivem a lícové betonové tvárnice	od 1,0 do 2,0	1,5	od -0,6 do -0,1	-0,2	od 6 do 12	10
betonové tvárnice s lehkým kamenivem	od 1,0 do 3,0	2,0	od -1,0 do -0,2	-0,4 ⁴⁾ -0,2 ⁵⁾	od 8 do 12	10
Pórabetonové tvárnice	od 1,0 do 2,5	1,5	od -0,4 do -0,2	-0,2	od 7 do 9	8
Kamenné kvádry	⁶⁾	0	od -0,4 do -0,7	+0,1	od 3 do 12	7

1) Konečná hodnota součinitele dotvarování $\Phi_{\infty} = \epsilon_{\infty} / \epsilon_{el}$, kde ϵ_{∞} je konečná hodnota poměrného přetvoření vlivem dotvarování a $\epsilon_{el} = \sigma/E$.
 2) Konečná hodnota nabobtnání nebo smrštění označená znaménkem minut (plus) známená zkrácením (roztažením).
 3) Hodnoty závisí na druhu suroviny, a proto nelze uvést jenom jednu návrhovou hodnotu.
 4) Uvedená hodnota platí pro kameniva z pemzy a expandovaného jílu.
 5) Uvedená hodnota platí pro lehká kameniva kromě pemzy nebo expandovaného jílu.
 6) Obvykle jsou hodnoty velmi malé.

4.3 OVĚŘOVÁNÍ ÚNOSNOSTI PRVKŮ

4.3.1 Návrhová únosnost stěny v tlaku

Výpočet únosnosti nevyzkušených zděných stěn, které jsou namáhaný svislým zatížením musí být založen na geometrickém uspořádání stěny, na vlivu výstřednosti působících sil a na materiálových vlastnostech zdíva. Při obvyklém postupu navrhování se předpokládá, že

- rovinné průřezy zůstávají rovinné,
- pevnost zdíva v tahu ve směru kolmém na ložené spáry je nulová,
- závislost napětí na poměrném přetvoření (pracovní diagram) má průběh podle obrázku 4.2 a).

Dále se má přihlédnout

- k dlouhodobým účinkům působení zatížení
- ke vlivu 2. řádu, který lze zahrnout zmenšujícím součinitelem pro štíhlost,
- k výstřednostem, vypočteným z polohy stěny a ze vzájemného působení stropních konstrukcí a smykových stěn, které lze zahrnout zmenšujícím součinitelem pro výstřednost,
- k výstřednostem, pocházejícím z odchylek vzniklých při provádění,
- k rozdílným vlastnostem materiálů jednotlivých prvků.

V mezním stavu únosnosti musí být splněna podmínka, že svislé zatížení N_{sd} je menší nebo rovno únosnosti nevyzkušené stěny N_{rd} při svislém zatížení, vyjádřené vztahem

$$N_{sd} \leq N_{rd}. \quad (4.8)$$

Návrhová únosnost jednovrstvé stěny v tlaku, působícím ve svislém směru, na jednotku délky je určena vztahem

$$N_{rd} = \frac{\Phi_{lm} t f_k}{\gamma_m}, \quad (4.9)$$

kde Φ_{lm} je zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti zatížení

f_k je charakteristická pevnost zdíva v (MPa)

γ_m je součinitel spolehlivosti materiálu

t je tloušťka stěny, která se zmenší v případě, že ložné spáry zůstaly nevyplněny na vzdálenost více než 5 m od líce stěny.

Poznámka: Uvedený vzorec (4.9) je pro jednotkovou šířku stěny, u pilíře se čitatel ve zlomku ještě násobí šírkou pilíře b .

U stěn s plochou menší než $0,1 \text{ m}^2$ se charakteristická pevnost v tlaku f_k sníží součinitelem $(0.7 + 3A)$, kde A je průřezová plocha v m^2 . Drážky a výklenky snižují únosnost stěny, vzhledem k většímu počtu podmínek ke způsobu jejich vlivu na únosnost stěny viz odpovídající články v normě navrhování.

4.3.2 Snížení únosnosti v hlavě a patě

Vliv výstřednosti od svislého i vodorovného zatížení včetně odchylek od projektovaného tvaru prvku se v hlavě a patě zděného prvku zavádí pomocí zmenšujícího součinitele Φ_i podle vztahu

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (4.10)$$

kde e_i je výstřednost normálové síly v hlavě nebo patě stěny, vypočtená jako $e_i = e_{fi} + e_a \geq 0,05 t$;

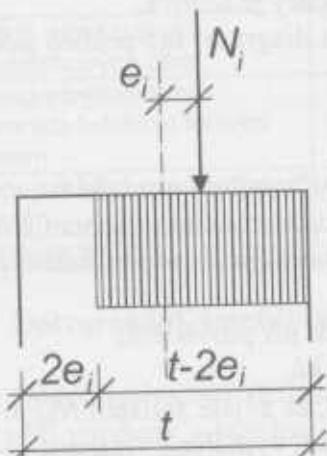
$e_{fi} = \frac{M_i}{N_i}$ je skutečná výstřednost zatížení v hlavě nebo patě od zatížení;

M_i je návrhový moment v hlavě nebo patě stěny, vyvolaný svislým případně vodorovným zatížením;

N_i je návrhová hodnota normálové sily v hlavě nebo patě stěny;

$e_a = \frac{h_{ef}}{450}$ je náhodná výstřednost vyjadřující vliv odchylek skutečné konstrukce, závislá na účinné výšce stěny h_{ef}

Použití součinitele Φ_i prakticky znamená, že se předpokládá rozdělení normálového napětí po průřezu podle obrázku 4.3 tak, že výslednice tlaku N leží v těžišti tlačené plochy průřezu.



Obr. 4.6 Rozdělení napětí v hlavě a patě stěny

4.3.3 Snížení únosnosti ve střední pětině výšky

Ve střední pětině výšky stěny je únosnost stěny ovlivněna kromě výstřednosti tlakové sily od svislého i vodorovného zatížení dále i její štíhlosti. Při velké štíhlosti stěny, charakterizované štíhlostním poměrem h_{ef}/l_{ef} může dojít k vybočení stěny a následně k jejímu přeložení. Vybočení ovlivňuje modul pružnosti zdíva, který je vyjádřen ve vztahu k charakteristické pevnosti výrazem $E = \alpha_{sec} f_k$. Čím vyšší je modul pružnosti, tím je konstrukce tužší a více odolná proti vybočení. Další vliv má i dotvarování, protože při dlouhodobém působení zatížení se deformace zvětšuje a tím se zvětšuje skutečná výstřednost sily. Zmenšující součinitel Φ_m se spočte ze vztahu

$$\Phi_m = A_i e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (4.11)$$

kde $e=2,718$ je základ přirozených logaritmů;

$A_i = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$ je součinitel, který zachycuje obdobně vliv výstřednosti jako Φ_i ;

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}.$$

$\lambda = \frac{h_{ef}}{l_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{h_{ef}}{l_{ef}} \sqrt{\frac{1}{\alpha_{sec}}} \leq 27$, štíhlostní poměr je omezen u nosných stěn

α_{sec} je součinitel závislý na druhu zdíva a pevnosti malty podle tabulky 4.5;
 $e_{mk} = e_m + e_k$ je výsledná výstřednost normálové sily ve střední pětině stěny, která nesmí překročit meze $0,33 t \geq e_{mk} \geq 0,05 t$;
 $e_m = e_{fm} + e_a$ je výstřednost od účinků zatížení včetně vlivu náhodné výstřednosti;

$e_{fm} = \frac{M_m}{N_m}$	je skutečná výstřednost od zatížení;
$e_a = \frac{h_{ef}}{450}$	je náhodná výstřednost
M_m a N_m	jsou největší návrhový moment a normálová síla ve střední pětině výšky stěny od svislého i vodorovného zatížení;
h_{ef} a t_{ef}	je účinná výška a tloušťka stěny;
$e_k = 0,002\Phi_m \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m}$	je výstřednost od účinků dotvarování, který se neuvažuje u stěn z pálených zdicích prvků a kamenných kvádrů a u stěn z ostatních zdicích prvků při štíhlosti menší než 15;
Φ_m	je konečná hodnota součinitele dotvarování podle tabulky 4.6.

Vzhledem k složitým vztahům pro určení zmenšujícího součinitele Φ_m lze jeho hodnotu vyčíst z grafů na obrázcích 4.8 až 4.17.

4.3.4 Účinná výška a tloušťka stěny

Účinná výška stěny h_{ef} je jeden z rozhodujících údajů, které mají vliv na její případné vybočení. Vzhledem k prostorovému působení stěny v reálné konstrukci záleží účinná výška nejen na podepření v hlavě a patě, kde je stěna uložena na základ nebo je spojena se stropní konstrukcí, ale i ve směru vodorovném, kde může být podepřena přičními stěnami, pilíři apod. Aby podepření bylo dostatečně tuhé a účinné, musí splňovat určité podmínky popsané v dalším textu. Stěny mohou být podle uspořádání podpor volně stojící, podepřené podle dvou, tří, nebo všech čtyř okrajů. Za boční podepření se kromě základů považuje stropní konstrukce, pokud je dostatečně tuhá ve své rovině a zajištěna proti vodorovnému posunutí, přičná stěna (kolmá k předmětné stěně), pokud je její délka minimálně 1/5 výška podlaží a tloušťka minimálně 30 % účinné tloušťky ztužované stěny. Obě stěny musí být z materiálů obdobných deformačních vlastností a musí být propojeny vazbou zdíva nebo sponami. Účinná výška stěny h_{ef} se určí ze vztahu

$$h_{ef} = \rho_n h_n, \quad (4.12)$$

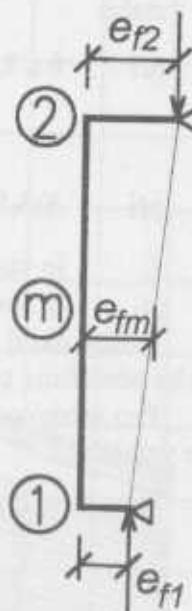
kde h je světlá výška podlaží

ρ_n je součinitel, u kterého index $n=2, 3, 4$, označuje počet podepřených okrajů uvažované stěny.

U stěn podepřených v patě a hlavě se stanovi:

$\rho_2 = 0,75$ pokud je stěna podepřena železobetonovými stropy nebo střechami uloženými v jedné úrovni nebo z jedné strany železobetonovým stropem, pokud je uložen na délku rovnou 2/3 tloušťky stěny, minimálně 85 mm;

$\rho_2 = 1,0$ pokud je výstřednost zatížení působícího na stěnu větší než 0,25 nástobek tloušťky stěny, nebo pokud je stěna podepřena dřevěnými stropy nebo střechami uloženými v jedné úrovni nebo z jedné strany dřevěným stropem, pokud je uložen na délku rovnou 2/3 tloušťky stěny, minimálně 85 mm;



Obr. 4.7 Výstřednost ve střední pětině výšky stěny

Pro stěny podepřené v hlavě a patě a podél jedné svislé strany se stanoví součinitel podle vztahů

$$\text{při } h \leq 3,5L \quad \rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{3L} \right]^2} \rho_2 > 0,3, \quad (4.13)$$

$$\text{při } h > 3,5L \quad \rho_3 = \frac{1,5L}{h}. \quad (4.14)$$

kde L je vodorovná vzdálenost mezi využitým a volným okrajem a

ρ_2 je součinitel určený pro stěnu podepřenou v hlavě a patě.

Volný okraj stěny se uvažuje v místě otvoru ve stěně nebo v místě svislé drážky, jejíž hloubka přesahuje polovinu tloušťky stěny.

Pro stěny podepřené v hlavě a patě a podél dvou svislých stran se stanoví součinitel podle vztahů

$$\text{při } h \leq L \quad \rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 h}{L} \right]^2} \rho_2, \quad (4.15)$$

$$\text{při } h > L \quad \rho_4 = \frac{0,5L}{h}. \quad (4.16)$$

kde L je vodorovná vzdálenost mezi využitými svislými okraji a

ρ_2 je součinitel určený pro stěnu podepřenou v hlavě a patě.

Účinná tloušťka stěny t_{ef} se uvažuje u stěny jednovrstvé, dvouvrstvé, stěny s licovou vrstvou, dutinové stěny s výplňovým betonem a stěny s obvodovými pruhy malty rovna skutečné tloušťce stěny t .

U dutinové stěny, kde jsou její nosná část a přizdívka spojeny nejméně třemi, staticky ověřenými sponami na ploše čtverečního metru, lze účinnou plochu stěny určit

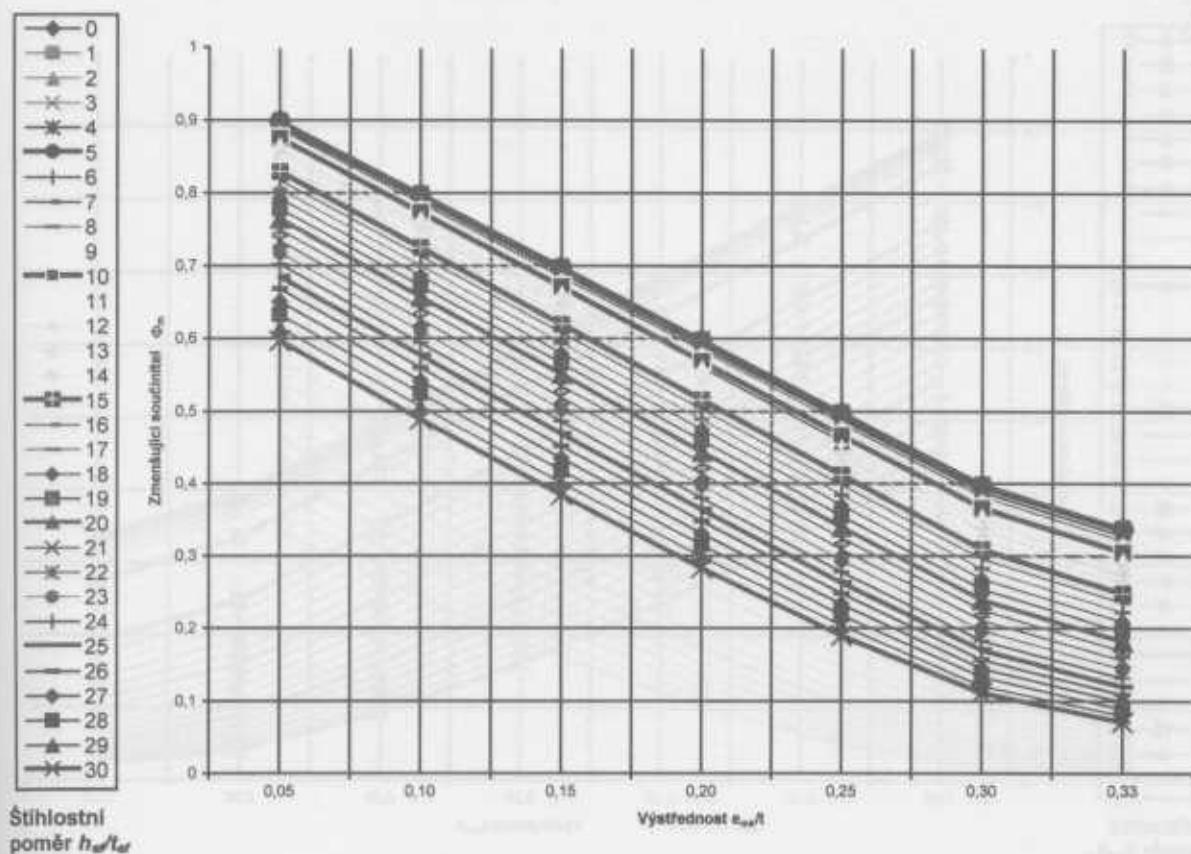
$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + k_{ref} t_2^3}, \quad (4.17)$$

kde t_1 je tloušťka přizdívky,

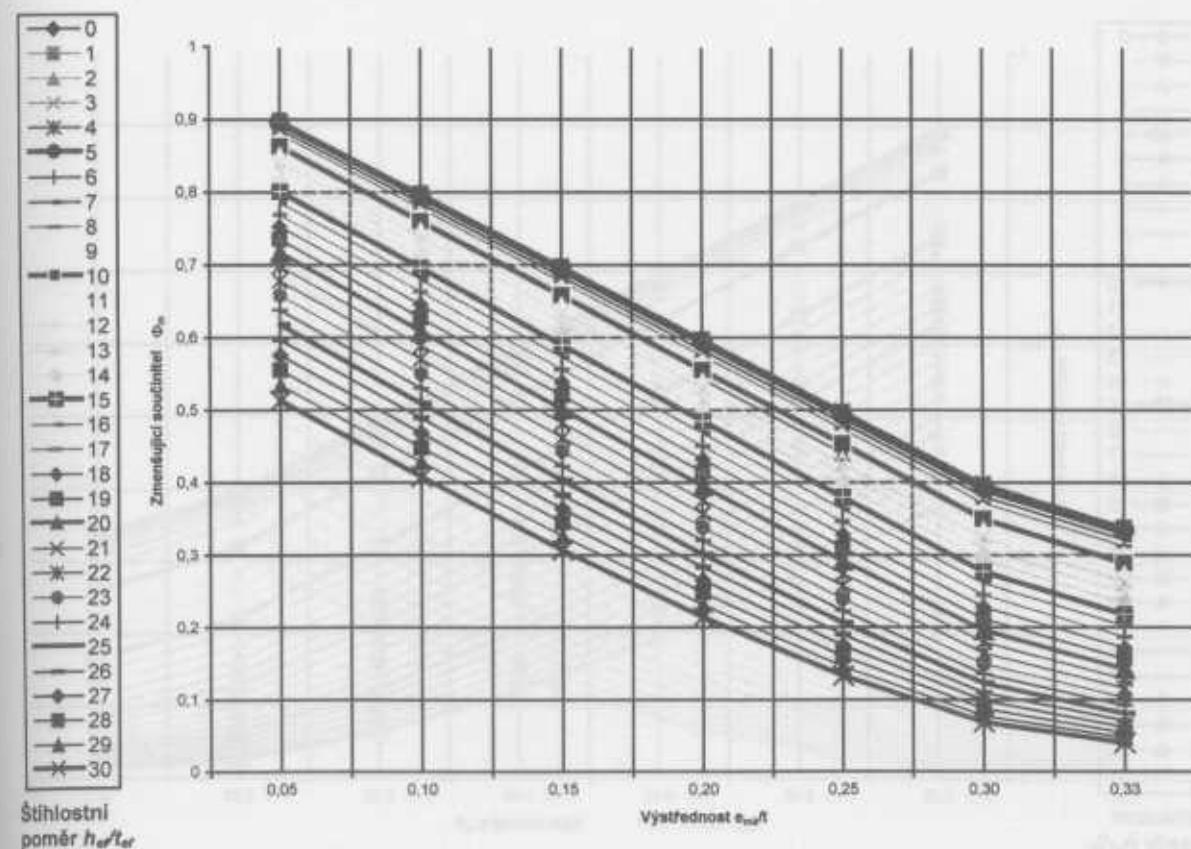
t_2 je tloušťka vnitřní, nosné stěny,

k_{ref} je poměr modulů pružnost stěn $E_2/E_1 < 2$.

Zděné konstrukce

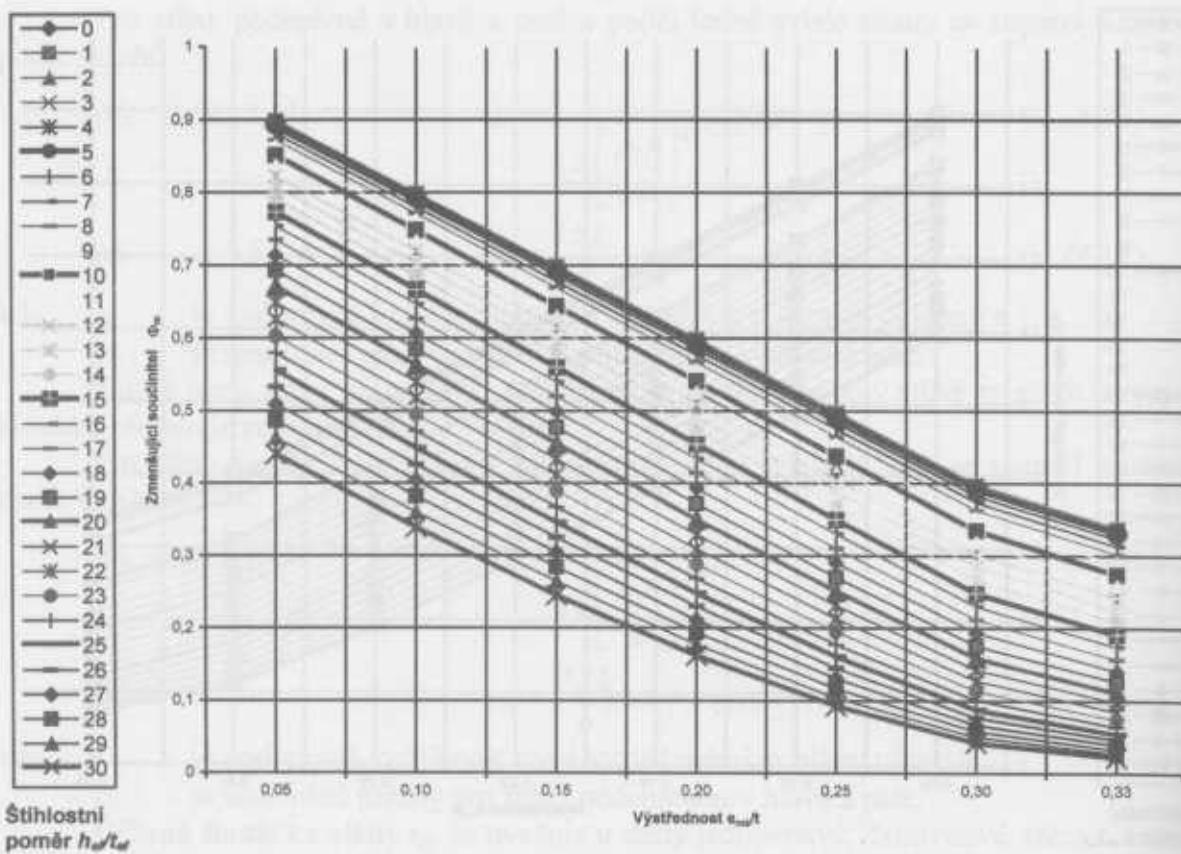


Obr. 4.8 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 2000$

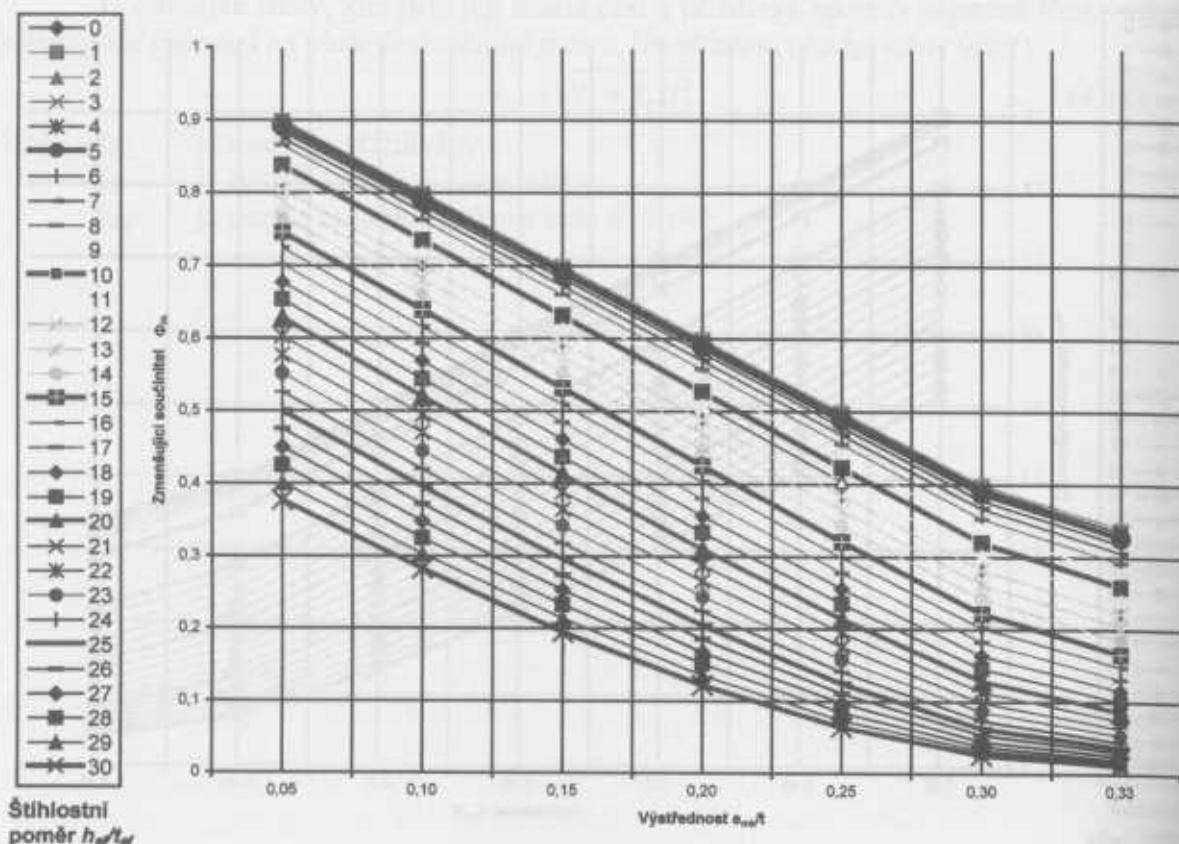


Obr. 4.9 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 1500$

Zděné konstrukce

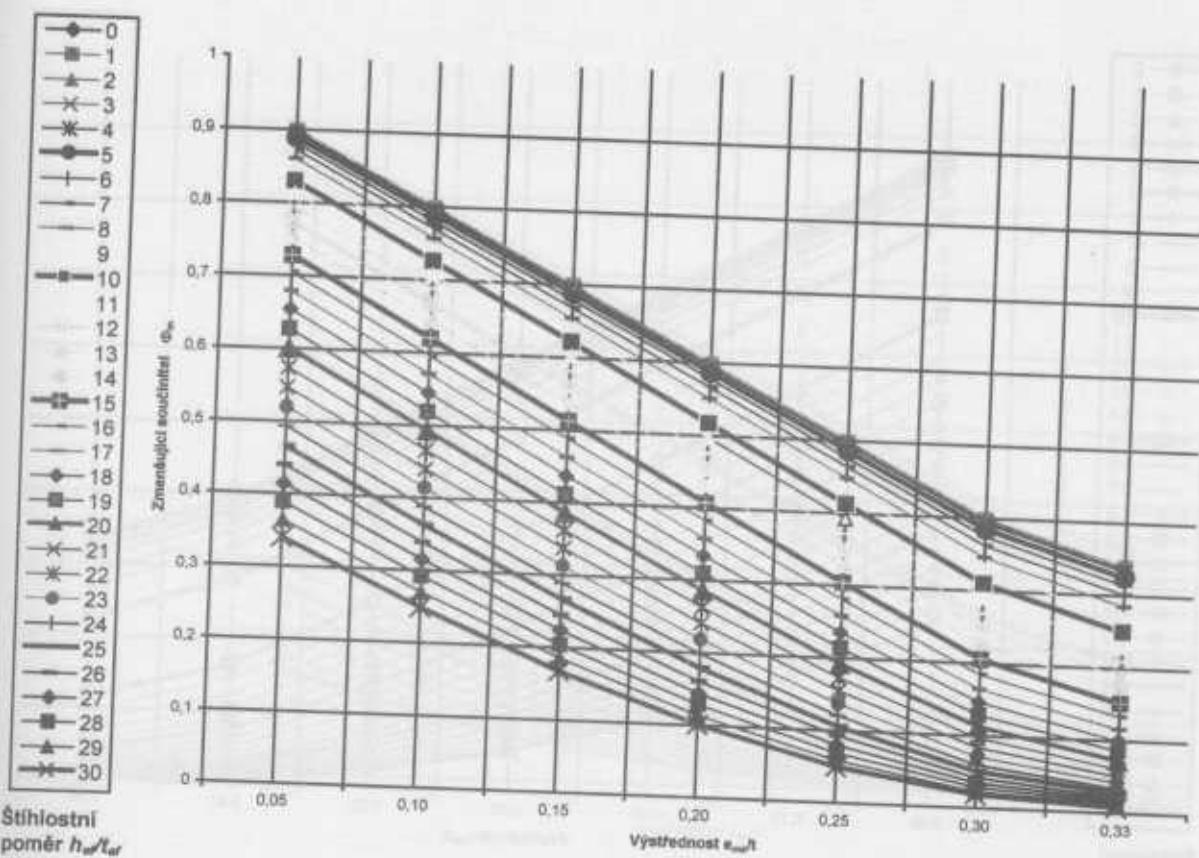


Obr. 4.10 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 1200$

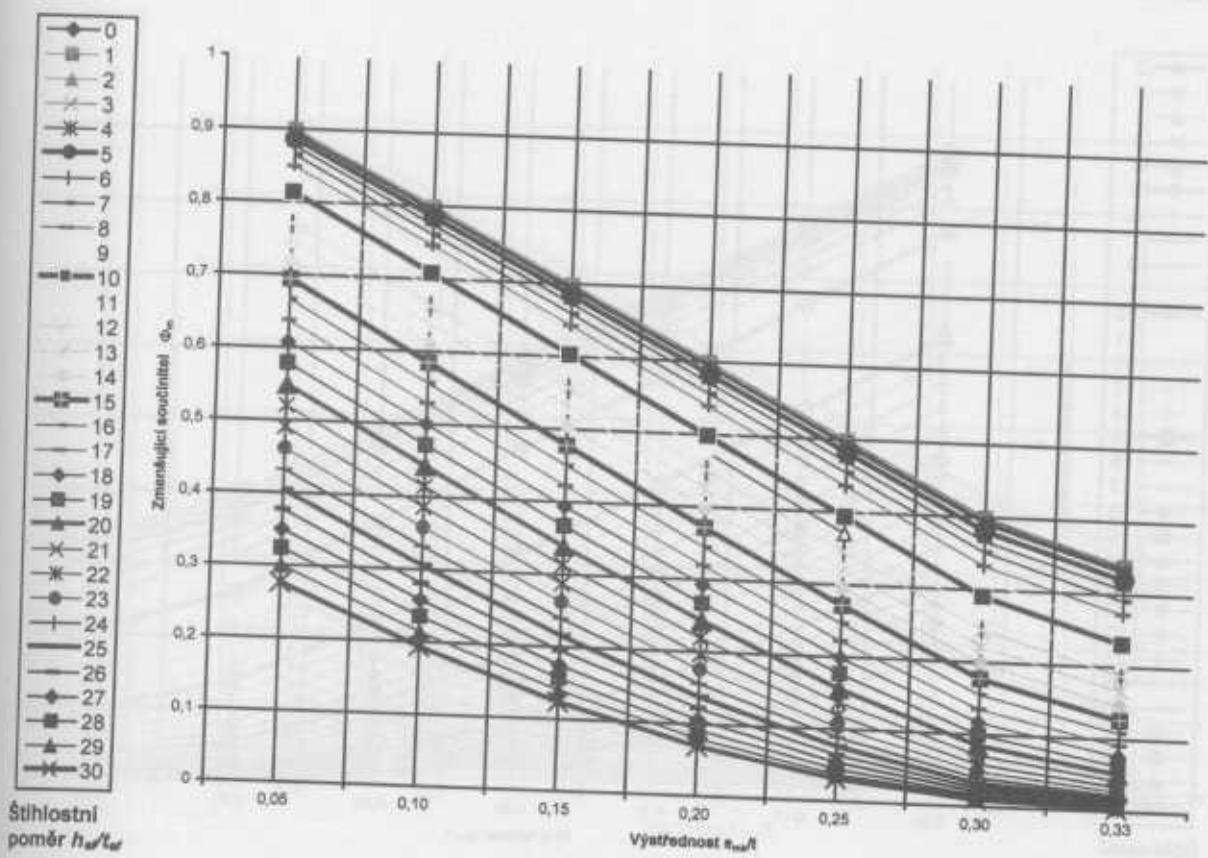


Obr. 4.11 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 1000$

Zděné konstrukce

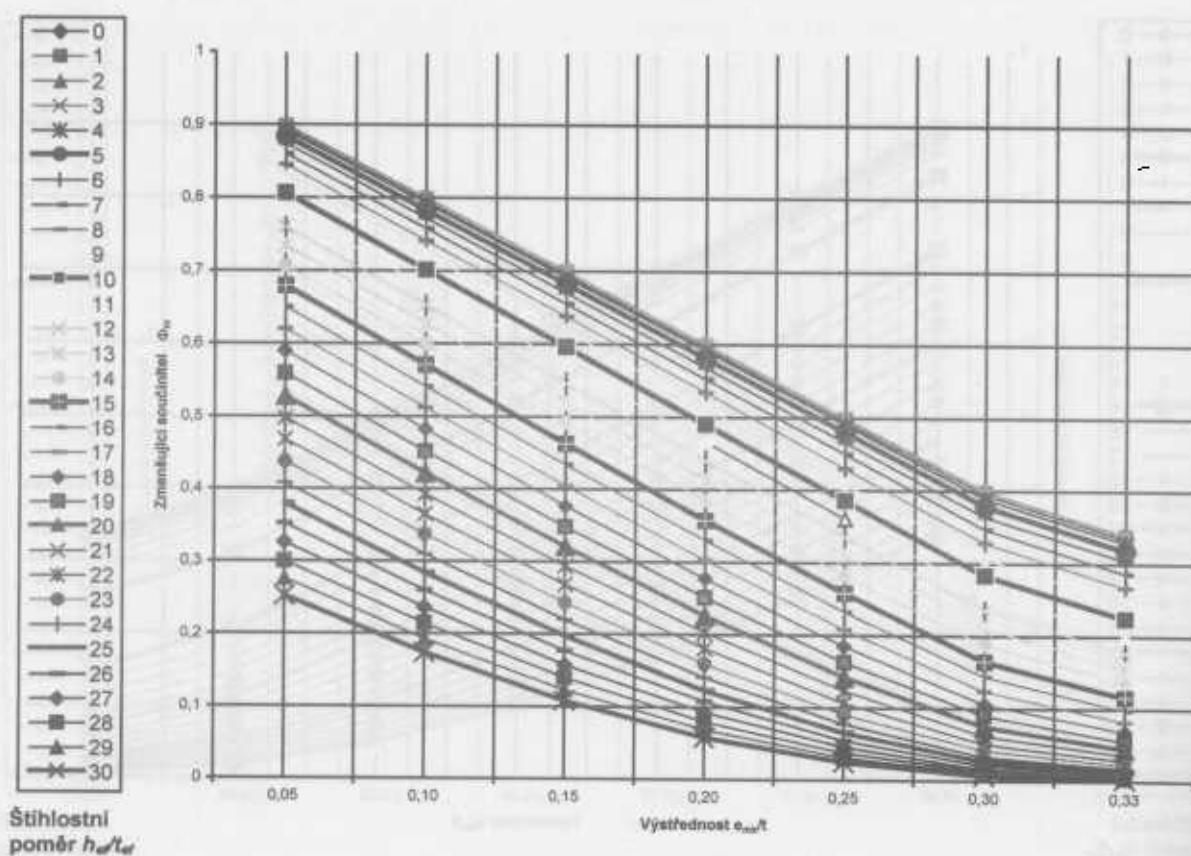


Obr. 4.12 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 900$

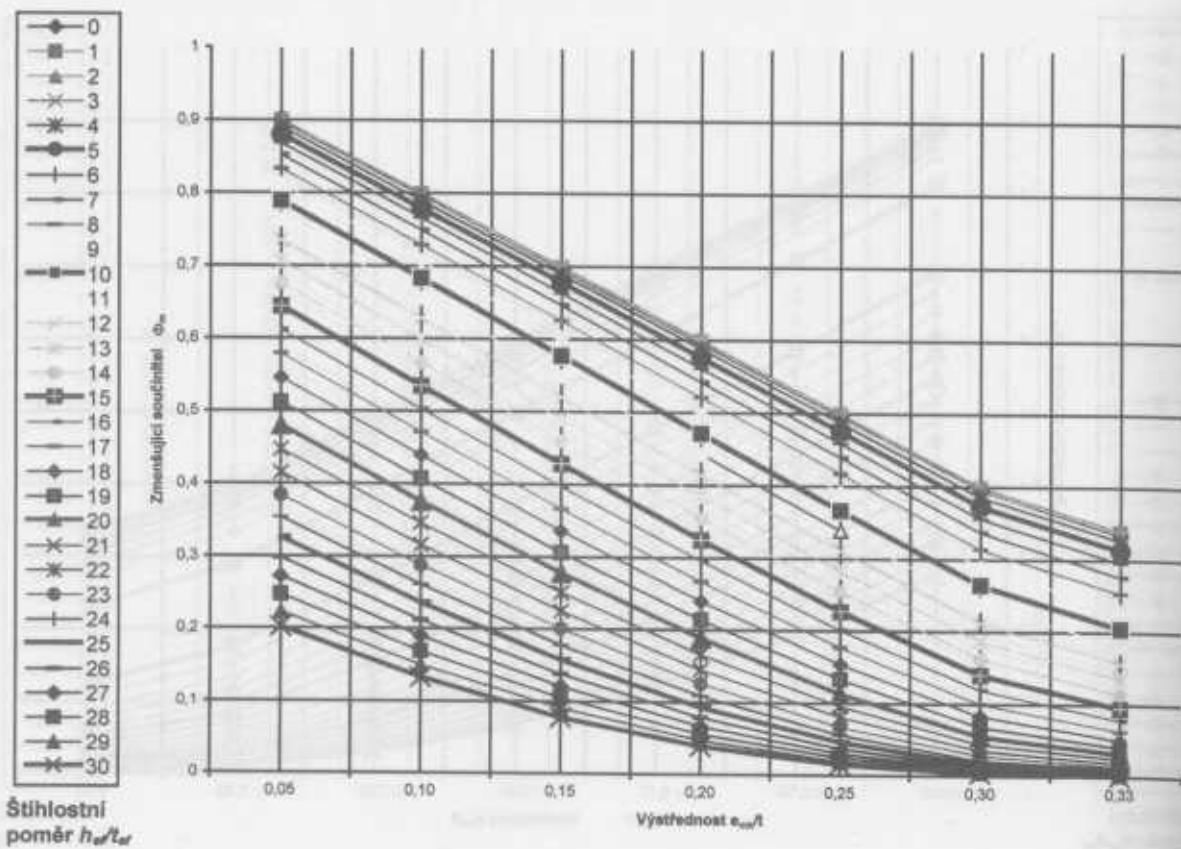


Obr. 4.13 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 750$

Zděné konstrukce

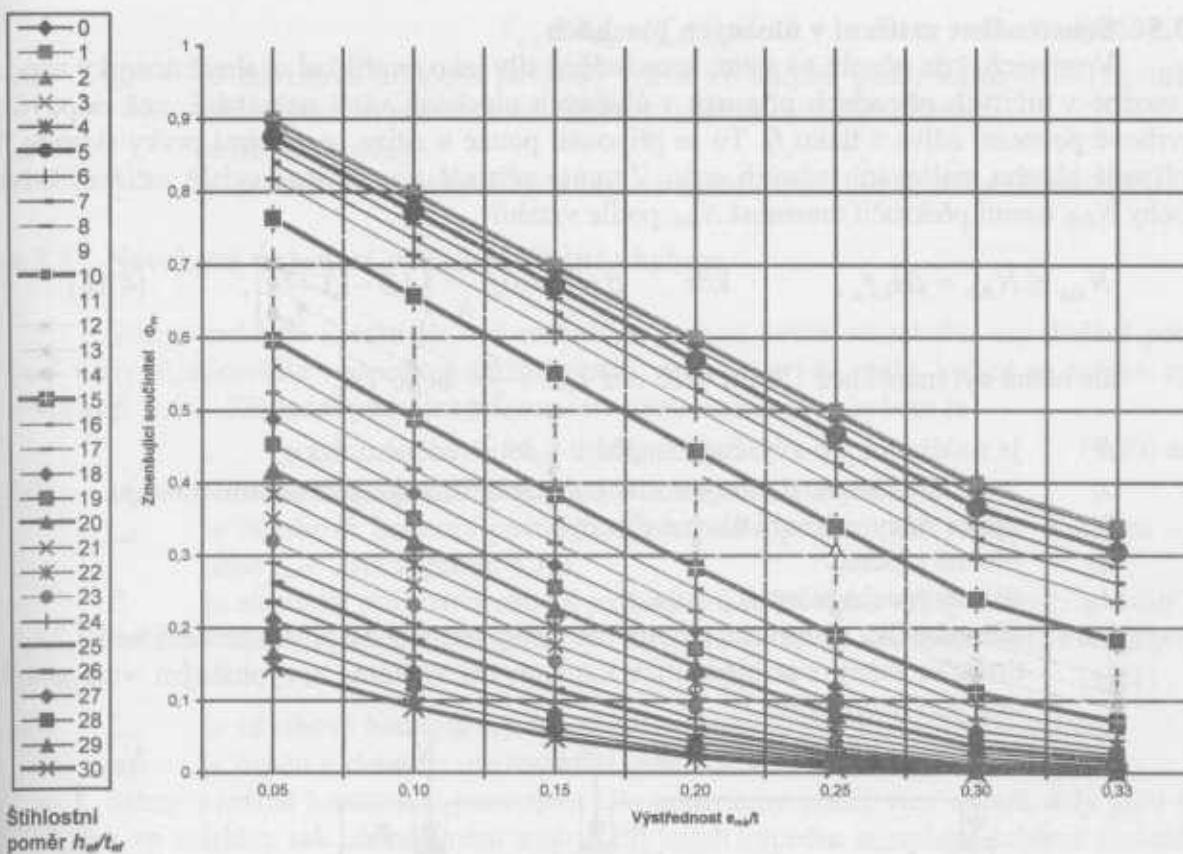


Obr. 4.14 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 700$

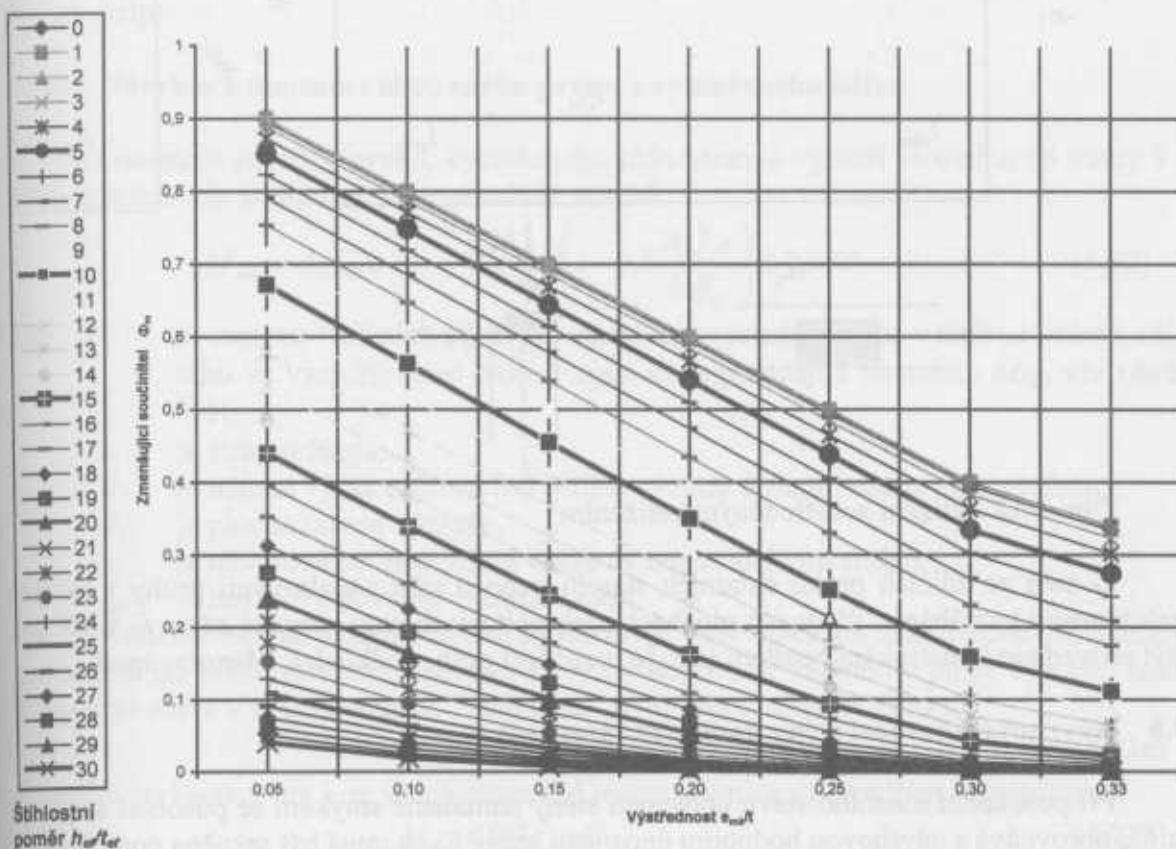


Obr. 4.15 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 600$

Zděné konstrukce



Obr. 4.17 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 500$



Obr. 4.17 Zmenšující součinitele Φ_m pro $\alpha_{ces} = 300$

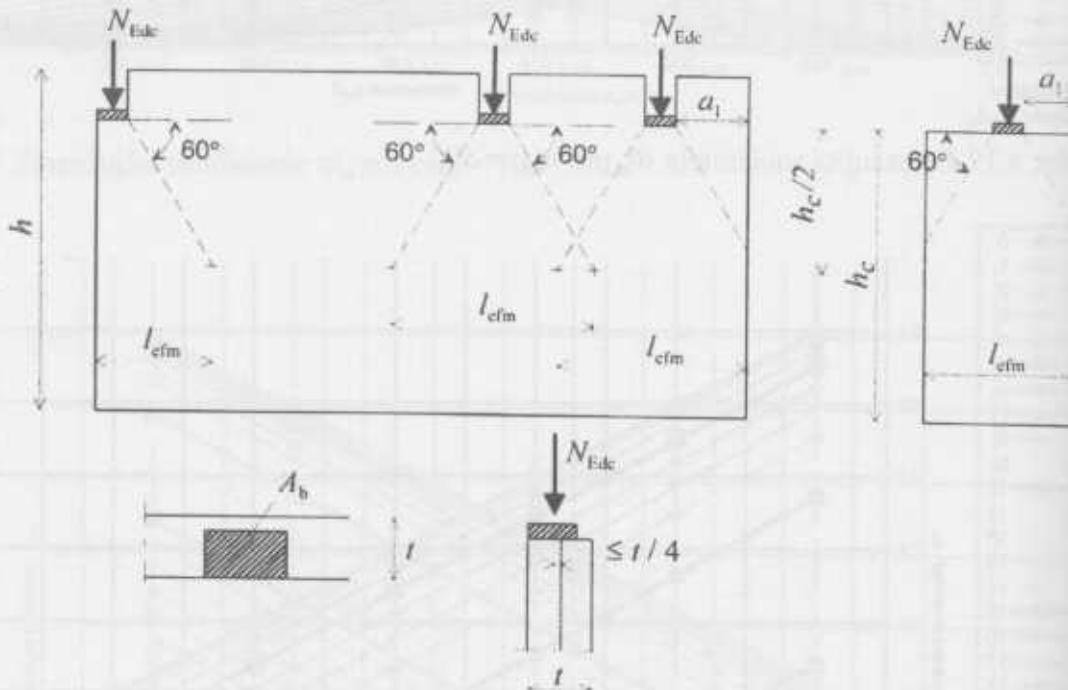
4.3.5 Soustředěné zatížení v úložných plochách

V místech, kde působí na stěnu soustředěné síly jako například ocelové nosníky apod., je možné v určitých případech připustit v úložných plochách větší namáhání, než odpovídá návrhové pevnosti zdí v tlaku f_b . To se připouští pouze u zdí se zdíci prvků skupiny 1 v případě plného maltování ložných spár. V tomto případě soustředěné svislé zatížení ložné plochy N_{Edc} nesmí překročit únosnost N_{Rdc} podle vztahů

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta A_b f_d, \quad \text{kde} \quad \beta = \left(1 + 0,3 \frac{\alpha_1}{h_c} \right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right), \quad (4.18)$$

ale nemá být menší než 1,0 ani větší než $1,25 + \frac{\alpha_1}{2h_c}$ nebo 1,5;

- kde β je součinitel pro zvýšené namáhání v soustředěném tlaku,
 a_1 je vzdálenost mezi okrajem stěny a nejbližším okrajem úložné plochy,
 h_c výška stěny v úrovni úložné plochy,
 A_b úložná plocha,
 A_{ef} účinná plocha stěny $A_{ef} = l_{efm} t$,
 l_{efm} účinná délka stanovená v polovině výšky stěny nebo piliče, ne větší než $2,2A_b/t$
 t tloušťka stěny s přihlédnutím k maltovým spáram, nevyplněným více než 5 mm pod lícem zdíva.



Obr. 4.18 Zatížení soustředěným zatížením

U stěn ze zdicích prvků ostatních skupin nebo u stěn s maltovými pruhy v ložných spárách nesmí namáhání v úložných plochách překročit návrhovou pevnost zdí f_d , jinak musí být provedeno konstrukční opatření jako je roznášecí práh, podkladek z betonu apod.

4.3.6 Návrhová únosnost stěny namáhané smykiem

Při posouzení mezního stavu únosnosti stěny namáhané smykiem se působící smyková síla V_{Ed} porovnává s návrhovou hodnotou únosnosti stěny V_{Rd} a musí být splněna podmínka

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vd} t l_c, \quad (4.19)$$

- kde f_{vd} je návrhová hodnota pevnosti zdí ve smyku podle kapitoly 4.1.2, určená s uvažováním průměrného napětí v tlaku tlačené části stěny
 t je tloušťka stěny
 l_c je délka tlačené části stěny se zanedbáním úseků, kde je stěna namáhána tahem.

4.3.7 Návrhová únosnost stěny namáhané ohybem

Stěny, zatížené kolmo ke své rovině se mohou podle statického uspořádání porušit buď v rovné, zpravidla vodorovné (ložné) spáře, nebo ve svislé spáře, kolmě na ložnou spáru – viz kap. 4.1.3. Základní podmínka únosnosti stěny namáhané ohybem je

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{xd} Z, \quad (4.20)$$

- kde M_{Rd} je moment únosnosti na jednotku délky nebo šířky stěny,
 f_{xd} je návrhová hodnota pevnosti zdí podle posuzované roviny porušení – f_{xd1} nebo f_{xd2} – viz kapitolu 4.1.3,
 Z je elastický průřezový modul jednotkové délky nebo výšky stěny ($Z = 1/6tl^2$).

Pokud je stěna současně zatížena svislým zatížením, lze únosnost v ohybu upravit na hodnotu

$$f_{xd,app} = f_{xd1} + \sigma_d, \quad (4.21)$$

- kde f_{xd1} je návrhová hodnota únosnosti zdí v ohybu kolmo k ložným spáram,
 σ_d je napětí v tlaku na uvažovanou spáru, ne více než $0,2\sigma_d$.

Stěny v reálné konstrukci jsou zpravidla podepřeny podél více okrajů, kdy jsou ohýbány jak ve svislém, tak vodorovném směru. Při jejich výpočtu se uplatní schéma podepření, poměr délky a šířky stěny a poměr pevností v ohybu $\mu = f_{xd1}/f_{xd2}$. K praktickému výpočtu pak slouží tabulky, které je možné najít v normě navrhování a jejich uvedení přesahuje rozsah této skript.

4.3.8 Návrhová únosnost ohýbaného prvku z vyztuženého zdí

Únosnost zděného prvku, vyztuženého jednostranně výzvuží vloženou do malty v ložných spárách (viz kapitola 3.3.3) se určí ze vztahů

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d \quad (4.22)$$

- kde z je rameno vnitřních sil, tedy vzdálenost výslednic tlaku v tlačené oblasti zdí a tahu ve výzvuži, které tvoří dvojici sil odpovídající momentu M_{Rd} , viz obrázek 4.16,
 b je šířka průřezu,
 d je účinná výška průřezu (od těžiště výzvuži k okraji tlačené části průřezu),
 A_s je plocha tažené výzvuži,
 f_d je návrhová pevnost zdí v tlaku v odpovídajícím směru,
 f_{yd} je návrhová pevnost výzvuži v tahu.

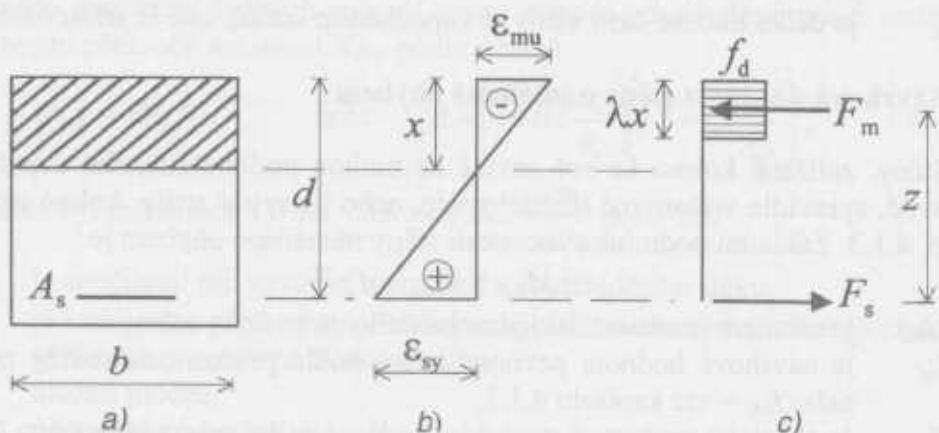
Velikost návrhového momentu únosnosti je ještě omezena dále uvedenými hodnotami proto, aby při příliš velkém momentu, který by odpovídal nadměrné ploše výzvuži, nedošlo k narušení zdí v tlačené oblasti. Proto musí být splněny ještě podmínky

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \quad (4.23a)$$

pro zdicí prvky skupiny 1 ze všech materiálů mimo tvárnice s pórovitým kamenivem a

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \quad (4.23b)$$

pro všechny zbývající zdicí prvky. Z uvedeného omezení plyne, že tlačená oblast průřezu bude splňovat podmítku $\lambda_s \leq 0,553d$ pro moment omezený rovnici (4.23a) a $\lambda_s \leq 0,368d$ pro omezení podle podmínky (4.23b).



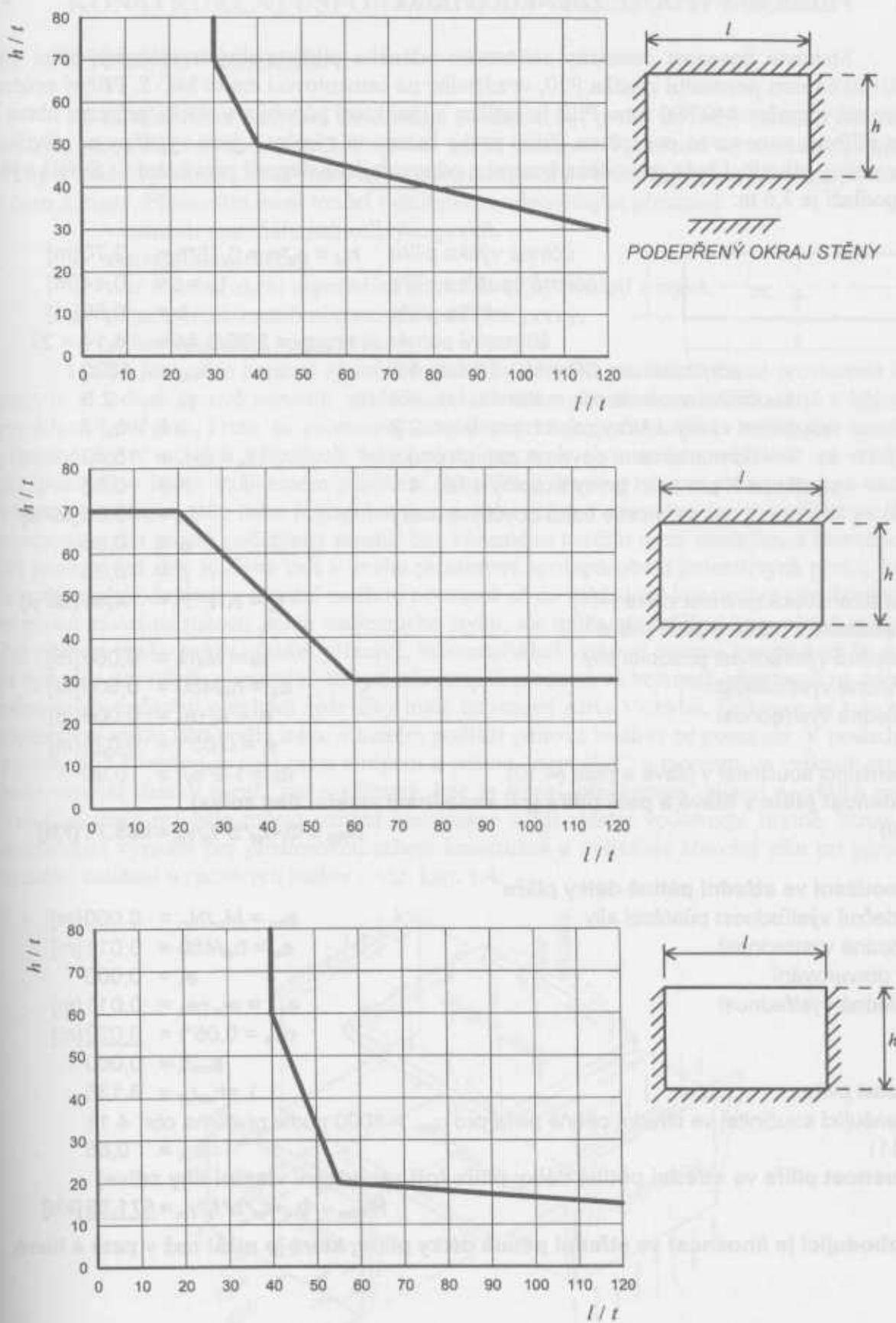
Obr. 4.19 Průřez z vyztuženého zdíva, namáhaný ohybem a) průřez, b) poměrné přetvoření, c) vnitřní síly

4.3.9 Mezní rozměry stěn vzhledem k použitelnosti

U stěn, u kterých nerozhoduje nebo se neposuzuje mezní stav únosnosti jsou doporučeny mezní hodnoty štíhlosti aby bylo zajištěno, že i v tom případě budou mít stěny dostatečnou tuhost a budou vychovávat podmínkám použitelnosti.

Předpokládá se, že minimální tloušťka jednovrstvé stěny (nebo přizdívky dutinové stěny) je 100 mm. U stěny, která je podepřena pouze podél spodního a horního okraje, je její výška omezena na 30t. K určení štíhlosti stěn, podepřených podél všech čtyř nebo tří okrajů mohou posloužit grafy na následujícím obrázku.

Zděné konstrukce



Obr. 4.20 Omezení štíhlosti stěn, podepřených podél tří nebo čtyř okrajů

4.4 PŘÍKLAD VÝPOČTU ZDĚNÉHO PILÍŘE

Stanovte únosnost centricky zatiženého zděného pilíře z plných pálených cihel CP 290/140/65 mm pevnostní značka P20, vyzděného na cementovou maltu MC 5. Příčný průřez pilíře má rozměry 440/890 mm. Pilíř je zatižen silou, která působí v v těžišti průřezu, hlava i pata pilíře je neposuvně podepřena. Zdicí prvky kategorie výroby II jsou vyzděny na návrhovou maltu, při zdění byla prováděna kontrola, odpovídající kategorii provádění 3. Světlá výška podlaží je 3,6 m.



účinná výška pilíře	$h_{\text{eff}} = \rho_2 * h = 0,75 * h =$	2,70[m]
účinná tloušťka pilíře	$t_{\text{eff}} = t =$	0,44[m]
šířka pilíře	$b =$	0,89[m]
štíhlostní poměr	$\lambda = h_{\text{eff}}/t_{\text{eff}} = 2,70/0,44 =$	6,14 < 27
součinitel pro CP a MC 5,0 tab. 4.5	$\alpha_{\text{sec}} =$	1000
součinitel spolehlivosti materiálu tab. 4.4	$\gamma_m =$	2,5
součinitel výšky a šířky zdicích prvků tab. 2.2	$\delta =$	0,77
normalizovaná pevnost zdicích prvků	$f_b = \delta * f_u =$	15,40
součinitel K pro zdicí prvky skupiny 1 tab. 4.1	$K =$	0,55
pevnost v tlaku obyčejné malty	$f_m =$	5,00 [MPa]
	$\alpha =$	0,65
	$\beta =$	0,25
charakteristická pevnost zdíva (4.1)	$f_k = K * f^{\alpha} * f^{\beta} =$	4,86 [MPa]

charakteristická pevnost zdíva (4.1)

Posouzení v hlavě a patě pilíře

skutečná výstřednost působící síly

$$e_f = M/N_i = 0,000[m]$$

náhodná výstřednost

$$e_a = h_{\text{eff}}/450 = 0,006[m]$$

výsledná výstřednost

$$e_i = e_f + e_a = 0,006[m]$$

zmenšující součinitel v hlavě a patě (4.10)

$$\Phi_i = 1 - 2 * e_i/t = 0,90$$

Únosnost pilíře v hlavě a patě pilíře (při zanedbání vlastní tíhy zdíva)

(4.9)

$$N_{Rd} = \Phi_i * t_{\text{eff}} * b * f_k / \gamma_m = 685,71 [\text{kN}]$$

Posouzení ve střední pětině délky pilíře

skutečná výstřednost působící síly

$$e_{fm} = M_m/N_m = 0,000[m]$$

náhodná výstřednost

$$e_a = h_{\text{eff}}/450 = 0,011[m]$$

vliv dotvarování

$$e_k = 0,000$$

výsledná výstřednost

$$e_{mk} = e_{fm} + e_a = 0,011[m]$$

štíhlost pilíře

$$e_{mk} = 0,05 * t = 0,022[m]$$

$$e_{mk}/t = 0,050$$

$$\lambda = h_{\text{eff}}/t_{\text{eff}} = 6,136$$

zmenšující součinitel ve střední pětině pilíře pro $\alpha_{\text{sec}} = 1000$ podle grafu na obr. 4.11
(4.11) $\Phi_m = 0,88$

Únosnost pilíře ve střední pětině délky pilíře (při zanedbání vlastní tíhy zdíva)

$$N_{Rdm} = \Phi_m * t_{\text{eff}} * b * f_k / \gamma_m = 671,99 [\text{kN}]$$

Rozhodující je únosnost ve střední pětině délky pilíře, která je nižší než v patě a hlavě.

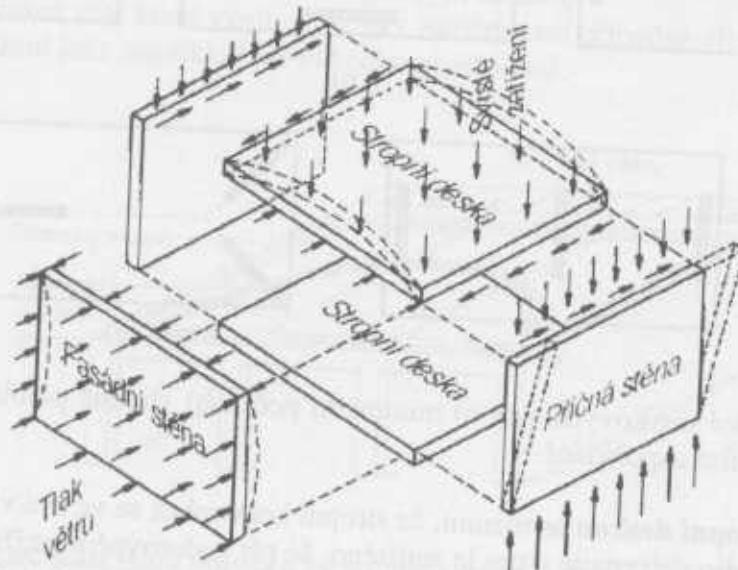
5 KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ A VÝPOČTOVÝ MODEL

5.1 VÝPOČTOVÝ MODEL

Při návrhu nosné stavební konstrukce se uspořádají prvky do určité soustavy a tím je přeuročí, jakou odezvu na konstrukci vyvodí vnější zatížení. Výpočtem se následně posuzuje určitý výpočtový model, který musí být v dostatečné míře věrohodný, ale z hlediska pracnosti a času únosný. Především musí model vystihovat s odpovídající přesností

- vlastnosti materiálu jednotlivých prvků,
- zatížení konstrukce,
- tvar a konstrukční uspořádání konstrukce, jejích částí a styků,
- přenos účinků zatížení mezi jednotlivými prvkůy,
- způsob porušení konstrukce.

I když je možné pomocí výpočetní techniky vytvářet poměrně přesné prostorové modely, je to jednak časově náročné, nákladné a z hlediska přesnosti vstupních údajů v běžných případech neúčelné. Proto se prostorový model nahrazuje jednoduššími rovinatými modely, případně lze v určitých případech řešit jednotlivé prvky konstrukce odděleně za určitých předpokladů o jejich vzájemném působení. Například dřevěný stropní trám, který je uložen v kapsách zděných stěn nebo je napojen pomocí třmenů pro stropnice, lze pro příčné zatížení posuzovat jako prostě podepřený nosník bez výrazného rozdílu mezi modelem a skutečností. Při posuzování stěn je třeba vzít v úvahu prostorové spolupůsobení jednotlivých prvků, které se vzájemně podepírají a přenáší zatížení postupně až do základové konstrukce. Spolupůsobení prvků závisí na tuhosti jejich vzájemného styku, ale může být odlišné i pro různá zatížení. Pro některé prvky může působit příznivě, jako například vetknutí stropní konstrukce do stěny je výhodné pro návrh samotného stropu, ale naopak moment ve vetknutí, přenesený na zděnou stěnu může způsobit otevírání spár díky malé únosnosti zdiva v ohybu. Dokonce se toto spolupůsobení může lišit podle toho, v kterém podlaží patrové budovy se posuzuje. V posledním podlaží pod střechou je spoj mezi stropem a stěnou „nejměkčí“ a moment ve vetknutí stropu bude vznikat daleko menší než v přízemí, kde je stěna „předepnuta“ silami z vyšších pater. Velký význam má dále tuhost stropní konstrukce v její vlastní vodorovné rovině. Strop má rozhodující význam pro prostorovou tuhost konstrukce a ovlivňuje chování stěn při přenosu svislého zatížení u patrových budov – viz. kap. 5.4.



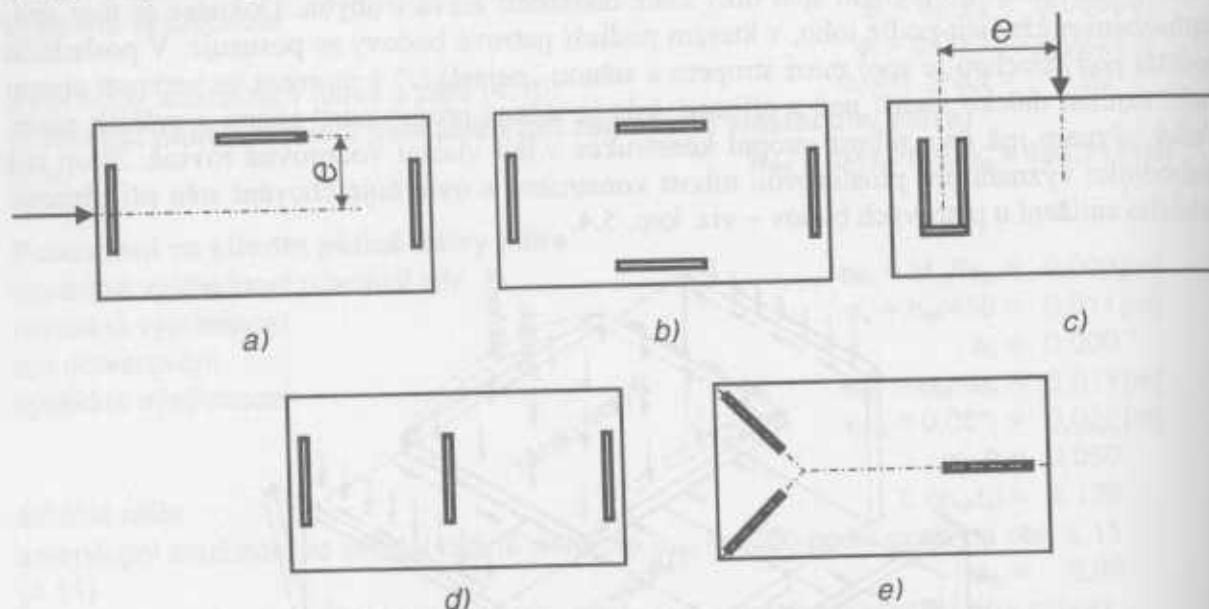
Obr. 5.1 Prostorové spolupůsobení stěnových a deskových prvků konstrukce

Pokud je objekt dostatečně vyztužen smykovými stěnami a má tuhé stropy, pak tyto prvky tvoří podpory pro fasádní stěny zatížené kolmo ke své rovině tlakem nebo sáním větru – viz obrázek 5.1. Tyto stěny se pro zatížení větrem chovají ve statickém smyslu jako desky, které lze zjednodušit buď na nosníky, pokud výrazně převládá svislá vzdálenost mezi stropy nebo vodorovná vzdálenost mezi smykovými stěnami, nebo jako desku podepřenou po obvodu. Vzhledem k rozdílnému chování zdiva při porušení v ložných spárách nebo kolmo k nim, používají se ke stanovení ohybových momentů tabulky, které jsou např. v literatuře [3], [32], [37] a dalších materiálech.

5.2 PROSTOROVÁ TUHOST

Základním předpokladem pro bezpečnou statickou funkci nosné konstrukce je, že bude prostorově tuhá. Prostorou tuhostí rozumíme schopnost konstrukce přenášet zatížení, které působí v obecném směru. Obecný směr vzniká kombinací jednak svislých zatížení od gravitačních sil, které způsobuje vlastní tíha konstrukce, vlastní tíha zařízení, osob, sněhu apod., a jednak vodorovná zatížení od větru, od účinků zemětřesení, setrvačných sil od strojů atd. Z čistě statického hlediska je konstrukce tuhá, pokud je staticky určitá nebo neurčitá což znamená, že vnější vazby odebírají konstrukci dostatečný počet stupňů volnosti. Vzhledem ke složitosti reálných konstrukcí by však bylo toto určení pracné a prakticky neúčelné, proto se prostorová tuhost konstrukce ověřuje na základě úvah a konkrétních představ o jejím chování. Pro základní úvahy o prostorové tuhosti patrových objektů je možné definovat následující podmínku:

"Pro zajištění prostorové tuhosti patrového objektu je nutné, za předpokladu tuhých stropních desek, ztužit konstrukci minimálně ve třech svislých rovinách, které se neprotínají ve společné průsečnici.,,"



Obr. 5.2 Uspořádání smykových stěn a) minimální počet, b) vhodná poloha, c) chabé podepření, d), e) nestabilní uspořádání

Tuhou stropní deskou se rozumí, že stropní konstrukce se ve své vlastní, tj. vodorovné rovině velmi málo deformauje a tím je zajištěno, že při vodorovném zatížení v rovině stropu se hlavy všech svislých prvků, tj. pilířů, stěn popřípadě sloupů posunou stejně a ty z nich, které jsou výrazně tužší přenesou účinky převážné části vodorovných sil. Za tuhé stropní konstrukce se rozumí, že vodorovná sila se přenese do vodorovných stěn až vzdálenou vzdálenost od vodorovného zatížení.

strukce lze považovat například monolitické železobetonové stropy, stropy montované z prefabrikátů pokud jsou propojeny zálivkovou výztuží a zmonolitněny a pokud poměr stran celé stropní desky nepřesahuje poměr 1:4. V případě stropů s ocelovými nosníky se pro zajištění tuhosti umístí do roviny stropu zavětrování.

Ztužení ve svislé rovině znamená, že je v této rovině umístěn prvek konstrukce, který je schopen vodorovné účinky přenést. V případě zděných konstrukcí je to především zděná **smyková stěna**, obecně to však může být i železobetonová stěna, železobetonový nebo ocelový rám, případně zavětrování z ocelových profilů. Umístění ztužujících rovin resp. smykových stěn má být takové, aby se maximálně omezila vodorovná deformace objektu jako celku. Pro názornost je vhodné si představit, jak se pro dané rozmištění ztužujících konstrukcí chová objekt při působení větru v podélném i příčném směru a zda nedochází k pootáčení stropní desky.

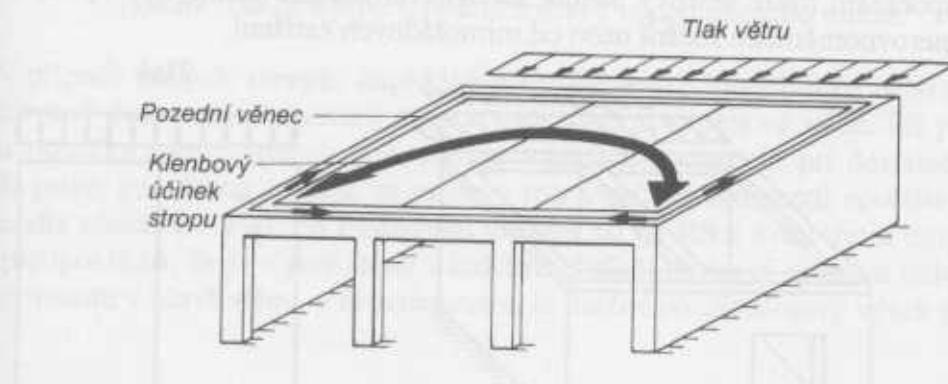
V případě, že není splněna podmínka tuhé stropní desky, musí ji nahradit jiné prvky – například větrový nosník, viz kap. 5.3.2. Jinak musí být svislé prvky uspořádány tak, aby zajistily přenesení vodorovných sil přímo, zpravidla jako konzoly, větknuté do základů. To je například u halových objektů, u kterých lze zřídka považovat střechu za dostatečně tuhou ve vlastní rovině, aby přenášela vodorovná zatížení od větru z podélných na štitové stěny při větších délkách hal. Stěny je potom nutné bud' vhodně tvarovat pro zvýšení jejich ohybové tuhosti – viz obr. 3.4, nebo vyztužit či předepnout – viz kap. 3.4.

5.3 ZTUŽUJÍCÍ PRVKY

5.3.1 Pozední věnec

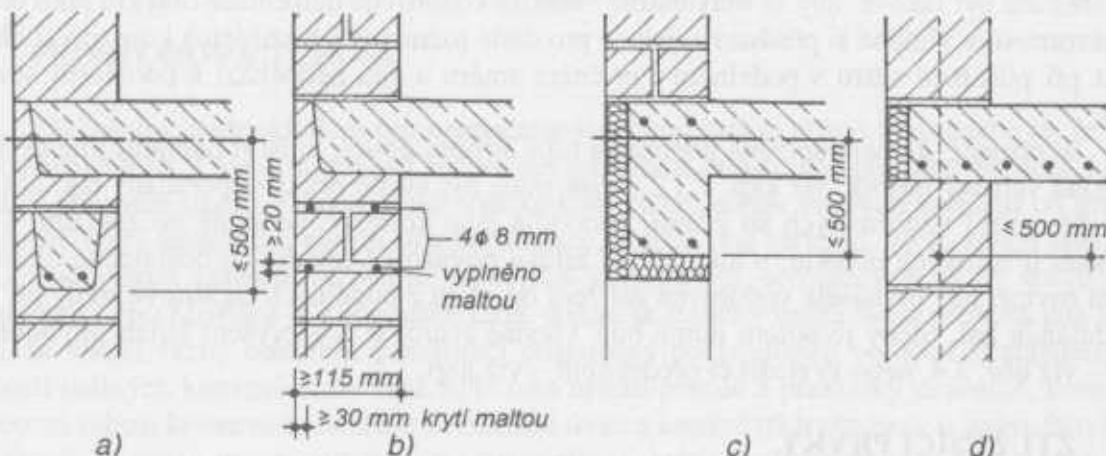
Pozední věnec je konstrukce, která se spolupodílí na zajištění celkové tuhosti a stabilitu objektu. Zásadně lze přisoudit věnci následující dílčí funkce:

- zajišťuje ve stěnách přenos tahových sil, které mohou vznikat například při nerovnoměrném sedání jednotlivých částí stěn,
- v rovině stropů, složených například ze vzájemně nepropojených prefabrikátů plní funkci táhla, které přenáší vodorovnou silu, která vznikne pokud se ve stropě vytvoří následkem klenbového účinku přirozený tlačený oblouk – viz obr. 5.2,
- propojuje vzájemně stropy se stěnami a zachycuje účinky objemových změn různých materiálů stropů a zdiva,
- připojuje návětrné a závětrné stěny k smykovým stěnám,
- zachycuje tahové síly, které vznikají účinky zemětřesení případně vlivem dalších mimořádných zatížení jako například při výbuchu plynu apod.



Obr. 5.3 Pozední věnec jako táhlo oblouku ve stropní konstrukci

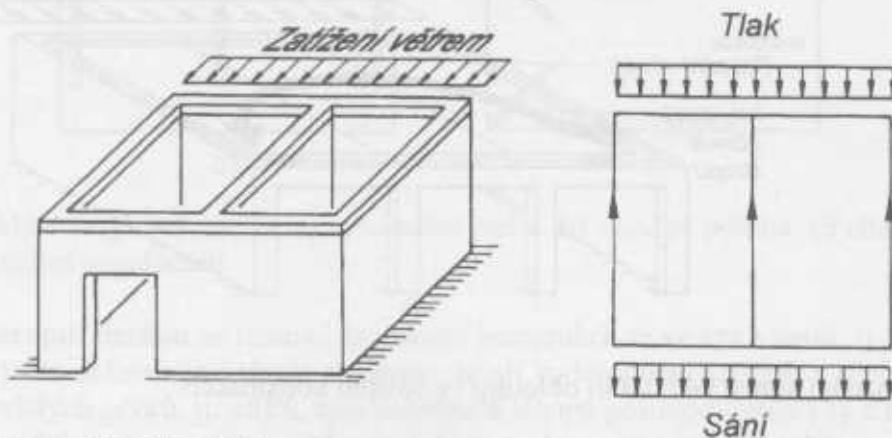
Pozední věnec může být vytvořen ze železobetonu, vyztuženého zdiva, oceli i dřeva. Funkci věnce plní i výztuž, která je umístěna do stropní desky podél jejího uložení do stěny maximálně do vzdálenosti 0,5 m od středu stěny. Pozední věnec musí být navržen tak, aby přenesl návrhovou tahovou sílu velikosti 45 kN. Pokud je věnec přerušen, například nad okenním otvorem, kde v úrovni věnce je vložen překlad z ocelových nosníků, musí být přenos síly ve věnci zajištěn například navařením výztuže na překlad. Věnce musí být vyztuženy minimálně dvěma pruty o průřezové ploše minimálně 150 mm².



Obr. 5.4 Varianty uspořádání pozedního věnce a) monolitický ve tvarovkách, b) v vyztuženém zdivu, c) nad okenním otvorem, d) vložená výztuž v okraji stropu

5.3.3 Větrový nosník

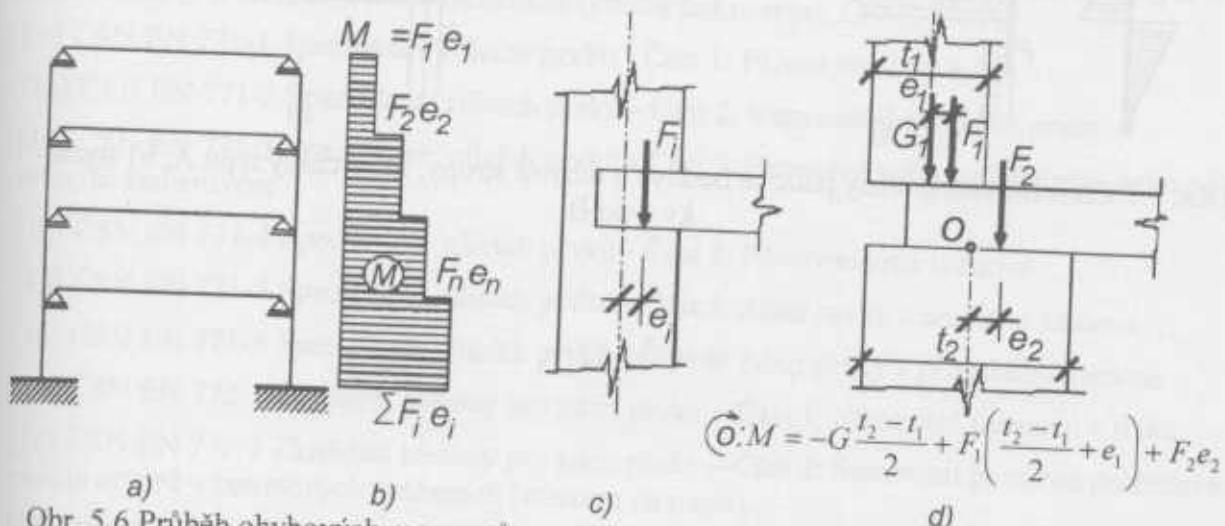
Větrový nosník je konstrukce, která je umístěná pod úrovní stropu a je namáhána **ohybem** od účinků větru na fasádní stěnu objektu. Jeho použití je nutné v případech, kdy se fasádní stěny nemohou opřít o tuhý strop, a to buď pokud není strop tuhý díky svému konstrukčnímu provedení (dřevěné trámy uložené v kapsách s málo tuhým záklopem), nebo je pod stropem umístěna kluzná spára. Zpravidla větrový nosník obíhá, obdobně jako pozední věnec, na všech podélných i příčných stěnách – viz obrázek 5.4, kde je patrné jeho statické schéma – na podélných stěnách jsou to spojité nosníky o dvou polích, jejich podpory leží nad příčnými stěnami. Větrový nosník u patrové budovy v případě netuhého stropu přenáší zatížení z poloviny výšky spodního a poloviny výšky horního podlaží. V případě kluzné spáry pod stropem přenáší větrový nosník vítr pouze z poloviny výšky spodního podlaží. Podle konstrukčního uspořádání může větrový nosník zachycovat některé účinky jako pozední věnec, například od nerovnoměrného sedání nebo od mimořádných zatížení.



Obr. 5.5 Větrový nosník a jeho funkce

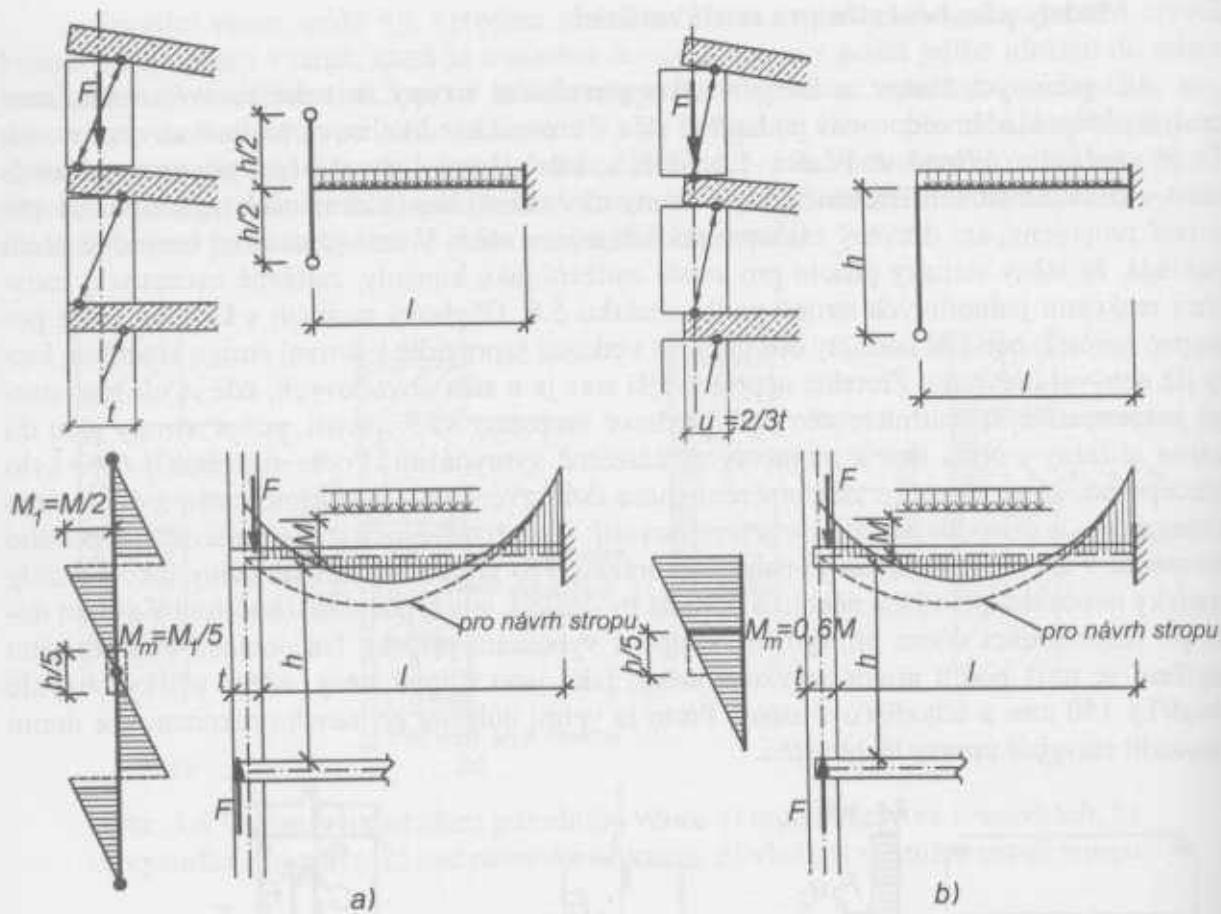
5.4 Modely působení stěn pro svislé zatížení

U patrových budov, u kterých nelze považovat stropy za tuhé ve své rovině, není možné předpokládat vodorovné podepření stěn v úrovních jednotlivých podlaží za neposuvné. To je především případ tradičních činžovních domů, které byly stavěny při rozvoji našich měst v 19. a 20. století. Dřevěné stropní trámy uložené do kapes ve stěnách nejsou se zdivem zvlášť propojeny, ani dřevěný záklop a podbití nejsou tuhé. V tom případě se bezpečně předpokládá, že stěny staticky působí pro svislé zatížení jako konzoly, zatížené excentricky svislými reakcemi jednotlivých stropů podle obrázku 5.6. Ohybový moment v každém patře po stupně narůstá, největší hodnoty dosahuje ve větrném (zpravidla v úrovni stropu suterénu, který již nebýval dřevěný). Zřetelně nepřiznivější stav je u stěn obvodových, kde je uložení stropů jednostranné, u vnitřních stěn jsou ohybové momenty vždy menší, neboť stropy jsou do kapes uloženy z obou líců a momenty se částečně vyrovnávají. Podle stavebních řádů bylo předepsáno, že se tloušťka stěn směrem shora dolů zvětšuje – u vnitřních stěn z obou stran symetricky, u obvodových stěn směrem dovnitř. To přiznivě ovlivňuje velikost ohybového momentu v úrovni stropu, jak je patrné z obrázku. Pro přenos větru však stěny jako konzoly staticky nepůsobí, při výšce několika podlaží by došlo k jejich povalení (k tomu by mohlo dojít při rekonstrukci domu při výměně stropů a vybourání příček). Na přenosu vodorovného zatížení se totiž podílí příčné smykové stěny, jako jsou štitové stěny, zděné příčky obvykle tloušťky 150 mm a schodištěové stěny. Proto je velmi důležité při návrhu rekonstrukce domu posoudit stavební úpravy těchto stěn.



Obr. 5.6 Průběh ohybových momentů na vnější stěně patrové budovy s netuhými stropy a) poloha reakce stropu u podloženého a nepodloženého trámu,

V případě **tuhých stropů**, například železobetonové monolitické nebo zmonolitněné prefabrikované desky závisí chování soustavy na uložení stropu ve stěně. Při plném uložení na celou tloušťku stěny (styčník typu A) lze v nižších podlažích, při dostatečném zatížení z horních patř, považovat styčník za rámový roh a průběh momentů spočítat na rámovém výseku podle obrázku 5.7 a). Při částečném uložení asi na šířku dvou třetin tloušťky stěny je vhodné předpokládat, že je v patře stěny v každém podlaží ohybový moment nulový a pro stanovení momentu v hlavě stěny, v úrovni stropu, je možné použít rámový výsek podle obr. 5.7 b).



Obr. 5.7 Chování vnější stěny patrové budovy s tuhými stropy, a) styčníky typu A, b) styčníky typu B

LITERATURA K ČÁSTI C

Normy

- [1] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, ČSNI, 2004
- [2] ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí, 2003
- [3] ČSN P ENV 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro využitelné a nevyužitelné konstrukce (Předběžná norma), ČSNI, 1996
- [4] ČSN EN 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Pravidla pro využitelné a nevyužitelné konstrukce (v přípravě)
- [5] ČSN P ENV 1996-1-2 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru (Předběžná norma), ČSNI, 1996
- [6] ČSN P ENV 1996-1-3 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-3: Obecná pravidla pro pozemní stavby – Podrobná pravidla při bočním zatížení (Předběžná norma), ČSNI, 1999
- [7] ČSN P ENV 1996-2 Navrhování zděných konstrukcí - Část 2: Volba materiálu, konstruování a provádění zděných konstrukcí (Předběžná norma), ČSNI, 2000
- [8] ČSN P ENV 1996-3 Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody a jednoduchá pravidla pro zděné konstrukce (Předběžná norma), ČSNI, 1999
- [9] ČSN EN 771-1 Specifikace zdicích prvků - Část 1: Pálené zdicí prvky
- [10] ČSN EN 771-2 Specifikace zdicích prvků - Část 2: Vápenopískové zdicí prvky
- [11] ČSN EN 771-3 Specifikace zdicích prvků - Část 3: Betonové tvárnice s hutným nebo póravým kamenivem
- [12] ČSN EN 771-4 Specifikace zdicích prvků - Část 4: Pórobetonové tvárnice
- [13] ČSN EN 771-5 Specifikace zdicích prvků - Část 5: Zdicí prvky z umělého kamene
- [14] ČSN EN 771-6 Specifikace zdicích prvků - Část 6: Zdicí prvky z přírodního kamene
- [15] ČSN EN 772-1 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
- [14] ČSN EN 772-2 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 2: Stanovení poměrné průřezové plochy otvorů v betonových tvárnících (vtiskem na papír)
- [15] ČSN EN 772-3 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 3: Stanovení skutečného a poměrného objemu otvorů v pálených zdicích prvcích hydrostatickým vážením
- [16] ČSN EN 772-4 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 4: Stanovení hustoty, objemové hmotnosti a celkové a otevřené póravosti zdicích prvků z přírodního kamene
- [17] ČSN EN 772-5 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 5: Stanovení obsahu aktivních rozpustných solí v pálených zdicích prvcích
- [18] ČSN EN 772-6 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 6: Stanovení pevnosti v tahu za ohýbu betonových tvárnic
- [19] ČSN EN 772-7 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 7: Stanovení nasákovosti varem pálených zdicích prvků pro izolační vrstvy proti vlhkosti
- [20] ČSN EN 772-9 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 9: Stanovení skutečného a poměrného objemu otvorů a objemu materiálu vápenopískových zdicích prvků plněním otvorů pískem

- [21] ČSN EN 772-10 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 10: Stanovení vlhkosti vápenopískových zdicích prvků a pórobetonových tvárníc
- [22] ČSN EN 772-11 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 11: Stanovení nasákovosti betonových tvárníc a zdicích prvků z umělého a přírodního kamene vlivem kapilarity a počáteční rychlosti nasákovosti pálených zdicích prvků
- [23] ČSN EN 772-13 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 13: Stanovení objemové hmotnosti materiálu zdicích prvků za sucha a objemové hmotnosti zdicích prvků za sucha (kromě zdicích prvků z přírodního kamene)
- [24] ČSN EN 772-14 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 14: Stanovení vlhkostních přetvoření betonových tvárníc a zdicích prvků z umělého kamene
- [25] ČSN EN 772-15 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 15: Stanovení propustnosti vodních par pórobetonovými tvárnicemi
- [26] ČSN EN 772-16 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 16: Stanovení rozměrů
- [27] ČSN EN 772-18 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 18: Stanovení mrazuvzdornosti vápenopískových zdicích prvků
- [28] ČSN EN 772-19 Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 19: Stanovení vlhkostní roztažnosti velkých podélně děrovaných pálených zdicích prvků
- [29] ČSN EN 772-20 Zkušební metody pro zdici prvky - Část 20: Stanovení rovinnosti lico-vých ploch betonových tvárníc a zdicích prvků z umělého a přírodního kamene
- [30] ČSN EN 998-2 Specifikace malt pro zdivo - Část 2: Malty pro zdění

Skripta

- [31] Lorenz, K.: Zděné konstrukce, ČVUT, 1996
- [32] Pume, D., Košatka, P.: Betonové konstrukce 20 – Zděné konstrukce. Navrhování podle Eurokódu 6, I. a II. díl, ČVUT 1998

Knižní tituly

- [33] Jürgen, K., Schubert, P., Wormuth, R.: Mauerwerkbau, Werner Verlag, 1999
- [34] Hruban, K.: Navrhování konstrukcí zděných, SNTL, Praha 1955
- [35] Hendry, A., Khalaf, F.: Masonry Wall Construction, Spon Press, 2001
- [36] Hendry, A., Sinha, B., Davis, S.: Design of Masonry Structures, Spon Press, 1997
- [37] Curtin, W., Shaw, G., Beck, J., Bray, W.: Structural Masonry Designer's Manual, Granada 2005
- [38] Orton, A.: Structural Design of Masonry, Longman Scientific & Technical, 1986
- [39] Mauerwerk Kalender, Ernst & Sohn
- [40] J Pfeifer, G., Ramcke, R., Achtziger, J., Zilch, K., Schätz, M.: Mauerwerk Atlas (Masonry Construction Manual), Birkhäuser, 2001
- [41] Campbell, J., Pryce, W.: Brick a World History, Thames & Hudson, 2003
- [42] Lloyd, N.: A History of English Brickwork, Antique Collector's Club, reprint 2003

ČÁST D – ZAKLÁDÁNÍ

1 VYMEZENÍ DISCIPLÍNY A ZÁKLADY PŘÍSTUPU

1.1 ÚVOD

Část skripta věnovaná tematice zakládání má povahu úvodu do širší problematiky se zakládáním související. Protože pro studenty fakulty architektury jsou setkání s tímto tématem spíše ojedinělá, je potřebné na tomto nevelkém prostoru shrnout základní informace týkající se nejenom přímo postupů pro navrhování základových konstrukcí, ale i inženýrské geologie, mechaniky zemin a hornin, obecné geotechniky a technologie provádění různých konstrukcí ve vzájemné souvislosti.

Z povahy disciplíny ležící na pomezí technických a přírodních věd vyplývá pro úspěšná řešení nejen potřeba znalosti výpočetních postupů a normativů, ale zejména komplexní přístup k problémům a značná dávka osobní zkušenosti. Ambicí tohoto textu v odborné oblasti je tedy pouze seznámení se základními principy řešení klíčových úloh. Podstatnější je seznámení s možným rozsahem faktorů a problémů souvisejících s řešením úloh ze zakládání tak, aby si bylo možné uvědomit požadavky odpovědného a technicky i ekonomicky efektivního vedení projektu.

Pokud má čtenář hlubší zájem o problematiku výše zmíněných oborů či hledá cestu ke konkrétnímu řešení nějaké úlohy, je třeba se obrátit na odbornou literaturu věnovanou přímo mechanice zemin, geologii, zakládání a podobně.

1.1.1 Úkol zakládání

Účelem základových konstrukcí je zajistit neměnnou existenci a funkčnost stavby (ať domu, technické konstrukce, inženýrské stavby, zemního tělesa či úpravy terénu) po určenou dobu. Související úlohou je navržení takových postupů, které zajistí minimalizaci nepříznivých dopadů na jiné objekty, umělé, stejně jako přírodní, respektive na okolní prostředí vůbec.

1.1.2 Komplexnost přístupu a věrohodnost řešení

Úlohy ze zakládání a geotechniky přinášejí některé výrazné odlišnosti od oblasti vysvětlovaných v předchozích částech skript. Porovnání některých podstatných momentů je následující:

řešení stavebních konstrukcí	řešení geotechnických úloh
geometrické charakteristiky	
Konstrukce jsou převážně geometricky jasně omezené a analyticky popsatelné. Rozhraní jednotlivých prvků konstrukce jsou jednoznačně umístitelná ať už jde o rozdílné či shodné materiály.	zemní prostředí je geometricky popsatelné pouze v rámci generalizace. Rozhraní jednotlivých prvků prostředí jsou často založena na smluvních formálních charakteristikách materiálu, přičemž ve skutečnosti může jít o jeho plynulou změnu.
	materiálové charakteristiky
Konstrukční materiály mají v rámci daného typu a třídy materiálu pevně dané fyzikální (popisné – např. objemová hmotnost, půrovitost apod.) i mechanické (např. pevnost, moduly apod.) charakteristiky. Odchylky jsou minimální a podstatné	Geotechnické vlastnosti materiálů tvorících prostředí ve kterém zakládání probíhá mají široké variační pásmo. I v rámci jednotlivého definičně vymezeného materiálu mohou vlastnosti kolísat v desítkách procent. Hranice odlišující

změny charakteristik v rámci běžného stavu prostředí ve kterém konstrukce existuje jsou buďto dobře definovatelné, nebo neexistují.

Tolerance pro materiálové vlastnosti jsou předepsány a v rámci stavebních postupů lze nepředpokládat či nevyhovující vlastnosti a chování vyloučit.

Materiály jsou převážně homogenní a izotropní. Pokud jsou anizotropní, je jejich anizotropie jasně definovatelná a většinou je orientace rovin anizotropie ve shodě s orientací konstrukcí a je v tomto směru využívána cíleně.

Konstrukční materiál lze v rámci sledovaných řešení pokládat za nediskrétní kontinuum bez ohledu na povahu prošetřované úlohy.

Stavební konstrukce jsou převážně namáhány v pružné oblasti.

Stavební konstrukce mohou být porušeny řadou různých způsobů (v tlaku, tahu, tahu za ohybu, smyku atd.).

Kontextem porušení nosné konstrukce je jednoznačně její nefunkčnost, respektive havarijní stav a to i při porušených

materiály mohou mít jak popisnou (jde o materiály různého složení), mechanickou (jde o materiály s různou pevnostní či deformační charakteristikou), tak i behaviorální (materiály se liší např. v odezvě na různé vnější vlivy) povahu, přičemž se tyto hranice nutně nekryjí a pro různé úlohy mohou být pokaždé definovány jinak.

Vlastnosti materiálů jsou předem dány. Míra přesnosti jejich určení a předpokládané kolísání závisí významně na rozsahu zkoumání, subjektivním názoru a zkušenosti a ve značné míře i na štěstí (zastižení anomálií apod.).

Materiály jsou výrazně nehomogenní a obvykle i významně anizotropní. Orientace rovin anizotropie není nutně v souladu s orientací prvků prostředí (vrstvy) a záleží ve značné míře na geologické historii daného území.

Geotechnické materiály lze pokládat za nediskrétní kontinuum v rámci některých úloh a posouzení (např. únosnost, sedání atd.). V rámci jiných úloh pro totéž prostředí i konstrukci se však mohou významně uplatnit prvky související se skutečností, že se ve skutečnosti jedná o partikulární látku (např. strukturální destrukce základové půdy v důsledku sufoze – vyplavování jemné frakce zeminy při příliš intenzivním čerpání, dopady objemových změn v důsledku klimatického namáhání – namrzavé zeminy apod.).

porušování

Geotechnické prostředí je v pružné oblasti namáháno zcela výjimečně. I v rámci jedné úlohy se podle aktuálního zatěžovacího stavu mohou modely výrazně lišit. Nejobvyklejší je namáhání s pružno-plastickou a plastickou charakteristikou, případně tuho-plastické modely.

Případy, kdy je geotechnické prostředí porušováno jinak než smykem jsou výjimečné.

Porušování v geotechnickém prostředí je běžnou součástí jeho životního cyklu a může probíhat zcela přirozeně bez vazby na

lokálních. Porušování je obecně vnímáno jako nevhodný, negativní stav i v případech které nutně nevedou k destrukci konstrukce.

U porušeného prvku konstrukce není uvažováno s jeho nosnosti a dalším ponechání v jejím rámci.

stavební činnost. Různá míra porušení je tedy běžně přítomná a pro funkčnost a spolehlivost založení nemusí být omezující.

Porušený geotechnický prvek (zemina) nemá s hlediska sledovaného namáhání nulovou nosnost. Zbytková smyková pevnost (reziduální) je obvykle nižší, ne však nutně a rozhodně ne řádově. V případě odstranění nepříznivého namáhání může v řadě případů dojít i k rekonsolidaci materiálů a opětovnému nárůstu smykové pevnosti.

vnější vlivy

Stavební konstrukce jsou navrženy pro daná zatížení a v rámci užívání je možné na jejich respektování dbát. Vnější vlivy typu zatížení větrem, sněhem, seismicitou, objemovými změnami konstrukce apod. jsou dobře vyčislitelné a výpočetně aplikovatelné. Specifické akce působící na konstrukci typu nárazu letadel, nárazu povodňové vlny leží mimo oblast běžného dimenzování a jsou oblasti speciálních aplikací a výpočtů.

Faktory působící na geotechnické prostředí mají velmi široké spektrum, samotné určení možnosti jejich uplatnění není vždy zřejmé, vyčíslení je nezřídka nemožné stejně jako korektní aplikace v rámci výpočtů. Dopad i malých a často velmi vzdálených (jde o přírodní prostředí bez jednoznačného omezení) událostí může mít zásadní vliv na stav a chování prostředí. Dopady klimatických vlivů, seismicity, změn hydrogeologického režimu apod. jsou výrazné a silně variabilní.

výpočetní postupy

Výpočtová řešení pro konstrukce jsou fyzikálně jasně definovaná, většinou existují úplná analytická řešení. V rámci numerických metod existují fyzikálně konzistentní modely popisující jednoznačně vlastnosti a chování konstrukce. Úroveň zjednodušení a generalizace je nízká. Namáhání, posouzení a dimenzování jednotlivých prvků konstrukce je bez zbytku možné.

Úroveň generalizace je mimořádně vysoká. Většina modelů pracuje s rovinovým řešením. Používá se řada empirických vstupních údajů i výpočtů, případně výpočtů bez dobrého fyzikálního zdůvodnění. Některé fyzikální odvození jsou známá, ale nelze získat vstupní údaje (typicky měření Poissonova čísla).

Numerická řešení jsou vzhledem k pružno-plastickému chování prostředí s řadou různorodých zatěžovacích drah (některé modely jich definují i kolem 18) komplikované jak technicky, tak na straně získání vstupních dat.

Variabilita vstupních údajů je extrémní. V rámci zjednodušených a semi-empirických řešení není míra ovlivnění výsledků bez provedení porovnávacího výpočtu zřejmá.

Variabilita vstupních údajů je extrémní. V rámci zjednodušených a semi-empirických řešení není míra ovlivnění výsledků bez provedení porovnávacího výpočtu zřejmá.

Z výše uvedeného porovnání zjevně plyne, že návrh založení není úlohou omezenou na pouhé dimenzování základové konstrukce. Analýza celkové situace v oblasti stavby, dopady provádění a existence stavby na okolí a rozbor možných scénářů s vytípováním

možných rizikových faktorů je nezbytností. To se týká i zdánlivě nekonfliktních zásahů, zejména proto, že geotechnické prostředí je přírodním komplexem s chováním obdobným ekosystémům. Známý efekt motýlích křídel tak často zmiňovaný v jiných souvislostech zde beze zbytku platí.

Příklady rizik vnějších faktorů a rozsahu zkoumání geotechnických úloh:

- *Příčinou vážných statických poruch několika bytových domů byly nově vyvolané svahové deformace. Iniciačním momentem svahových deformací byla změna hydrogeologického režimu vázaná na neudržovaný ucpaný silniční propustek vzdálený přes 800 m.*
- *Osázení parteru obytného komplexu nevhodnými dřevinami (břízy) vedlo po cca 5 letech ve spojení vysoké evaporace s objemově nestálými smrštitelnými jily k takovým neodstranitelným poruchám, že několik obytných domů bylo nutno zbourat.*
- *Provedení opěrné zdi podél komunikace zcela mimo pozemky rodinných domů vyvolalo zvýšení hladiny podzemní vody. Zvýšená hladina ležela zcela mimo silový dosah založení rodinných domů a v tomto smyslu je neovlivnila. Dosáhla však k základu několik set metrů vzdálené strojní pily a výrazné zvýšení přenosu soustavného dynamického namáhání podél zvodně vedlo ke vzniku velkého množství drobných trhlin, opadávání omítka a neobvyvatelnosti (chvění) z hygienických důvodů. Bylo nutné provést nákladný drenážní zásah.*
- *Přitížení skládkou panelů nad nárazovým břehem Váhu došlo k aktivizaci pohybů na staré hluboké třetihorní smykové ploše (starší než tok řeky) probíhající pod jejím korytem. Dlouhodobě stabilní (cca 250 let) objekt na protějším břehu byl díky jinak nepozorovatelnému vytlačování zemin v oblasti paty smykové plochy porušen. Po odstranění skládky bylo nutné objekt kompletně staticky zajistit.*
- *Při otevření jinak řádně zajištěné a navržené stavební jámy došlo k přerušení jemně písčité plně nasycené čočky (průzkumem nezaznamenané) zasahující pod sousední objekt. Odtok vody pod zatížením nadložím a sousedním objektem vedl k jednak k dodatečnému konsolidačnímu sedání a díky rychlosti proudění i k sufozi (vyplavení jemné frakce) a dalšímu dodatečnému sednutí. Důsledkem byly poruchy takových rozměrů, že bylo nutno sousední objekt zbourat.*
- *Objekt založený z hlediska vlastního sedání dostatečně, ale s výrazně rozdílnou hloubkou nestlačitelného podloží pod základovou spárou. Při dočasném převedení dopravy došlo k dopravní seismicitou vyvolanému dodatečnému sedání při uliční frontě. Jednalo se o subtilní skelet, pro který byly (zejména kvůli redistribuci napětí) dodatečná nestejnometrná sedání nepřipustná. Bylo nutné náročné podchycování a zpětná adjustace do původní polohy.*

Z výše zmíněné celkové variability geotechnického prostředí i různorodých možných scénářů jeho vývoje v čase plyne, že zcela obdobné dílo, či dokonce dílo shodné, provedené v obdobné geometrii a materiálovém prostředí v bezprostředním okolí stavby může směrovat ve vazbě na širší okolí a jiné vývojové scénáře k výrazně odlišnému způsobu založení.

Komplexnost a zejména věrohodnost navrženého řešení tedy zjevně spočívá nikoliv v míře přesnosti či složitosti provedeného výpočtu, ale:

- v jasně provedeném rozboru úlohy,
- určení současných i budoucích rizik,
- zřetelném vymezení omezenosti znalostí o prostředí,
- popsání zjednodušení použitých při řešení a možnosti jejich dopadu,

- určení zdrojů použitých vstupních dat a míry jejich spolehlivosti.

Pokud zpráva o geotechnickém či inženýrsko-geologickém průzkumu a návrh základových konstrukcí tyto atributy nesplňuje, není rozhodně na místě pokládat poskytnuté vyčíslení návrhu pouze na základě dodrženého normalizovaného postupu za bezpečné. Na základě dlouholetých zkušeností lze dokonce tvrdit, že výpočty u řádně provedeného návrhu mají spíše dokladování, ověřovací a podpůrnou roli a těžiště návrhu leží právě v nenumerickém hodnocení. Důvodem není, jak by se mohlo zdát, nedůvěryhodnost a nepřesnost výpočetních postupů, ale zásadně vyšší váha správné definice úlohy (respektive podstatně vyšší riziko definice špatné) než u ostatních konstrukčních nauk.

1.1.3 Normy

Navrhování geotechnických (základových) konstrukcí se řídí zejména normou Eurocode 7, která má tři části a je v současnosti do českého normativního prostoru zavedena jako:

ČSN P ENV 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla
ČSN P ENV 1997-2	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 2: Navrhování na základě laboratorních zkoušek
ČSN P ENV 1997-3	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek

Eurocode 7 měl po řadu let povahu předběžné normy. Definitivní znění pod označením Eurocode 7 – EN 1997 bylo schváleno v září 2004. Konečná verze má pouze dvě části, a to:

EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla
EN 1997-2	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy

Uvedení národní verze je předpokládáno v průběhu roku 2005.

Se zakládáním úzce souvisí i řada dalších norem týkajících se laboratorních a polních geotechnických zkoušek, jejichž národní verze by měly být vydány a uvedeny do praxe rovněž v průběhu roku 2005, pojmenování a zatříďování zemin, které vstupují v platnost nyní či v roce 2005. Rovněž práce na dalších evropských normách týkajících se speciálních geotechnických prací (mj. mikropilot, hřebíkování atd.) výrazně pokročila a jejich přijetí ať jako předběžných či konečných norem i na národní úrovni je očekávatelné v průběhu let 2005 – 2006.

Po zavedení nových harmonizovaných norem je předpokládáno zrušení řady stávajících norem z oblasti zakládání, zejména pak dvou dosud platných a pro zakládání kličových norem:

ČSN 73 1001	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 1002	Pilotové základy

Z výše uvedeného výčtu nelze ve skutečnosti usuzovat na převratné změny v oblasti navrhování a posuzování základových prací a geotechnických konstrukcí. Geotechnika a zakládání bylo vždy mezinárodně provázaným oborem s nepočetnou odbornou veřejností a tudiž i v minulosti byly rozdíly mezi národními standardy spíše kosmetické povahy. Větší význam standardů Eurocode leží ve sjednocení terminologie a začlenění geotechniky do kontextu ostatních konstrukčních oborů jak v oblasti pojmu, tak celkového konceptu postupů.

Rámcový seznam souvisejících norem s vyznačením stavu jejich přípravy je uveden v závěru této části skripta. Nelze vyloučit menší terminologické odchylky od konečného znění dosud nevydaných norem, celkový koncept by však neměl být dotčen.

1.1.4 Terminologie

Eurocode 7 je norma značně obecné povahy. Definuje zejména koncepty postupu s tím, že ve věci konkrétních řešení je ponechávána i větší volnost, než připouštěly naše současné normy. Výpočetní postupy jsou součástí přílohy normy, které však mají informativní povahu. V rámci normy jsou používány některé specifické termíny a to:

geotechnické zatížení	zatížení přenášená na konstrukci zeminou, násypem, vodou či podzemní vodou (ve shodě s definicemi ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)
srovnatelná zkušenost	dokumentovaná nebo jinak jasně získaná informace o základové půdě uvažované v návrhu, kterou tvoří stejné typy zemin a skalních hornin, u nichž lze očekávat obdobné geotechnické chování a informace o podobných konstrukcích. Místní informace se pokládá za zvlášť důležitou.
základová půda	zemina, skalní hornina či navážka existující na místě před prováděním stavebních prací
konstrukce	organizovaná kombinace spojených částí, včetně násypů umístěných během stavebních prací, navržená k nesení zatížení a poskytující k tomu odpovídající tuhost (ve shodě s definicemi ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)
odvozená hodnota	hodnota geotechnického parametru získaná na základě teoretického odvození, korelace či empiricky podle výsledků zkoušek
tuhost	odolnost materiálu vůči deformaci
odolnost (únosnost)	kapacita prvku, případně řezu prvkem konstrukce k nesení odpovídajících zatížení bez mechanického porušení, např. únosnost základové půdy apod.

Z uvedených termínů je nejzávažnější srovnatelná zkušenost. Eurocode 7 na řadě míst odkazuje na mimořádnou důležitost zkušenosti, porovnatelných údajů z již realizovaných staveb a jakékoliv informace, které mohou přispět k úspěšnému řešení problému. V tomto směru poskytuje větší volnost, než dosavadní normativy, kdy praxe nebyla vždy ve shodě s jejich svazujícími požadavky.

V rámci tohoto textu je používán i termín geotechnické prostředí. Je míňen jako shrnující označení pro základovou půdu v obecném kontextu a zahrnuje i širší přírodní okolí včetně jeho možného chování a změn chování.

1.1.5 Obecná pravidla přístupu

Při navrhování geotechnických konstrukcí musí být uváženy následující faktory:

- celkové podmínky na lokalitě s přihlédnutím k celkové stabilitě území a možnosti pohybu základové půdy,
- povaha a rozměry konstrukce a jejích prvků včetně jakýchkoli zvláštních požadavků mj. souvisejících s životností a vývojem v čase,
- přihlédnutí k širšímu okolí a souvisejícím podmínek (stavby, doprava, inženýrské sítě, vegetace, chemická rizika atd.),
- podmínky dané základovou půdou a základové poměry,
- podmínky související s podzemní vodou,
- regionální seismicita,

- vliv prostředí (hydrologie, povrchové vody, poklesy území, klimatické vlivy jako změny vlhkosti a teplot).

Při navrhování založení a geotechnických konstrukcí obecně se postupuje podle metodiky mezních stavů. Základní mezní stavy jsou vymezeny následovně:

EQU	ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy, je-li uvažována jako tuhé těleso, přičemž pevnost konstrukčních materiálů či základové půdy jsou pro odolnost nevýznamné
STR	vnitřní porušení nebo nadměrná deformace konstrukce či konstrukčních prvků (včetně základů, pilot, podzemních stěn a opěrných konstrukcí), při kterém pevnost materiálů je pro odolnost podstatné
GEO	porušení nebo nadměrná deformace základové půdy, při kterém pevnost zeminy a skalních hornin je pro odolnost podstatná
UPL	ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy vyzdvížením tlakem vody (vztlak)
HYD	hydraulické namáhání, vnitřní eroze a sufoze způsobená hydraulickými gradienty

Pro vlastní zakládání jsou obvykle nejvýznamnější mezní stavy typu GEO. Typ mezního stavu UPL se obvykle týká podzemních staveb typu garáži hluboko pod hladinou podzemní vody, bazénů, čističek a podobných zařízení v místech která mohou být zaplavena, nebo kde je možný významný pohyb hladiny podzemní vody. Typ mezního stavu HYD se nejčastěji týká návrhů stavebních jam a dimenzování jejich čerpání. Mezní stav typu STR by se neměl při správném návrhu objevovat. Je však významný v kontextu vzájemné interakce mezi základovou půdou a konstrukcí, kdy oddělené řešení úlohy pouze pro konstrukci a pouze pro geotechnické prostředí je nepřípustné. Vždy musí být uvažován dopad chování základové půdy na vlastní konstrukci a naopak.

Příklady mezních stavů:

- EQU: Stožárová konstrukce byla založena na skalním podloží na malém betonovém bloku. Původně byla poutána lany, která byla po vyřazení z provozu a kontroly zcizena. Objekt řadu let bezproblémově existoval. Po vykácení stromů se změnila situace v zatížení větrem a stožár se převrhly.
- EQU: Masivní těžná opěrná zeď byla založena na velmi únosném podloží. Po přitížení terénu nad její hlavou došlo ke zvýšení jejího horizontálního zatížení (zemní tlak). Vlastní základ zůstal nedotčen, ale betonová stěna na něm umístěná byla nejprve o cca 2 cm posunuta a po aktivizaci zásadních deformací zemního prostředí za ní převržena s bodem otáčení v lící paty zdi.
- STR: Objekt byl založen v pozdním podzimu na subtilních pilotách procházejících přes výrazně neúnosné a stlačitelné zeminy. Piloty byly opřeny do skalního podloží. Po přitížení povrchu nevelkým násypem v rámci úprav pozemku a jarním rozmrznutí zemin došlo k sedání neúnosných vrstev a zatížení pilot negativním pláštovým třením. Díky tomuto přitížení a velké štíhlosti pilot došlo k imperfekcím (vzpěr), zlomení několika pilot a ztrátě funkčnosti založení.
- GEO: Otázky tohoto mezního stavu jako hlavního tématu jsou řešeny dále v této části skriptu.
- UPL: Nádrže lokální čistírny odpadních vod byly vybudovány v potoční nivě. Za běžného stavu hladiny podzemní vody nebyl objekt nijak ohrožen. Před dokončením objektu a jeho napuštěním přišla několik hodin trvající dvacetiletá velká voda, lehký objekt byl vodním vztlakem vyzdvížen ze základové spáry (o cca 1,5 m) a zcela zničen.

- *UPL: Podzemní garáže byly zajištěny proti vztlaku zemními kotvami. V rámci údržby byly kotvy dopínány, aniž by byl respektován fakt, že ztráty předpětí nebyly vyvolány prokluzem v kotevních hlavách, ale postupným vyvolováním kotevních kořenů. Po zvýšení vztlaku při náhlém pohybu hladiny podzemní vody nebyly kotvy schopné nést dodatečné zatížení a došlo k prolomení tenké základové desky, která nebyla na plný vztlak dimenzována.*
- *HYD: Kotvená štětová stěna nebyla dostatečně zapuštěna do nepropustného podloží. Netěsnostmi takto provedené jímky přitékala značná množství vody. Intenzivní čerpání vedlo k sufozi, vyplavování jemné frakce ze štěrkopísků tvořících zemní prostředí kolem jímky. Následovalo zhroucení struktury zeminy za rubem pažící konstrukce a destrukci celé jímky.*

V rámci geotechnického řešení musí být jasně popsána návrhová situace, přičemž tento popis musí zejména zahrnovat:

- obecnou vhodnost základové půdy,
- uspořádání a zatřídění různých zón zemin, skalních hornin a prvků stavby, které vstupují do výpočetního modelu,
- uklonění podložních vrstev,
- hornická díla, jeskyně, podzemní konstrukce apod.,
- stav skalního podloží (poruchy, pukliny, měkké vrstvy apod.)
- zatížení, kombinace zatížení a zatěžovací případy,
- vlivy prostředí (sufoze, eroze, výkopy měnící stav geotechnického prostředí, chemická koroze, zvětrávání, promrzání, půdní plyny, zemětřesení, poddolování a hornická činnost, aktivity živé přírody atd.),
- odolnost konstrukce proti deformacím,
- vliv nové konstrukce na jiné stávající konstrukce a inženýrské sítě,
- vliv na životní prostředí.

Vlastní návrh geotechnické konstrukce ověřujíci, že nebyl překročen žádný z mezních stavů lze provést následujicimi způsoby či jejich kombinací:

- statickým výpočtem,
- přijetím předepsaných opatření,
- experimentálně pomocí modelů a zatěžovacích zkoušek,
- observační metodou (monitoring).

Při zpracovávání návrhu geotechnické konstrukce musí být rovněž uváženy faktory týkající se životnosti, zejména pak:

- celkové požadavky na trvání stavby,
- agresivní činitelé působící na beton (pH, sírany, CO₂, hladové vody atd.),
- agresivní činitelé působící na ocel (chemické namáhání, elektrolytické namáhání),
- agresivní činitelé působící na dřevo (houby a aerobní bakterie),
- agresivní činitelé působící na umělé hmoty (UV záření, ozónová degradace, kombinace vlivu napětí a teploty atd.)
- předpokládatelné zatím neexistující změny v území během trvání konstrukce, jmenovitě očekávatelné změny morfologie (přirozené i úpravy terénu), změny režimu podzemní vody, dynamická namáhání (hlavně doprava a těžba) atd.

Je zřejmé, že splnění výše uvedených nároků není přiměřené všem stavebním aktivitám. Základní cíle, tj. zajištění funkčnosti a bezporuchovosti konstrukce s přihlédnutím k potřebné ochraně majetku, životů i životního prostředí lze dosáhnout v dostatečné míře i při

omezenějším přístupu. Proto jsou definovány tzv. geotechnické kategorie, které z hlediska náročnosti stavby i složitosti základových poměrů určují míru významnosti jednotlivých prvků geotechnického návrhu a stanovují jeho nezbytné součásti. Tato problematika je rozvedena dále v této části skript v kapitole věnované navrhování.

1.2 SOUČÁSTI ŘEŠENÍ ÚLOH Z OBORU ZAKLÁDÁNÍ

Geotechnický návrh je, jak vyplývá z předchozích kapitol, značně komplexní úloha. V této kapitole jsou popsány nejběžnější součásti úloh z oboru zakládání, přičemž některé jsou pak ještě dále ve skriptu rozvedeny.

1.2.1 Geologický a geotechnický průzkum

Geologický a geotechnický průzkum je výchozí úkol, vedoucí k možnosti věbec definovat řešenou úlohu. Bohužel jde o investory a projektanty podceňovanou součást celkového postupu projektu. Výrazně k tomu přispívá finanční náročnost technických a laboratorních prací s průzkumem spojených, což je v počátečních fázích projektu vnímáno jako nečekané a nežádoucí. Mimo to se, kromě zásadních pochybení, projevují poruchy spojené se zakládáním s poměrně velkým časovým odstupem (běžně i 5 – 10 let po dokončení stavby), takže přímá souvislost s nedostatečností průzkumu je pocítována velmi slabě a obvykle již nejsou ani vyvozovány odpovídající odpovědnostní dopady (garanční lhůty jsou většinou proběhlé). Je však nutno poznamenat, že nezbytná sanační opatření, nebo případné změny v konceptu založení objektu přinášejí náklady obvykle více než o dva řády vyšší, než byly úspory ziskané z omezení průzkumných prací. Na řádné a zejména včasné provedení průzkumných prací by tedy měl architekt či projektant odpovědný za vedení projektu klást značný důraz. Z hlediska jednotlivých fází lze průzkumné práce rozdělit následovně:

Rešerše	Získání místních informací, zjištění staveb odpovídajících konceptu srovnatelné zkušenosti, vytipování rizik na místě stavby i v širším okolí, excerpte archivních údajů. Stanovení obecného konceptu pro zakládání (plošné, hlubinné apod.).	investiční záměr, před DÚR
Předběžný průzkum	Ověření celkové vhodnosti staveniště, ověření alternativních možnosti umístění stavby, odhad dopadů stavebních prací na okolí, identifikace podzemních prostor, sítí atd., identifikace hlavních typů základových půd a jejich hlavních rozhraní, určení generelu hydrologického a hydrogeologického režimu, analýza podle konceptu srovnatelné zkušenosti, mapové práce, regionální seismicita. Stanovení rozsahu podrobného průzkumu. Stanovení koncepce založení a případné předběžné dimenzování.	před DSP
Podrobný průzkum	Ověření typů základových půd, stanovení jejich vlastnosti pevnostních i deformačních, ověření průběhu rozhraní, ověření hydrogeologického režimu, určení zemin pro násypy a zásypy včetně zhutnitelnosti, určení propustnosti a návrh čerpání, určení stability podloží a zemních konstrukcí, určení agresivity základových půd a podzemní vody, ověření rizika namrzavosti základových půd a možnosti promrzání, prověření půdních plynů (radon), mapování poruch, zlomů a puklin skalního podloží, určení všech zjistitelných rizik pro zakládání i okolí. Návrh a dimenzování základových konstrukcí, návrh opatření, kontrolního sledování, varovných stavů a postupu výstavby základových konstrukcí, stavební	před zpracováním RD

jámy atd.

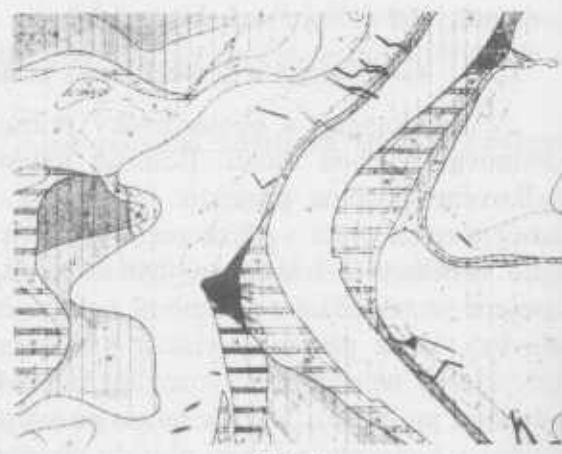
Kontrolní průzkum	Kontrola základové spáry, ověření správnosti podrobného průzkumu, vyloučení dosud nezjištěných dalších rizik, dohled nad technologickou kázni při zakládání, kontrola provádění a hutnění násypů a zásypů, kontrolní sledování a jeho vyhodnocování je-li předepsáno, kontrola varovných stavů a řízení v případě použití observační metody průkazu mezních stavů.	v průběhu stavby a po ní
--------------------------	--	--------------------------

Z uvedených kategorií jsou zejména rešeršní práce nedostatečně využívaným a přitom velmi silným nástrojem. V České republice je zřízena instituce Geofond České republiky, kde jsou ze zákona archivovány veškeré získané údaje geologického a geotechnického charakteru. časově pokrývají tyto archivní sondy velkou část průzkumných prací od dvacátých let minulého století až po současnost. Jsou zde k dispozici i velmi podrobná geologická mapová díla, databáze vrtných prací, laboratorních zkoušek, průzkumných zpráv, rejstříky sesuvných území atd. Podobné údaje zejména pro prahu jsou mimo to v dispozici v archivu firmy PÚDIS. Náklady spojené s prostudováním těchto archivních zdrojů jsou velmi nízké, přičemž pro některé lokality je podrobnost a vypořádací schopnost podkladů taková, že je v zásadě ekvivalentní podrobnému průzkumu. Na Obr. 1 je uvedena ukázka inženýrsko-geologické mapy 1 : 5 000 s vyznačením druhu skalního podloží, zlomů, sklonů vrstev, mocnosti nadložních útvarů a jejich skladby (druhy zemin) pro oblast Prahy – Suchdola, na Obr. 2 pak ukázka hydrogeologické mapy 1 : 5 000 s druhy kolektoru podzemní vody (puklinový, průlinový), hloubkou hladiny podzemní vody pod terénem, hydroizohyps, směrem proudění a doložené agresivity podzemní vody pro oblast Prahy – Bohnic.

Další opomíjenou kapitolou je kontrolní průzkum. Funkčnost základových konstrukcí je ve významné míře spojena s dodržováním technologické kázne. Pro prováděcí firmy je z pochopitelných důvodů ne zcela žádoucí se podrobovat v tomto směru kontrole, nejčastěji pak v oblasti provádění drenážních prací, čištění základové spáry, dokumentace pilotáže a zejména kontroly hutnění. Je vysoce v zájmu investora, aby byl kontrolní průzkum prováděn a nelze ponechávat řešení této záležitosti na zhotoviteli stavebního díla.

Příklady dopadů nedostatečného průzkumu:

- *Rešerše: Pro potřeby investičního záměru nebyla zpracována rešerše. Později ověření základových poměrů nepřipustilo původně očekávanou možnost plošného zakládání a náklady spojené se speciálním zakládáním ekonomika investičního záměru nedovolovala. Investiční záměr musel být zrušen s následkem řady zmařených investic*



Obr. 2



Obr. 1

a sankčních plnění z již uzavřených smluv (několik desítek mil. Kč, náklady na rešerši byly v prvních tisících Kč).

- **Předběžný průzkum:** Před zpracováním dokumentace k ÚR (DÚR) pro objekt v proluce nebyla zpracována rešerše ani předběžný průzkum. Pozdější ověření prokázalo potřebu podchycení sousedních objektů a zajištění stavební jámy takovým způsobem, že prostor podzemních podlaží byl zmenšen a nedovoloval vyhovět požadavkům ÚR na dopravu v klidu. Objekt bylo nutné přeprojektovat s vyššími náklady na zakládání a menšími výměrami a tudíž i výnosy nadzemní části stavby (zhoršení ekonomiky projektu bylo cca 20 mil. Kč, náklady na včasného předběžného průzkumu cca 60 tis. Kč).
- **Podrobný průzkum:** V rámci úspor na projektu nebyl proveden podrobný průzkum. V jinak bezproblémovém území tedy nebyl zdokumentován prostorově omezená, novými vrstvami překrytá erozní rýha vyplňená neúnosným náplavem. V průběhu provádění bylo nutné zajistit zlepšení základové půdy a změnit základové konstrukce. Bylo nutné provést dodatečné projekční práce, přešetření statiky, zvýšily se částečně náklady na založení a zejména došlo ke zdržení stavby a následným sankčním plněním (náklady celkově dosáhly více než 40 mil. Kč, náklady podrobného průzkumu byly očekávatelné kolem 120 tis. Kč).
- **Kontrolní průzkum:** V základové spáře tvořené středně silně citelnými písčitými hlinami vystupovala v omezeném rozsahu tvrdá lavice křemenců ze skalního podloží. Takovýto jev nemusí být nutně zjištěn ani při podrobném průzkumu. Při kontrolním průzkumu však mohla být navržena nepříliš nákladná opatření omezující rizika. Kontrolní průzkum nebyl prováděn, lavice křemenců byla ponechána v základové spáře a v průběhu cca 1 roku po dokončení stavby začalo docházet k jejímu přelamování přes tuto lavici. Bylo nutné provést plošnou injektážní sanaci podzákladů, aby bylo omezeno celkové sedání po stranách lavice (sanační náklady cca 10 mil. Kč, náklady na kontrolní průzkum do 20 tis. Kč).
- **Kontrolní průzkum:** Na stavbě nebyla dostatečně zajištěna kontrola provádění zásypů a hutnění. V místě přechodu z výkopu do zásypu bylo pro usnadnění svářecích prací podepřeno plynové potrubí zídkou z rovnáho zdiva. Zídka nebyla odstraněna a při sedání zcela nedostatečně zhubněného zásypu došlo k porušení potrubí usmyknutím. Propustným zemním prostředím došlo k „tečení“ plynu do objektu a následně k výbuchu spojenému nejen s destrukcí nového objektu, ale i ztrátami na životech (ztráty nevyčíslitelné, náklady na kontrolní průzkum do 20 tis. Kč).

Vlastní průzkumné práce, pomineme-li samozřejmou excerpti všech dostupných podkladů, prohlídku lokality, srovnatelných objektů atd. lze rozdělit do dvou skupin:

- Invazivní průzkum v podobě průzkumných vrtů, šachtic, rýh a penetračních zkoušek
- Neinvazivní metody geofyzikálního průzkumu, jako je elektrické odpovodové profilování, seismické profilování, georadar a karotážní metody.

Vrtný průzkum, který je obvykle brán jako synonymum pro geologický průzkum, je základní metodou. Jeho výhodou je získání kontinuálního svislého profilu zeminami. Pokud je kvalitně proveden, jsou vyneseny zeminy víceméně ve stavu odpovídajícím jejich přirozenému uložení a dovoluje provedení ručních orientačních zkoušek (ruční penetrace apod.) a odběr vzorků pro laboratorní zkoušky. V náročných případech existují i postupy pro odběr tzv. neporušených vzorků nepostižených mechanickým a teplotním namáháním při vrtání i se zachováním původní orientace, jde však o značně nákladnou záležitost prováděnou pouze v případě velmi náročných staveb a vysokých rizik pro zakládání.

Součástí vrtného průzkumu je i měření hladin podzemní vody (hladina podzemní vody je vrtáním ovlivněna a rozlišuje se tedy naražená, po dovrťání a ustálená) a provádění čerpacích zkoušek různého druhu pro ověření namáhání stavby podzemní vodou a návrh stavebního čerpání. Rovněž jsou odebírány vzorky podzemní vody pro laboratorní ověření její agresivity, případně pro zjištění kontaminace tam, kde je takové šetření na místě.

Část provedených vrtů může být vystrojena pro pozdější sledování at' hydrogeologické, či různé monitorovací metody (měření pórových tlaků, extenzometrické a inklinometrické měření deformací, určování aktivity a polohy smykových ploch křehkými vodiči atd.).

Vrtný průzkum má vysokou vypovídací schopnost, je však nutné si uvědomit, že jde půdorysně o bodová data. Pokud tedy není doplněn dalšími průzkumnými metodami, měly by být vrtby prováděny alespoň tři, aby bylo možné stanovit prostorovou polohu rozhraní geologických vrstev.

Geologické průzkumné šachtice, rýhy a případně i štoly jsou s ohledem na náročnost na práci dnes poměrně řídké. Nejčastěji jsou prováděny v rámci stávajících objektů v nepřístupných místech pro ověření neznámých základových poměrů a konstrukcí či jejich stavu. Často je využívána dokumentace různých stavebních výkopů, zejména inženýrských sítí, ale ne vždy jsou takové informace plnohodnotně použitelné.

Častou průzkumnou metodou je použití statické či dynamické penetrace, spočívající v měření odporu zeminy proti vnikání penetračního hrotu za normalizovaných podmínek. Metodu nelze doporučit jako samostatnou – převod na vlastnosti zemin využívané při výpočtech je nepřímý a do značné míry založený na lokálních empirických postupech, které nejsou jasně dokumentovatelné a přenositelné. Pokud lze však spojit vrtný průzkum s penetrací, umožnuje penetrace díky nižší ceně dobré mapování již definovaných rozhraní v husté plošné síti.

Geofyzikální metody jsou velmi dobrým doplňkem pro bodově orientovaný vrtný průzkum. Převážně mají podobu liniového profilování a dovolují tak propojit bodová data z vrtného průzkumu do prostorového modelu. Rovněž jsou ideální pro zjišťování anomálí. Geofyzikální metody jsou rovněž poměrně nenákladné a při vědomí jejich některých omezení je možné je jen doporučit.

Odporové sondování je velmi vhodné k zjišťování polohy zvodnělých vrstev a rozhraní výrazně odlišných typů zemin (např. jíl a písky v náplavech). Hloubkový dosah může být i kolem 20 m. Měření mohou být ovlivněna řadou faktorů, zejména inženýrskými sítěmi a generovanými bludnými proudy.

Seismické profilování dokáže určovat rozhraní s výraznou rozdílností v rychlosti a útlumu seismických vln. Dobře opět vyhledávají rozhraní mezi měkkými zeminami a např. štěrky, zvodnělé vrstvy, povrch skalního podloží, ale také hloubkový dosah zvětralých zón a zejména poruchy a zlomy ve skalním podloží. Omezení souvisí s měřenými charakteristikami a tudíž na řadě míst např. seismické zatížení dopravou apod. měření vylučuje, nebo časově omezuje.

Georadar je metoda původně vyvinutá pro vyhledávání podzemních chodeb a úkrytů Vietkongu za války ve Vietnamu. Vyhledávání podzemních prostor a anomalií je také jeho silnou stránkou. Mapuje rozhraní s výrazně odlišným odrazem či echem a tedy opětovně slouží dobře k vyhledávání rozhraní zemin s velmi rozdílným modulem, tektonických a dalších poruch, dutin, inženýrských sítí apod. Nevýhodou je často nezjistitelné ovlivnění velmi okrajovými faktory stěžující interpretaci výsledků. Zdokumentováno je například ovlivnění měření podél říčního břehu tělesem včele zakotveného parníku, jehož obrys v údajích pro svrchní vrstvy se nakonec podařilo rozeznat.

Geofyzika používá celou řadu dalších metod, často prováděných ve vrtech a souhrnně označovaných jako karotážní metody. Řada měření má nukleární základ a mohou být mj. použita k určení zdrojových míst přítoku vody do vrtu, objemové tíhy zemin, odvozeně i pevnosti apod.

Výsledkem rádně provedeného průzkumu by měla být zpráva zahrnující nejen geologickou dokumentaci provedených průzkumných děl a graficky presentovaný model území, ale zejména ohodnocení použitých informačních zdrojů a míru nejistoty předkládaného modelu, vytipování rizik a návrh postupu pro další fáze projektu.

1.2.2 Vlastnosti zemin a hornin

Zeminy a horniny musí být pro další pokračování v geotechnickém návrhu určitým způsobem pojmenovány, zatřídieny a musí být určeny vlastnosti podmiňující jejich chování. Při pojmenování a zatřídění zemin je možné přijmout různá hlediska, je však zřejmé, že geologicko-historické není primární (je lhostejné z hlediska technické aplikace zda jde o horninu algonkickou, permskou či karbonskou). To neznamená, že geologické hledisko má být pominuto. Zcela totožný jemnozrnný písek bude mít rozdílné vlastnosti pro zakládání v případě, že byl uložen jako vátý, než v případě fluviálního (říčního) náplavu. Rovněž materiálově zcela shodné spráše a sprášové hlíny mají diametrálně rozdílné riziko spojené s prosedavostí. Toto hodnocení musí být v rámci geologického průzkumu zjištěno a jasně deklarováno. Pro technické potřeby jsou však zeminy a horniny zatřídovány zejména na základě tzv. popisných (indexových) zkoušek. Pro zeminy je toto rozřazení založeno zejména na zkoumání zrnitostního složení (zrnitost, křivka zrnitosti), vlhkostních charakteristikách u jemnozrnných zemin typu hlín a jílů (konzistenční, resp. Atterbergovy meze) a míře ulehlosti (u písků a štěrků). U hornin je rozhodujícím kritériem četnost puklin a pevnost.

Kromě popisných vlastností jsou u zemin určovány jejich mechanické charakteristiky, a to pevnostní (smyková pevnost) a deformační (deformační modul). U hornin se určuje pevnost v tlaku a deformační modul, případně i modul pružnosti.

Pro potřeby určení vlastností zemin a hornin jsou během průzkumu odebírány vzorky. Pro určení popisných vlastností u zemin je nutné především zachování jejich přirozené vlhkosti. Míra rozpojení není prvořadá. Pro zkoušky mechanických vlastností je však nutné zachovat zeminu v co největší míře neporušenou, což vyžaduje pečlivý postup a průběžnou péči o vzorky (vzorky nesmí být mechanicky porušeny, nesmí vyschnout, nesmí přemrznout atd.).

Kolisání vlastností zemin je i v rámci jednoho typu zeminy značné. Reálné omezení rizik spojených s nízkou vypovídací schopností konkrétního vzorku by dovolovalo pouze zpracování statisticky významného souboru. Ekonomika i časové řešení naprosté většiny projektů něco takového přirozeně nedovoluje. Poslední statisticky významné soubory vzorků zemin a hornin byly naposledy zpracovávány v rámci výzkumných úkolů pro severočeské uhelné doly, elektrárenská odkaliště a pro stavbu elektrárny Temelin. Eurocode 7 na rozdíl od požadavků ČSN 73 1001 tyto věcné danosti reflekтуje a používá termín odvozené parametry, kdy zdrojem pro definici vlastnosti zemin je celkový soubor lokálních dat i mimo danou stavbu, přičemž vlastní údaje jsou používány jako referenční či kalibrační.

Dalším podrobnostem je věnována samostatná kapitola.

1.2.3 Voda v zemině

Vliv vody je v oblasti zakládání jedním z podstatných momentů a zasahuje návrh v řadě oblastí. Základní přehled sledovaných dopadů je následující:

- vliv vlhkosti na mechanické vlastnosti jemnozrnných (soudržných) zemin,

- vliv stupně nasycení na mechanické vlastnosti písčitých a štěrkovitých (nesoudržných) zemin),
- vliv hladiny podzemní vody, resp. pórových tlaků na napjatostní poměry v zemním tělese a na chování základové půdy při změně zatížení,
- vlastní zatížení vyvazovaná podzemní vodou – vztah, hydrostatický tlak na svislé konstrukce, přitížení základové půdy zavřenou kapilární vodou, dynamický proudový tlak na zeminu,
- vliv vztahu na statický model zemního prostředí při posuzování stability zemních i skalních svahů,
- vliv přítomnosti podzemní vody při klimatickém namáhání (promrzání),
- vliv přítomnosti podzemní vody či úrovně vlhkosti na objemové změny citlivých zemin (bobtnání a smrštitelnost),
- vliv proudění podzemní i povrchové vody na vnitřní (sufoze) i vnější erozi základových půd a zemního prostředí obecně,
- agresivita podzemní vody vůči konstrukcím včetně degradace umělých zemních těles atd.

Podzemní voda je v případě chybného vyhodnocení jedním z klíčových faktorů vzniku poruch a změny režimu podzemních vod poruch již existujících objektů včetně ztrát celkové stability geotechnického prostředí (stabilita svahů). Patří rovněž k nejproblematičtějším faktorům návrhu stavebních jam. V našich podmínkách je obvyklé, že podzemní voda je jako problém reflektována, ale úvahy a projektovaná řešení se obvykle omezují na návrhy izolačních komplexů staveb. Prosazení provádění řádných čerpacích zkoušek a režimního sledování ve vystrojených hydrogeologických vrtech potřebné ke stanovení zatížení podzemní vodou a zejména správnému návrhu stavební jámy a stavebního čerpání je nezřídka velmi obtížné.

1.2.4 Zatížení a návrhové přístupy

Určení zatížení v oblasti návrhu geotechnické konstrukce má dvě roviny.

Zatížení nesená, tj. od vlastní konstrukce se řídí především ČSN EN 1991 – 1 (Eurokód 1) Zatížení konstrukcí s přihlédnutím k předpokládaným změnám tak jak je uvedeno v první části skripta. Odpovídajícím způsobem se pracuje s konceptem metody dílčích součinitelů a přechodem od charakteristických (případně též i representativních) hodnot k hodnotám návrhovým. Této tématice jsou věnovány předchozí, zejména pak úvodní část skript.

Druhou skupinu zatížení jsou zatížení geotechnická, tj. zatížení vnášená z geotechnického prostředí na konstrukci. U geotechnických zatížení se pracuje pouze s charakteristickými a návrhovými hodnotami. V případě plně doložených parametrů základových půd (tj. neodvozených) se připouští jejich přímé použití ve výpočtech.

Eurocode obecně definují tzv. návrhové přístupy (design approach) s různými dílčími součiniteli. V rámci Eurocode 7 jsou definovány tři základní přístupy, a to:

- DA 1: A1+M1+R1 nebo A2+M2+R1
- DA 2: A1+ M1 + R2
- DA 3: (A1 nebo A2) + M2 + R3

kde platí označení A (zatížení), M (materiálové vlastnosti – pevnost zeminy) a R (únosnost – odpor). Doporučené hodnoty pro jednotlivé typy základních mezních stavů jsou uvedeny v následujících příkladových tabulkách 1 – 5:

Zakládání

mezní stavy EQU		
Zatížení	Označení	Hodnota
Stálé nepříznivé ¹	$\gamma_{G,dst}$	1,10
Stálé příznivé ²	$\gamma_{G,stb}$	0,90
Nahodilé nepříznivé ¹	$\gamma_{Q,dst}$	1,50
Nahodilé příznivé ²	$\gamma_{Q,stb}$	0,00

Tabulka 1

mezní stavy EQU		
Vlastnost zeminy	Označení	Hodnota
Smyková pevnost ³	γ_ϕ	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c	1,25
Neodvodněná pevnost	γ_{cu}	1,40
Pevnost v tlaku (odvodněná)	γ_{qu}	1,40
Objemová hmotnost	γ_y	1,00

Tabulka 2

mezní stavy STR a GEO			
Zatížení	Označení	Hodnota	
		A1	A2
Stálé nepříznivé	γ_G	1,35	1,00
Stálé příznivé	γ_G	1,00	1,00
Nahodilé nepříznivé	γ_Q	1,50	1,30
Nahodilé příznivé	γ_Q	0,00	0,00

Tabulka 3

mezní stavy STR a GEO			
Zatížení	Označení	Hodnota	
		M1	M2
Smyková pevnost	γ_ϕ	1,00	1,25
Efektivní soudržnost	γ_c	1,00	1,25
Neodvodněná pevnost	γ_{cu}	1,00	1,40
Pevnost v tlaku (odvodněná)	γ_{qu}	1,00	1,40
Objemová hmotnost	γ_y	1,00	1,00

Tabulka 4

mezní stavy STR a GEO – plošné základy				
Odolnost (únosnost)	Označení	Hodnota		
		R1	R2	R3
Únosnost	γ_{Rv}	1,00	1,40	1,00
Sesouvání	γ_{Rh}	1,00	1,10	1,00

Tabulka 5

Další hodnoty součinitelů pro hnané piloty, vrtané piloty, kotvení atd. a dále pro mezní stavy UPL a HYD lze najít v příloze Eurocode 7. Není úkolem těchto skript citovat normu v plném rozsahu.

¹ Destabilizující

² Stabilizující

³ Uplatní se na tangentu úhlu vnitřního tření ($\operatorname{tg}\varphi'$)

1.2.5 Koncepce založení a interakce s širším prostředím

Od geotechnického návrhu je především nutno požadovat celkovou konzistenci. Omezení na výpočty únosnosti a deformací pro dílčí prvky založení je nepostačující. Zejména řešení kombinující více typů základových konstrukcí, případně podchycování stávajících konstrukcí mohou být citlivá na vzájemné vztahy. Návrh stavební jámy je v tomto směru neoddělitelnou částí návrhu.

Příklady koncepčních problémů:

- *Při zakládání přehrady na Desné byl objekt výpustního tělesa založen na pilotách. Probíhající deformace zemního tělesa hráze vedla ke vzniku trhlin kolem výpustního objektu jím procházejícím a následnému protržení přehrady s katastrofálnimi následky.*
- *Stavba sestávající z dvou dilatovaných objektů s nestejným zatižením základové půdy byla založena z části na pilotách a z části plošně. Základové půdy byly jíly ve kterých konsolidační sedání probíhá velmi pomalu. Část objektu na pilotách opřených na únosné skalní podloží nesedala vůbec, druhá část sedala, ale velmi pomalu. V průběhu cca 15 let byla výšková diference podlaží přes 10 cm a znemožnila komunikaci uvnitř objektu a vedla i k nutnosti přepracování vnitřních sítí.*
- *Při budování objektu byla stavební jáma a sousední objekt zajištěny tryskovou injektáží. Z hlediska budovaného objektu bylo řešení efektivní a bezkonfliktní. U sousedního objektu však byla podchycena pouze nosná stěna ležící u stavební jámy a v důsledku pozdějších změn v hydrogeologickém režimu došlo k dodatečnému sedání sousedního objektu. V důsledku podchycení jedné nosné stěny u které jinak hodnotově nevýrazné dodatečné sedání vůbec neproběhlo, došlo k porušení řady nosných prvků a výrazné redistribuci napětí (šlo o staticky neurčitý skelet).*

1.2.6 Stabilita svahů

Součástí řešení geotechnického návrhu je i posouzení stability svahů. Toto posouzení má jak povahu ověření celkové stability území, tak i dílčích ověření týkajících se stability stěn a svahů stavební jámy a dalších výkopů, stejně jako stability svahů případných zeminých těles budovaných v rámci stavby. Významný vliv na stabilitu svahů mohou mít změny hydrogeologického režimu se stavbou související.

Pro výpočty stability svahů jsou obvykle používány metody mezní rovnováhy (MMR) a v komplikovanějších případech i speciální výpočty metodou konečných prvků (MKP). Mimo hodnocení v rámci konceptu metody dílčích součinitelů je používáno hodnocení pomocí tzv. stupně stability, kdy stupeň stability $F = 1$ označuje stav mezní rovnováhy. Pro dlouhodobá řešení je požadován stupeň stability $F = 1,5$, pro krátkodobá řešení a při použití výpočtů podle metodiky progresivního porušování $F = 1,2$. Uvedená hodnocení pocházejí z oblasti báňských předpisů a jsou dlouhodobě zavedená a reflektovaná. Je tedy vhodné je i nadále vést v patrnosti jako srovnatelnou zkušenosť.

1.2.7 Zakládání a speciální geotechnické konstrukce

Zde je méně zakládáním návrh vlastních konstrukcí. Navrhování, použití a technologickým souvislostem jsou věnované další kapitoly této části skript.

1.2.8 Opěrné konstrukce, stavební jámy, pomocné a doplňkové konstrukce a opatření

Součástí geotechnického návrhu je i řada dalších opatření, pomocných konstrukcí atd. Patří sem jak součásti návrhu stavební jámy, tak i návrhy týkající se opěrných zdí, terénních úprav, drenážních systémů (Obr. 3), povrchových odvodnění, vegetačních úprav, zlepšování základové půdy a její stabilizace apod.

Zmiňné prvky nemusí mít nutně pro únosnost základové konstrukce kličkový význam, často však zajišťují neménost či naopak požadovanou změnu geotechnického prostředí, která je potřebná pro zachování či potřebnou změnu vlastnosti základové půdy. S nedostatečnou pozorností věnovanou těmto zdánlivě druhohradým záležitostem je ve skutečnosti spojena naprostá většina pozdějších poruch staveb.

1.2.9 Podchycování, sanace a sledování

Další problematika zasahující do geotechnického návrhu je otázka podchycování stávajících objektů při provádění vlastní stavby (a tomu blízká problematika sanací poruch). Návrh podchycování je mnohdy složitější, než návrh založení vlastní stavby. Provedený návrh musí zajistit nejen zabezpečení stávajícího objektu během nové výstavby, ale zejména konzistentní stav založení i v budoucnosti. Problémy způsobené zásahem do statického schématu a způsobu chování základových konstrukcí podchycované stavby je častý a vede nejen k technickým, ale zejména právním problémům.

Monitoring, respektive kontrolní sledování patří k dalším činnostem které jsou součástí náročnějších geotechnických návrhů. Slouží jak k zajištění bezpečnosti, tak k ověření shody mezi předpoklady návrhu a reálným chováním konstrukcí. Umožnuje včas indikovat případný nesoulad a navrhnut odpovídající opatření. Na kontrolním sledování je mj. založena i metodika ověření mezních stavů observační metodou, která může být doplňkem či nahradou posouzení statickým výpočtem.

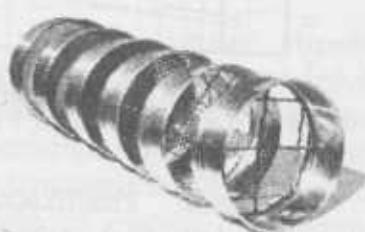
1.3 VLASTNOSTI ZEMÍN

1.3.1 Klasifikace zemin a popisné zkoušky

Jak bylo v předchozím textu uvedeno, základem pro klasifikaci zemin je jejich zrnitostní složení. Základem národních normativů po řadu let byla norma USCS, ze které je odvozeno i stávající hodnocení. Pro zjištění zrnitosti se zkouška zrnitosti metodou prosívání pro větší zrna na standardizované sadě sít (Obr. 4) a hustoměrnou metodou měřící rychlosť sedimentace pro jemné složky. Výsledkem zkoušky je tzv. křivka zrnitosti (Obr. 5), což je součtová čára vyjadřující množstevní zastoupení jednotlivých sledovaných velikostí (frakcí) zrn ve zkoumaném vzorku. Podle velikosti se zrna dělí do několika charakteristických skupin. Pojmenování je podle platné ČSN EN ISO 14688-1, ale protože další části normy a ČSN EN 1997-2 nejsou dosud k dispozici, používá se souběžně i značení podle ČSN 73 1001, na kterou jsou vázány hodnoty geotechnických parametrů pro výpočty (uvedené v závorkách).



Obr. 3



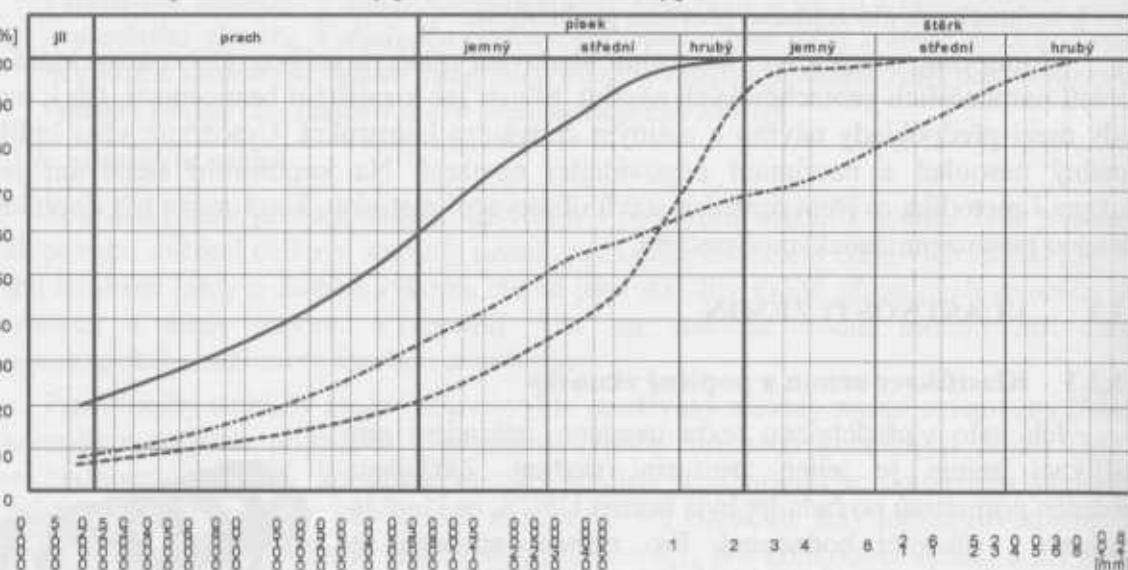
Obr. 4

skupina	frakce	značka	do mm
jemnozrná (F)	jíl – Cl (C)	Cl	0,0002
	prach – Si (M)	FSi	0,0063
		MSi	0,0200
hrubozrná (S,G)	písek – Sa (S)	CSi	0,0630
		FSa	0,2000
		MSa	0,6300
velmi hrubozrná (CB, B)	hrubozrná (S,G)	CSa	2,0000
	štěrk – Gr (G)	FGr	6,3000
		MGr	20,0000
	hrubozrný	CGr	63,0000
velmi hrubozrná (CB, B)	valouny – Co (CB)	Co	200,0000
	balvany – Bo (B)	Bo	630,0000
	velké balvany – LBo	LBo	> 630,0000

Tabulka 6

Protože zeminy jsou obvykle směsné typy, uvádí se na začátku označení malými písmeny druhotná frakce – např. jemně písčitý jíl fsiCl, písčitý štěrk saGr apod. Druhotných frakcí může být uvedeno i více.

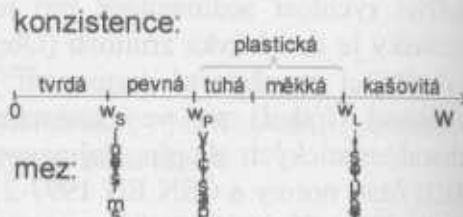
Křivky zrnitosti tak, jak je ukazuje Obr. 5 jsou pro různé typy zemin charakteristické. Zeminy s převažujícím zastoupením jemné frakce (jíl a prach) jsou označovány jako jemnozrné a díky svým vlastnostem také jako soudržné. Zeminy s převahou písčité a štěrkovité frakce jsou označovány jako nesoudržné či sypké.



Obr. 5

Dalším klasifikačním znakem u zemin jemnozrných jsou tzv. konzistenční meze. Pro jemnozrné zeminy je charakteristické, že při určité vlhkosti se mění charakter jejich chování a mechanické parametry. Hranice vlhkosti, jejichž pozice na ose vlhkosti jsou vyznačeny na Obr. 6, se nazývají konzistenční meze nebo též Atterbergovy meze:

- vlhkost na mezi smrštění w_s ,
- vlhkost na mezi plasticity w_p ,
- vlhkost na mezi tekutosti w_L .



Obr. 5

Vzájemné vztahy mezi těmito hranicemi se vyjadřují číslem (indexem) konzistence I_C (případně též indexem plasticity I_p či indexem tekutosti I_L) , jejichž hodnota se s doplněním údaje o přirozené vlhkosti zeminy určí ze vztahů (1):

$$I_p = w_L - w_p \quad I_C = (w_L - w)/I_p \quad I_L = (w - w_p)/I_p \quad I_C + I_L = 1 \quad (1)$$

na základě toho vyčislení platí:

I_C	konzistence
> 1,0	pevná až tvrdá
1,0 – 0,5	plastická tuhá
0,5 – 0,0	plastická měkká
< 0,0	kašovitá

U zemin nesoudržných je obdobným znakem číslo (index) relativní hutnosti ID, vypočítávaný podle vztahu (2) z hodnot půrovitosti pro materiál v přirozeném uložení e, maximálně ulehly e_{\min} a nejkypřejší e_{\max} . Nejběžněji jsou pro tyto účely používány zkoušky Proctor Standard a Proctor Modifikovaná.

$$I_D = (e_{\max} - e)/(e_{\max} - e_{\min}) = \rho_{d,\max}(\rho_d - \rho_{d,\min})/\rho_d(\rho_{d,\max} - \rho_{d,\min}) \quad (2)$$

na základě toho vyčislení platí:

I_D	stav
< 0,33	kyprý
0,33 – 0,67	středně ulehly
0,67 – 1,00	ulehly
> 1,00	stmelený

Na základě zrnitostního rozboru a uvedených doplňujících kritérií je zemina zařazena do konkrétní třídy. Rozvoj tříd je uvedený

Mimo zrnitostní složení je zkoumána řada dalších charakteristik. Pro jednotlivé třídy jsou charakteristické určité způsoby chování a také určitá rozmezí mechanických parametrů. Na základě toho lze s doplněním o výsledky mechanických zkoušek definovat odvozené charakteristiky pro další geotechnický návrh.

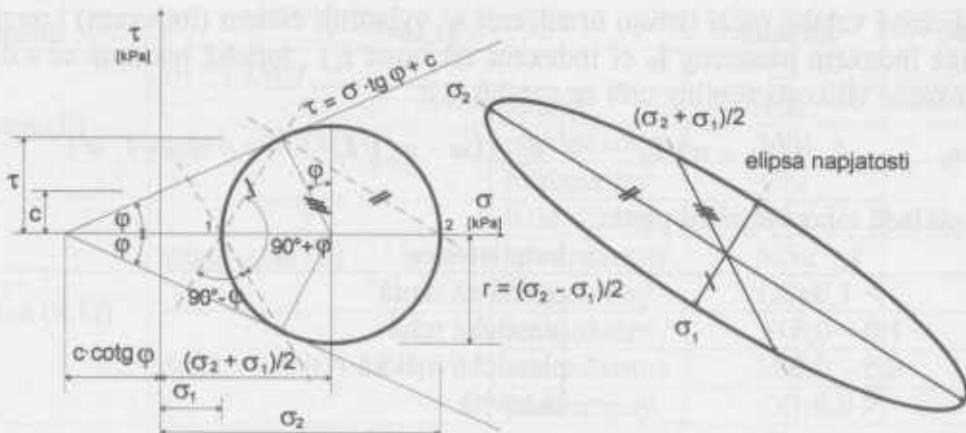
Skalní horniny jsou pro účely zatřídění charakterizovány zejména kvalifikací puklin a dalších ploch nespojitosti (četnost, orientace, rozevření a výplň, drsnost a průběžnost) a dále pevností v prostém tlaku.

1.3.2 Mechanické vlastnosti zemin a jejich zkoušky

Jak již bylo v předchozím textu zmíněno, zeminy se v naprosté většině případu namáhání porušují smykiem. Pouze u nejpevnějších skalních hornin připadaná v nečetných případech v úvahu porušení tlakem. Z mechanických zkoušek určujících pevnostní charakteristiky tedy připadají v úvahu zejména zkoušky zkoumající smykovou pevnost. Smyková pevnost zemin je závislá na dvou materiálových charakteristikách, a to úhlu vnitřního tření, který je značen φ a udáván ve stupních a soudržnosti značené c a udávané obvykle v kPa. V rámci základní rovnice smykové pevnosti (3) je patrné, že v její hodnotě vystupuje soudržnost c jako nezávislá materiálová konstanta, zatímco člen obsahující úhel vnitřního tření je závislý na odpovídajícím normálovém napětí.

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (3)$$

Vztahy mezi hlavními napětami, smykovou pevností a hodnotou φ a c ozrejmuje Mohr-Coulombovo řešení uvedené na Obr. 7.



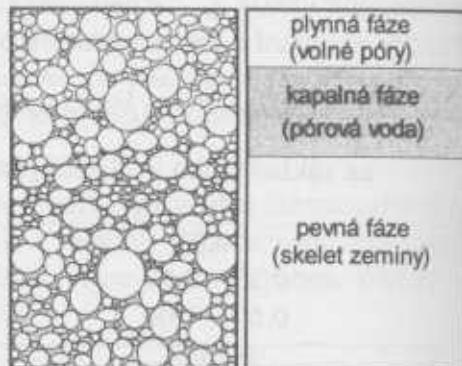
Obr. 7

Zemina je trojfázové prostředí skládající se, jak ukazuje Obr. 10, ze zrn tvořících pevnou část zeminy, její skelet, volných prostor označovaných jako pory a výplně pórů, která může být tvořena jak kapalinami, tak plyny. Obvykle připadá v úvahu voda a půdní vzduch, není však vyloučena ani přítomnost jiných látek (radon, ropné látky apod.). Ze základních fyzikálních pouček plyne fakt, že voda je nestlačitelná. Pokud je tedy na vodu plně nasycenou zeminu vneseno přetížení, realizuje se celé v prvním okamžiku pouze v podobě zvýšení napětí ve vodě v pórech. Na skelet zeminy tudiž žádné orientované zatížení schopné vyvolat deformace posunem zrn nepřichází. Toto chování je označováno jako totální napjatost, totální chování. Teprve v situaci, kdy je umožněn odvod vody a postupné snižování pórůvých tlaků (disipace) je zatížení přenášeno postupně na skelet zeminy a může dojít k vzájemným pohybům zrn a deformacím. Je tedy zřejmé, že znalost pórůvých tlaků je (vyjma případu kdy totální podmínky jsou pro zeminu charakteristické a trvalé) vysoko potřebná. Základní rovnice (3) pak přechází na tvar (4), ve kterém u označuje hodnotu pórůvho tlaku, obvykle též v kPa, ϕ' a c' pak tzv. efektivní hodnoty úhlu vnitřního tření a soudržnosti. V případě totálních podmínek mají být hodnoty ϕ a c správně označovány jako nedrénované tj. ϕ_u a c_u .

$$\tau = (\sigma_u - u) \operatorname{tg} \phi' + c' \quad (4)$$

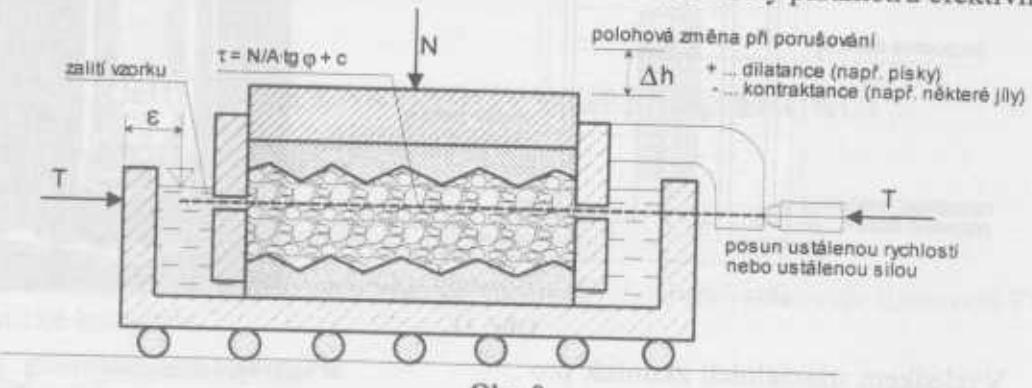
Poznámka k problematice pórůvých tlaků::

- Zcela totální podmínky jsou v přírodním prostředí výjimečné, nicméně ve většině případů se hodnota člena závislého na úhlu vnitřního tření blíží nule a smyková pevnost zeminy je závislá zejména na soudržnosti.
- Možnost a rychlosť disipace má výrazné dopady zejména na průběh deformaci. U dobře odvodňujících zemin (štěrky, píska) obvykle proběhne celé sedání konstrukce již v průběhu výstavby, nebo krátce po ní. U dobré propustných zemin lze tzv. konsolidaci sedání očekávat v měsících až prvních letech, u nepropustných zemin, zejména jílů se však může ke konečnému sednutí stavby dospět i po desítkách let.
- S výjimkou případů, kdy jsou totální podmínky prokazatelně trvalé nají být vždy upřednostněny hodnoty efektivních parametrů s údaji o propustnosti a pórůvých tlacích.



Obr. 6

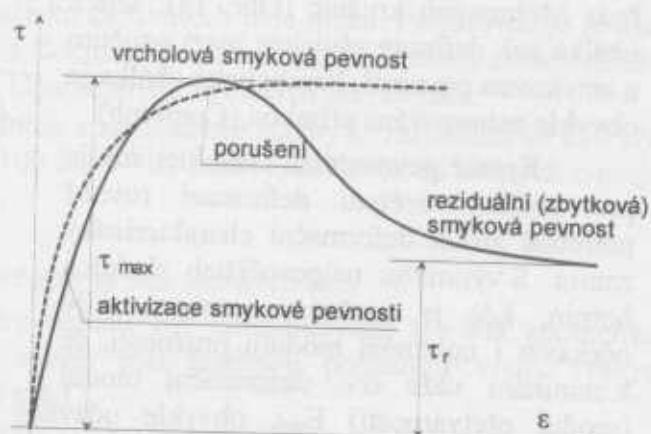
Pro zjištění smykové pevnosti zeminy τ je nejběžněji používána krabicová smyková zkouška (Obr. 9), jejíž výhodou je zejména menší náročnost technická i finanční. Nevýhodou jsou nejasné podmínky pokud jde o rozlišení totálních a efektivních případů, kdy ten či onen připadá v úvahu v závislosti na propustnosti zeminy a rychlosti zkoušky. U nasycených jílů a rychlejšího průběhu zkoušky lze např. výsledné hodnoty pokládat za totální, v případě písčitých zemin a nižších rychlostí je zkouška odvodněná a hodnoty parametrů efektivní.



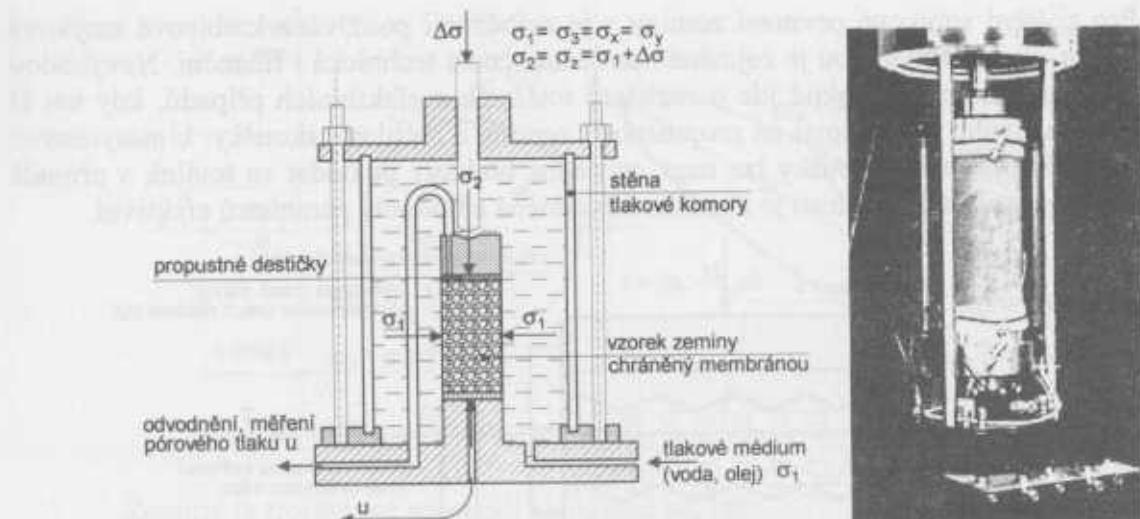
Obr. 9

Na Obr. 12 je vykreslen graf průběhu krabicové zkoušky, který uvádí další druh smykové pevnosti zeminy. Po aktivizaci smykové pevnosti a jejím růstu až k vrcholové hodnotě dochází k porušení a u většiny zemin k poklesu smykové pevnosti. Ta však neklesá k nule, ale dojde jen k částečnému snížení na tzv. reziduální (zbytkovou) hodnotu τ_r . Existují však i zeminy (týká se hrubších nesoudržných zemin a jemnozrnných již dříve porušených), u kterých vrcholová smyková pevnost neklesne buď jako důsledek typického chování, nebo naopak proto, že vrcholová smyková pevnost již byla minulým porušováním snížena na reziduální hodnoty.

Dalším typem zkoušky je zkouška triaxiální (Obr. 11). V tlakové komoře lze zajistit podmínky bližší původnímu uložení zeminy a simulovat i složitější geomechanické jevy (konsolidace, vliv odlehčení při výstavbě atd.). Zejména je však možné měřit a případně i ovlivňovat vývoj pórových tlaků. Triaxiální zkoušky jsou technicky, časově a zejména finančně náročnější a proto se s nimi setkáváme řidčeji a jen u závažných aplikací.



Obr. 7



Obr. 11

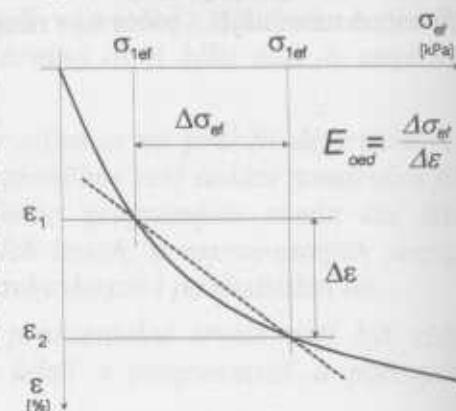
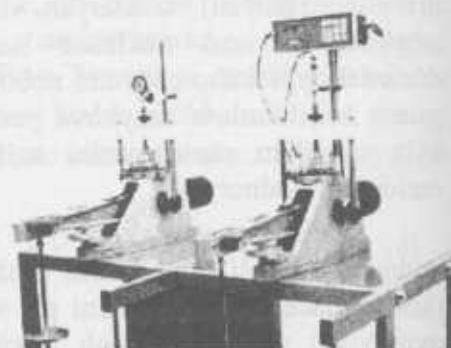
Výsledkem triaxiálních zkoušek pro různé zatěžovací (napjatostní) poměry je řada Mohrových kružnic (Obr. 14). Jejich obálka pak definuje závislost mezi napětím a snykovou pevností. Parabolická obálka je obvykle nahrazována přímkou (Coulomb).

Kromě pevnostních charakteristik je pro potřeby ověření deformací rovněž potřebné získat deformační charakteristiky zemin. S výjimkou nejpevnějších skalních hornin, kde je možné v omezené míře očekávat i uplatnění modulu pružnosti, se k zeminám váže tzv. deformační modul (modul přetvárnosti) E_{def} , obvykle udávaný v MPa. Přímé měření tohoto modulu je v laboratorních podmínkách neschůdné, a tak je prováděna pouze jednoosá deformační zkouška, jejímž výsledkem je modul oedometrický E_{oed} (přístroj se jmenuje pedometr – Obr. 15). Na hodnotu E_{def} se pak tento modul převádí s pomocí poissonova čísla v podle vztahu (5). Je třeba poznamenat, že ani měření poissonova čísla u zemin není běžně realizovatelné a tudíž se pracuje s odvozenými hodnotami v.

Mimo deformačního modulu se lze v geotechnice setkat i s řadou specifických deformačních charakteristik získávaných zejména při polních zkouškách. Typickým příkladem je presiometrický modul odvozený z měření deformací stěn vrtu tlakovou sondou. U takovýchto hodnot je třeba mít na paměti podmínky jejich ziskání – v uvedeném příkladě jde o modul laterální a jeho aplikace v případě silněji anizotropických zemin může být velmi zavádějící.



Obr. 8



Obr. 9

Z grafu vyhodnocení oedometrické zkoušky (Obr. 15) plyne, že oedometrický ani deformační modul nejsou konstantní hodnotou. Zkoušku je tedy nutné provádět pro řadu zatěžovacích stavů a při výpočtech pak používat hodnotu odpovídající správnému oboru zatížení.

$$E_{def} = E_{oed} \left(1 - 2\nu^2 / (1-\nu) \right) \quad (5)$$

2 NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

2.1 OBECNÁ PRAVIDLA

2.1.1 Geotechnické kategorie

Pro účely efektivního posuzování geotechnických návrhů stanovuje Eurocode 7 tři tzv. geotechnické kategorie.

1. geotechnická kategorie

Zahrnuje malé a relativně jednoduché konstrukce s vysokou mírou uplatnění odpovídající zkušenosti a rizika ztrát na majetku či životech jsou nízká. Požadován je pouze kvalitativní geologický průzkum (ohledání a dokumentace staveniště, průzkum dokumentací odkryvů a nesystematických výkopů apod.). Charakteristickými typy staveb jsou:

- jednoduché jedno až dvoupodlažní domy a zemědělské stavby se zatížením do 250 kN na bodový konstrukční prvek, nebo 100 kNm^{-1} na liniový, založené na běžných typech základů,
- opěrné zdi a pažení výkopů do 2 m,
- malé výkopy pro odvodňování, liniové stavby inženýrských sítí.

Zároveň platí, že základové poměry nemají být komplikované (složitá geometrie vrstev, složité hydrogeologické poměry, výkop pod hladinou podzemní vody, výskyt neúnosných zemin, ovlivnění stability svahů atd.)

2. geotechnická kategorie

Zahrnuje běžné typy konstrukcí a základů bez mimořádných rizik, jestliže základové poměry či zatěžovací podmínky nejsou neobvyklé. Požadován je kvalitativní i kvantitativní geotechnické údaje (průzkum a zkoušky) a ověření návrhu statickým výpočtem. Charakteristické případy konstrukcí a jejich částí jsou:

- plošné základy,
- základové rošty,
- pilotové základy,
- stěny a další konstrukce zadržující nebo podpírající zeminu a vodu,
- výkopy,
- pilíře a mostní opěry,
- násypy a zemní práce,
- zemní kotvy a ostatní systémy pracující s principem zpětného přenesení zemního (horninového) tlaku zpět do zeminy (horniny),
- podzemní stavby v tvrdých nerozpukaných horninách bez zvláštních požadavků na vodotěsnost a dalších specifických požadavků.

3. geotechnická kategorie

Zahrnuje zbývající rozsah staveb, zejména velké, komplexní a neobvyklé konstrukce s vysokým rizikem a konstrukce v obtížných základových poměrech, konstrukce s neobvyklým zatížením a návrhy ve vysoké seismické oblastech.

Pro každou geotechnikou návrhovou situaci musí být ověřeno, že není překročen žádný z možných mezních stavů a to statickým výpočtem, přijetím předepsaných opatření, experimentálnimi postupy, observační metodou, případně kombinací těchto postupů.

2.1.2 Postupy navrhování základových konstrukcí

Ověřování správnosti geotechnického návrhu je podle Eurocode 7 přípustné čtyřmi metodickými postupy, případně (a často) jejich kombinací:

- ověření statickým výpočtem,
- zajištění přijetím předepsaných opatření,
- ověření experimentálními modely a zatěžovacími zkouškami,
- zajištěním observační metodou.

Ověření statickým výpočtem

Postupy vycházejí z požadavků metodiky dílčích součinitelů a je nejběžnějším postupem. Postup zahrnuje výpočetní modely, zatížení vloženými břemeny či posuny, vlastnosti zemin, skalních hornin a dalších materiálů, geometrické údaje a mezní hodnoty pro deformace. Charakteristické postupy pro plošné zakládání a piloty jsou uvedeny dále v této části skripta. Potřebné koeficienty a návrhové přístupy jsou uvedeny již v kapitole 1.2.4.

Zajištění přijetím předepsaných opatření

Existují situace, kdy použití výpočetního modelu není možné, nebo není adekvátní. Postup se používá buďto u staveb, kde je srovnatelná zkušenosť postačující a obecně respektovaným podkladem pro návrh (zejména v 1. geotechnické kategorii), nebo u dílčích detailů geotechnického návrhu, které jsou konzervativní a konvenční. To se týká zejména ochranných prvků staveb (proti mrazu, biodegradaci, chemické odolnosti atd.). K této skupině lze přiřadit i přetravávající výpočty zjednodušenými postupy pro 1. geotechnikou kategorii podle metodik, které jsou již aktuálně neplatné (zjednodušené výpočty aktivního a pasivního zemního tlaku), nebo je výhled jejich platnosti omezený (tabulkové výpočtové únosnosti R_d pro plošné základy).

Ověření zkouškami na experimentálních modelech a zatěžovacími zkouškami

Postup smí být použit s přihlédnutím k rozdílnostem zkušebních a skutečných základových poměrů, rozdílnosti časových měřítek zkoušky a stavby a vlivu rozměrového měřítka při použití menších modelů. Postup se týká zejména armovaných zemin a pilot.

Zajištění observační metodou

Některé případy geotechnických úloh jsou natolik komplikované, že výpočetní řešení nedokážou efektivně postihnout účinky všech známých faktorů. Metoda obvykle v kombinaci s výpočetními postupy a jejich kalibrací sleduje k předběžnému či průběžnému ověřování přijaté konstrukční hypotézy za pomocí monitoringu. Vyžaduje stanovení plánu kontrolního sledování, určení varovných a kritických stavů a návrh opatření, která lze přijmout při zjištění nežádoucího nebo nečekaného chování. Postup se nejčastěji týká armovaných zemin, celkové stability území a zemních těles a dále bývá doplňkem u zvláště náročných a citlivých staveb k plnému ověření správnosti statického výpočtu.

2.2 PLOŠNÉ ZÁKLADY

2.2.1 Definice a rozsah použití

Plošné základy jsou nejběžnější základovou konstrukcí. Lze je definovat jako konstrukční prvky geotechnického návrhu nesoucí zatížení, přičemž jejich vertikální rozměr je menší, nebo nepřesahuje řádově rozměry půdorysné. Pro určení vertikálního rozměru platí, že hloubka založení, se kterou lze tento rozměr rámcově ztotožnit, je vzdálenost mezi základovou spárou (rovina nosného styku mezi konstrukci a základovou půdou) a nejbližším volným povrchem terénu. Příkladně tedy pas podsklepeného objektu má hloubku založení danou vzdáleností k podlaze podzemního podlaží.

Termín plošný základ zahrnuje patky, pasy, rošty a desky, případně spřažení desek s patkami, pasy a rošty.

Rozsah použití je dán pouze dosažitelnou únosností a zajištěním odpovídajících hodnot sedání. Na volbu konkrétního typu konstrukce má pochopitelně vliv schéma svrchní stavby a tudiž skelet bude primárně navrhován k založení na patkách, kdežto stěnový systém na pasech.

V případě tzv. základových van je třeba nahližet na desku jako na základ s hloubkou založení odpovídající vzdálenosti mezi základovou spárou a podlahou podzemních podlaží. Výjimku tvoří konstrukce s tuhými vnitřními stěnami, kdy lze na tuto konstrukci nahližet jako na celkové tuhé těleso a považovat ji za základ jako celek. Tento typ založení označovaný jako základová skříň je však výjimečný jak v použití, tak v náročnosti výpočetního ověření (přesahuje možnosti tohoto textu).

2.2.2 Zatížení a definice úlohy pro ověření statickým výpočtem

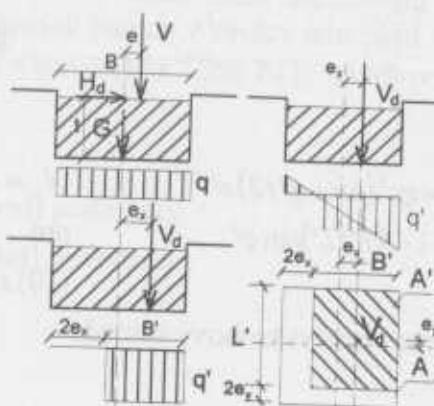
U plošných základů se určí pro posouzení mezních stavů únosnosti návrhové hodnoty zatížení z charakteristických v souladu s metodou dílčích součinitelů γ_G a γ_Q (jak jsou uvedeny v kapitole 1.2.4) a to pro relevantní trvalý stav i významné stavы mezilehlé. Eurocode 7 připouští pro některé situace, zejména zemní tlaky, zatížení vodou a geotechnická zatížení obecně i výpočty nepřihlížející k dílčím součinitelům, nakolik v některých případech se takto vymezená zatížení vymykají možné fyzikální realitě. Publikované součinitele jsou miněny pro konvenční návrhy obvykle v rámci 2. geotechnické kategorie a uvedené zanedbání součinitelů se týká zejména 3. geotechnické kategorie, kde lze předpokládat jinou úroveň ověření vstupních parametrů i zpracování návrhu. Pro posuzování mezního stavu použitelnosti jsou součinitele $\gamma_G = \gamma_Q = 1$.

Materiálové charakteristiky základové půdy se opět určí pomocí odpovídajících součinitelů spolehlivosti základové půdy γ_m podle vztahu (6)

$$X_d = X_k / \gamma_m \quad (6)$$

přičemž součinitele spolehlivosti pro mezní stavu únosnosti se volí tak jak je popsáno v kapitole 1.2.4 věnované zatížení a návrhovým přístupům. Pro posouzení mezních stavů použitelnosti je součinitel spolehlivosti pro všechny kategorie $\gamma_m = 1$.

Eurocode 7 výslovně připouští i použití parametrů bez součinitelů spolehlivosti, je však předpokládáno, že míra jejich spolehlivosti je průkazně doložena jinak (např. statisticky významný



Obr. 10

soubor laboratorních zkoušek bez použití odvozených charakteristik).

2.2.3 Posouzení únosnosti

Při určení zatížení v základové spáře používá zavedená metodika pojem efektivní plochy základu A', respektive efektivní šířky a délky základu B' a L' (Obr. 16). Její určení vyplývá z velikosti excentricity výsledné normály zatížení na základovou spáru, přičemž rozměr základu se v daném směru zmenšuje o dvojnásobek excentricity. Výsledné zatížení (včetně vlastní tíhy základu) se pak určuje jako symetrické rovnoměrné na efektivní plochu základu A'.

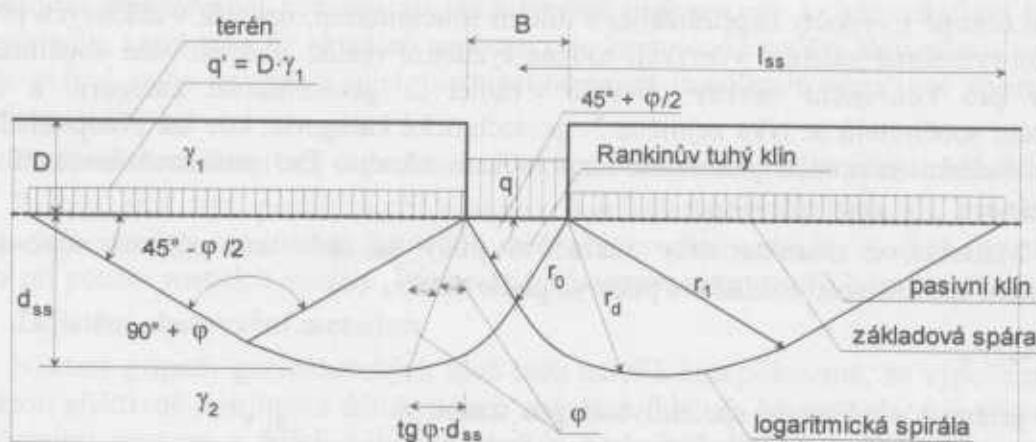
Pro výpočet únosnosti se používají vztahy odvozené ze vztahů Prandtla, Terzaghiho a Brinch Hansen, jehož model je na Obr. 15.

Řešení předpokládá, že při zatížení základu a jeho zatlačování do zeminy se pod základem utváří uzavřená tuhá oblast označovaná jako Rankinův klín, na kterou navazují křídla, ve kterých dochází k porušování podél smykových ploch blízkých tvaru logaritmické spirály, přičemž smykové plochy dále pokračují jako rovinné do oblasti pasivně vytlačovaných klínů zeminy. Vliv nadloží, resp. hloubky založení je zaveden přiřazením q' v rovině základové spáry, které je funkcí hloubky založení a průměrné objemové tíhy zeminy nad základovou spárou. Vztah (7) určuje hodnotu návrhové únosnosti, přičemž je požadováno, aby pro svislou únosnost byla splněna podmínka (8).

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_r s_r i_r \quad (7)$$

$$V_d \leq R_d \quad (8)$$

V uvedeném vztahu (7) označují členy N_x součinitele únosnosti, jejichž rovnice jsou uvedeny dále (9), stejně jako vztahy pro součinitele tvaru základu s_x (10), šikmosti zatížení i_x (11) a šikmosti základové spáry b_x (12). Posouzení je dále doporučeno rozšířit i o součinitele vlivu hloubky založení a šikmosti terénu, jejichž definice Eurocode 7 neuvádí, ale lze je dovodit např. z dosud platné ČSN 73 1001 a dalších zdrojů.



Obr. 15

$$\begin{aligned} N_q &= \operatorname{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{\pm i \phi'} & N_r &= 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' & N_c &= (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi' & (9) \\ s_q &= 1 + (B'/L') \sin \phi' & \text{pro} & & \text{obdélníkový} & & \text{základ} \\ (10) s_q &= 1 + \sin \phi' & & & & & \text{pro} \\ \text{čtvercový nebo kruhový základ} & & & & & & \end{aligned}$$

Zakládání

$$\begin{aligned}
 s_r &= 1 - 0,3(B'/L') && \text{pro obdélníkový základ} \\
 s_r &= 0,7 && \text{pro čtvercový nebo kruhový základ} \\
 s_c &= (s_q N_q - 1)/(N_q - 1) && \text{pro obdélníkový, čtvercový i kruhový základ} \\
 i_c &= i_q - (1 - i_q)/N_c \operatorname{tg}\varphi' &&
 \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned}
 i_q &= (1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg}\varphi'))^{(2+B'/L')/(1+B'/L')} && \text{pro šikmost rovnoběžnou s rozměrem } B' \\
 i_q &= (1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg}\varphi'))^{(2+L'/B')/(1+L'/B')} && \text{pro šikmost rovnoběžnou s rozměrem } L' \\
 i_r &= (1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg}\varphi'))^{1+(2+B'/L')/(1+B'/L')} && \text{pro šikmost rovnoběžnou s rozměrem } B' \\
 i_r &= (1 - H/(V + A' c' \operatorname{ctg}\varphi'))^{1+(2+L'/B')/(1+L'/B')} && \text{pro šikmost rovnoběžnou s rozměrem } L' \\
 b_c &= b_q - (1 - b_q)/N_c \operatorname{tg}\varphi' &&
 \end{aligned} \tag{12}$$

$$b_q = b_r = (1 - \alpha \operatorname{tg}\varphi)^2 \quad \text{kde } \alpha \text{ je sklon základové spáry}$$

V neodvodněných (totálních) podmínkách je vztah (7) nahrazen jednodušším vztahem (13) pro totální únosnost, kde součinitel tvaru základu s_c je dán vztahem (14), součinitel šiknosti zatížení i_c vztahem (15) a součinitel šiknosti základové spáry b_c vztahem (12).

$$\begin{aligned}
 R/A' &= (2 + \pi)c_u s_c b_c i_c + q_u && \tag{13} \\
 s_c &= 1 + 0,2(B'/L') && \text{pro} && \text{obdélníkový} \\
 & & & & & \text{základ} \\
 (14) s_c &= 1,2 && & & \text{pro} \\
 & & & & & \text{čtvercový nebo kruhový základ} \\
 i_c &= 0,5(1 + \sqrt{1 - H/(A' c_u)}) && & & \tag{15}
 \end{aligned}$$

Hodnota A' ve všech výrazech značí efektivní plochu základu, B' jeho efektivní šířku, L' efektivní délku (u delších pasů je brána jako ∞ a poměr B'/L' je pak roven nule), hodnoty q' a q_u pak napětí od tíhy nadloží v úrovni základové spáry. V je výslednice svislého a H vodorovného zatížení.

Poznámka k excentricitě:

- Na základy s výraznou excentricitou je nahlízeno nepříznivě a vyžadují zvláštní pozornost. Za hranici pro běžná řešení je pokládána excentricita do $1/3$ pravoúhlého základu a $0,6$ poloměru kruhového. Ze způsobu určení efektivní plochy základu rovněž plyne skutečnost, že pro výrazněji excentrický základ s nedostatečnou únosností a možností rozšíření pouze v jednom směru není růst rozměru efektivním způsobem pro zvýšení únosnosti.

Mimo svislé únosnosti je u horizontálně namáhaných základů nutno posoudit bezpečnost proti usmyknutí v základové spáře. Má být splněn vztah (16), kde H_d je horizontální složka návrhového zatížení, S_d návrhový smykový odpor mezi základovou půdou a konstrukcí a $E_{p,d}$ návrhový pasivní (viz kapitola o zemních tlacích v závěru této části skript) zemní tlak na boku základu. Hodnota S_d se určí podle vzorce (17). Úhel δ_d je návrhový úhel tření mezi základovou půdou a konstrukcí.

$$H_d \leq S_d + E_{p,d} \tag{16}$$

$$S_d = V_d \operatorname{tg}\delta_d \quad \text{pro odvodněné (efektivní) podmínky} \tag{17}$$

$$S_d = A' c_u \quad \text{pro neodvodněné (totální) podmínky}$$

2.2.4 Posouzení použitelnosti – sedání

Pokud navržená konstrukce vyhoví z hlediska únosnosti, je dále nutné posoudit předpokládaný vývoj deformací, tj. sedání. Požaduje se nejen výpočet celkového sedání, ale v přiměřené míře i zhodnocení okamžitého sednutí a časového průběhu sedání (konsolidaci sedání).

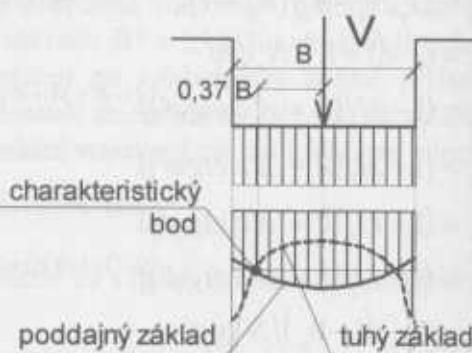
Další součástí tohoto posouzení je i vyhodnocení nerovnoměrnosti deformací, což je problém, který má pro většinu konstrukcí klíčovější význam, než samotná absolutní hodnota deformace. V tomto směru se sleduje rozdílnost sedání mezi různými hranami či geometrickými koncovými body jednoho základu (průhyb a natočení), tak i rozdílnost sedání mezi různými základy jak pokud jde o výškové diference, tak i změny orientace. Zejména u této části posouzení je nutné zajistit zpětnou vazbu na návrh nesené konstrukce a prověření vlivu nestejnoměrného sedání na zatížení vnitřními i vnějšími silami.

Pro určení modu chování základu je významné, zda jej lze pokládat za tuhou či poddajnou konstrukci. Rozdělení napětí v základové spáře je výrazně rozdílné pro základ tuhý a poddajný, což ilustruje Obr. 18. Pokud je riziko nestejnoměrného sedání či natočení základu nevýznamné, lze využít skutečnosti, že existuje tzv. charakteristický bod, ve kterém je sedání poddajného i tuhého základu shodné. Ve všech ostatních případech je nutné tuhost či poddajnost základu uvažovat. Způsob určení koeficientu k uvádějí vztahy (18), kde E_k je modul pružnosti či přetvárnosti konstrukce (základu), I_k průřezový modul, B a L půdorysné rozměry základu a t ve zjednodušeném vzorci tloušťka základové konstrukce. Základ je možné pokládat za tuhý při $k > 0,1$ a poddajný při $k < 0,1$.

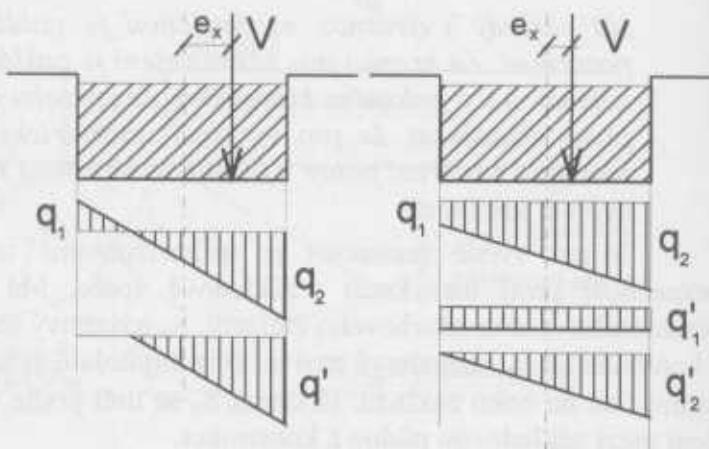
$$k = E_k I_k / E_{def} BL^3 \text{ což lze zjednodušit na } k = (E_k / E_{def})(t / \max(B, L))^3 \quad (18)$$

Pro potřeby výpočtu sedání se opět provádí nahrazení zatížení v základové spáře, tentokrát však ne rovnoměrným zatížením, ale lineárně za podmínky vyloučeného tahu (Obr. 19). Takto je definována kombinace rovnoměrných a trojúhelníkových zatížení.

Eurocode 7 připouští pro výpočet sedání dva postupy. V zjednodušeném řešení, kdy je dostatečně jisté, že v podzákladu nedochází ke vzniku plastických oblastí, základové půdy nejsou tvořeny více odlišnými vrstvami a vztah napětí a přetvoření může být pokládán za lineární, lze celkové sednutí vyčíslit upravenou pružnostní metodu. Její výpočet probíhá podle vztahu (19), kde p je napětí v základové spáře zmenšené o tíhu vytěžené zeminy, E_m je návrhový modul přetvárnosti, f součinitel závislý na tvaru základu, vyšetřovaném bodu sedání, poissonově číslo, rozdělení napětí v základové spáře a změně stlačitelnosti s hloubkou, B je šířka základu.



Obr. 11



Obr. 12

$$s = p B f / E_m \quad (19)$$

Pro ostatní případy je potřebné použít metody založené na vztahu napětí a přetvoření.

Pro určení hodnot sedání je velmi důležité, jakým způsobem je rozdelen účinek přitížení směrem do hloubky. Na Obr. 20 je uvedeno typické rozdělení účinků přitížení směrem do hloubky. Ze schématu vyplývá, že vliv tohoto přitížení by se teoreticky měl uplatňovat asymptoticky až do nekonečna. To zjevně neodpovídá skutečnosti a důvodem je tzv. strukturní pevnost. Strukturní pevnost je závislá na původním geostatickém napětí σ_{or} , ze které se odvozuje pomocí součinitele m jako $m\sigma_{or}$. Teprve po jejím překonání dochází v zemině k deformacím a takto je omezena nejen velikost účinků přitížení, ale zejména hloubkový dosah sedání.

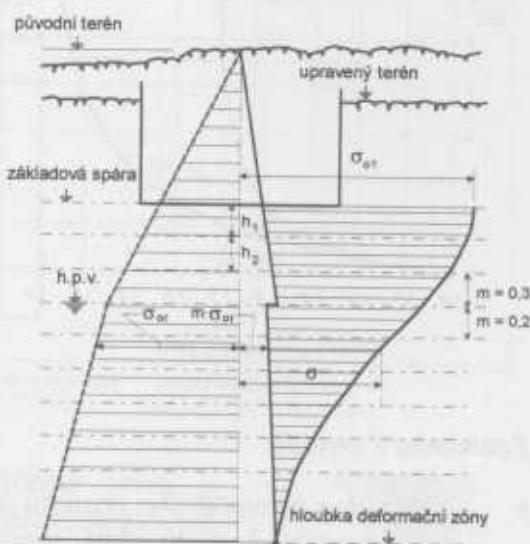
Poznámka ke strukturní pevnosti:

- Z Obr. 20 plyne, že strukturní pevnost je odvozena od původního geostatického napětí daného úrovní původního terénu. Zde se výrazně uplatní časový faktor výstavby. Pokud je totiž ponechán hlubší stavební výkop delší dobu otevřený a nedojde k realizaci základu (např. přes zimu a při jiných zdržení stavby), dojde k relaxaci napěti v zemině a pro další zakládání se relevantní úrovní terénu stane úroveň základové spáry. V důsledku toho bude uplatněná hodnota účinků přitížení větší absolutně a zároveň dojde k zvětšení hloubkového dosahu deformací.

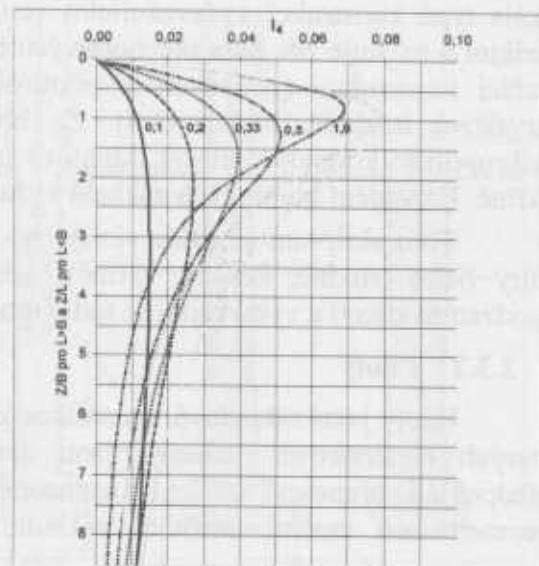
Eurocode 7 neuvádí konkrétní příklad metody založené na vztahu napětí a přetvoření, ale postup používaný dosud platnou ČSN 73 1001 požadavkům v tomto směru vyhovuje. Výpočet se provádí jako sumace dilčích přetvoření jednotlivých vrstev v dosahu silových účinků přitížení podle vztahu (20), kde h_i je tloušťka dilčí vrstvy a s_i její dílčí deformace.

$$s = \sum_i s_i = \sum_i h_i (\sigma_{z,i} - m \sigma_{or,i}) / E_{oed,i} \quad \sigma_{z,i} = I_x \sigma_{or,i} \quad (20)$$

V souladu se schématem uvedeným na je zřejmé, že klíčové je určení svislých napětí v jednotlivých vrstvách (dělení vrstev má odpovídat změnám geotechnických typů a změně E_{def} resp. oed) směrem do hloubky, přičemž pro vrstvy těsně pod základem, kde se realizuje většina přitížení by měla být jejich tloušťka do $B/2$). Určení správné hodnoty napěti ke středu dané vrstvy se provádí pomocí součinitelů I_x (příklad na Obr. 21) závislých na typu základu (tuhý, netuhý, obdélníkový, kruhový, patka, pas), formulaci zatižení (osamělá síla, moment, rovnoramenné, trojúhelníkové) a vyšetřovaném bodu základu ve vztahu k zatižení (střed, roh, charakteristický bod, zatižená a nezatižená hrana

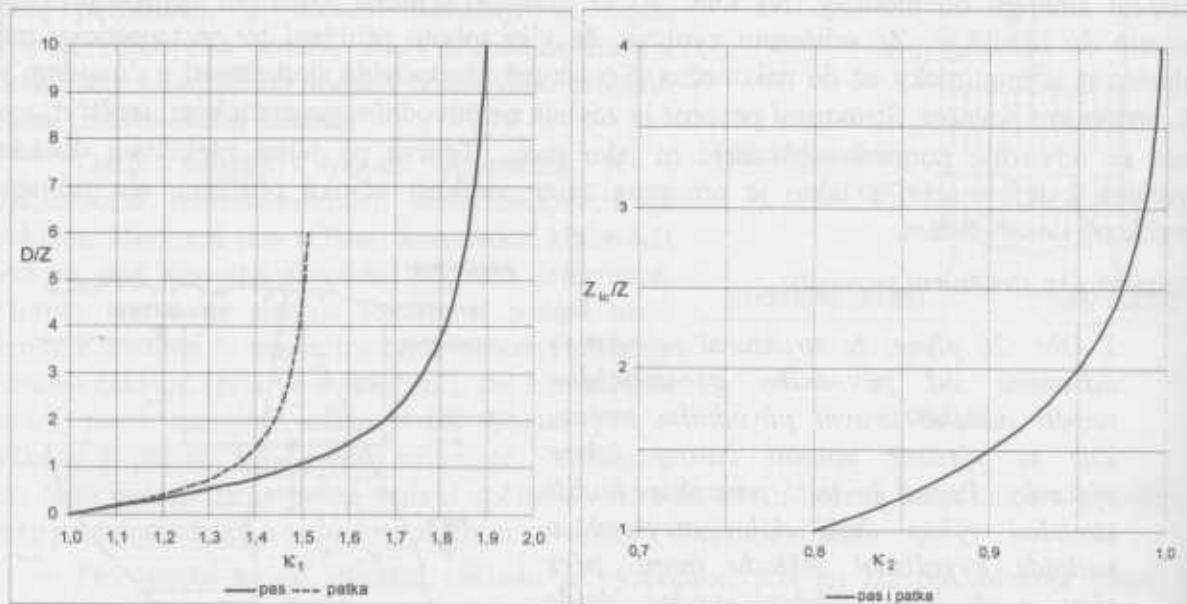


Obr. 13



Obr. 14

u trojúhelníkového zatížení atd.). Dále se hodnota upravuje o případný vliv hloubky založení κ_1 a vliv blízkého nestlačitelného podloží κ_2 (Obr. 20). Pro výpočty sedání v rámci tohoto přístupu lze přiměřeně použít i jiné výpočetní postupy, například výsledky výpočtů metodou konečných prvků.



Obr. 20

Poznámka k metodě:

- Výhodou naznačeného postupu je jeho aditivní povaha. Sednutí pod obecným bodem lze například zjistit jako součet sednutí pod rohy dílčích základů na které se vyšetřovaný základ rozdělí. Obdobně lze sčítat účinky různých druhů zatížení na základ působíci a je rovněž možné i odečítání, což dovoluje mj. zjistit hodnotu sednutí okolního terénu (poklesová kotlina) v důsledku přitížení mimo plochu vlastního základu, což je potřebné pro ověření vlivu na okolí a stávající stavby.

2.3 HLUBINNÉ ZÁKLADY

2.3.1 Definice a rozsah použití

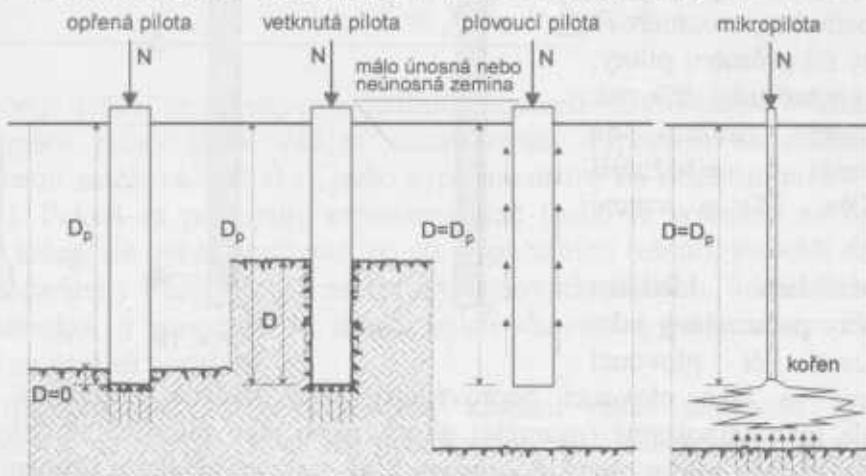
Další skupinou základových konstrukcí jsou tzv. hlubinné základy. Patří sem široká škála typů konstrukcí s převažujícím vertikálním rozměrem. Vymezení skupiny není nijak striktní a existuje zde řada přechodových typů, nakolik jsou tyto konstrukce používány i jako pažicí konstrukce (podzemní a pilotové stěny), nebo patří mezi speciální technologie (trysková injektáž, hřebíkování). Za hlubinné základy jsou obvykle pokládány piloty, mikropiloty (kořenové piloty), šachtové pilíře, zakládací studně, kesony, podzemní stěny a skříně. Provádění hlubinných základů vyžaduje vysokou technologickou kázeň.

Toto skriptum se bliže věnuje pouze pilotám, protože ostatní konstrukce jsou do té míry řídké (studně, kesony, skříně), nebo náročné, patřící do 3. geotechnické kategorie (podzemní stěny) a vymykající se tudíž možnostem rozsahu textu.

2.3.2 Piloty

Piloty jako základová konstrukce jsou hlavním typem hlubinného základu. Úvahy, ze kterých myšlenkově vycházejí jsou dvě, a to filozoficky dosti odlišné. První úvaha předpokládá přenesení zatížení z neúnosné základové půdy na únosnou a jde tedy víceméně o geometrickou změnu umístění základu, který přenáší zatížení s drobnými odchylkami

obdobně jako základ plošný (nese patou). Tomuto typu odpovídá koncept opřených pilot (Obr. 21). Druhá úvaha vychází z toho, že nelze li zvyšovat plochu základu v horizontální rovině, lze tak učinit bez větších problémů ve směru vertikálním, přičemž konstrukce potom nese zatížení snykem mezi svým povrchem a zeminou, tzv. pláštovým třením, čemuž je výrazně příznivý i růst normálového napětí na tento povrch a tedy i snykové pevnosti směrem do hloubky. Tomuto konceptu odpovídají piloty plovouci (Obr. 21). Ve skutečnosti není mezi těmito koncepty spor, pouze podle specifických podmínek daných často technologickými postupy může být vliv pláštového tření či únosnosti na patě výrazně omezen, takže v únosnosti prvku nehraje podstatnou roli a může být zanedbán.



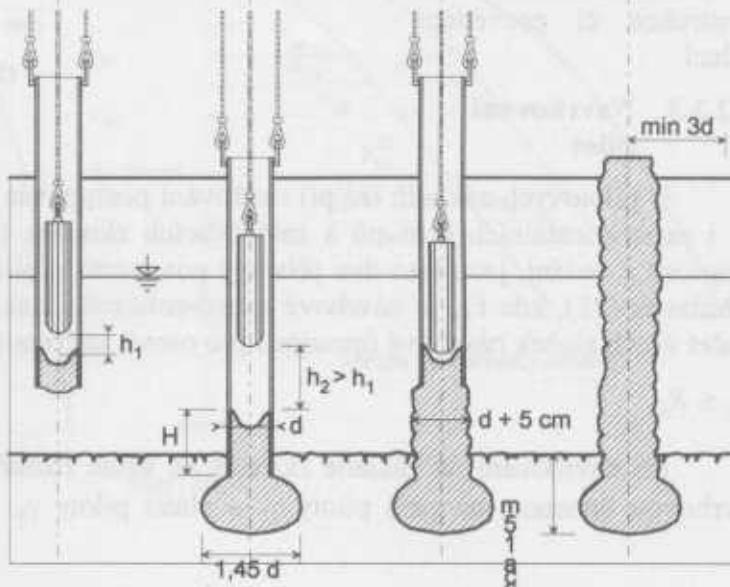
Obr. 21

Piloty lze rozdělovat z řady hledisek, přičemž první je materiálové. Dřevěné piloty jsou v ustálených hydrogeologických podmínkách velmi trvanlivé i únosné, jejich použití dnes spíše brání nedostatek vhodného materiálu než materiálové vlastnosti. Ocelové piloty mají obvykle výhodu velkého styčného povrchu, jsou však zranitelné díky agresivitě prostředí, jsou nákladné a je u nich nutné řešit problematiku vzpěru (velká štíhlosť). Nejběžnějším typem jsou tedy piloty betonové, dnes nejčastěji vytvářené přímo v zemině. Specifickým typem jsou štěrkopískové piloty vytvářejících v zeminách s výrazně nízkou únosností a špatným odvodňováním tuhé, byť necelistvě prvky zlepšující zároveň odvodnění základové půdy a urychlující tak konsolidaci.

Dalším kritériem je rozměr piloty. Obvykle jsou piloty malých průměrů tj. do cca 25 cm technologicky brány jako mikropiloty, nebo hřebíkování, kdy koncept posouzení je odlišný. Běžné piloty (Obr. 27) mají průměry do cca 60 cm, u větších průměrů je obvyklé označení velkoprůměrové piloty (Obr. 24), přičemž asi na hranici 2 m se pojmenování mění díky odlišným technologickým postupům na šachtové pilíře.



Obr. 16



Obr. 15

Z technologického hlediska jsou piloty dělitelné na beraněné (což je u betonových prefabrikovaných pilot omezující riziko poškození piloty), vibrované a vibroflotované (speciální postupy vhodné zejména pro jemné písky, u nás prakticky nepoužívané), mikropiloty (v patě piloty je vysokotlakou injektáží vytvářen kořen, dobře propojený s okolním prostředím, rozměrově výrazně odlišný od průměru piloty, jejíž tenký a výrazně tuhý dřík pak slouží k přenesení zatížení na strukturu kořene) a vrtané piloty (Obr. 25) a vrtané piloty (Obr. 26).

Ze statického hlediska mohou být piloty posuzovány jako opřené, větknuté či plovoucí (velkoprůměrové se jako plovoucí neprovádějí), jako tlačené, tažené a horizontálně namáhané. Dále jako samostatné (osamělé) piloty, nebo jako pilotové skupiny (tzv. bárky Obr. 27). Mimo to jsou piloty obvykle v úrovni hlav spojené nějakým druhem horizontální konstrukce a lze rozlišovat vysoký rošt, kdy vodorovná část nespolupůsobí a nízký rošt, kdy vodorovná část plní i funkci plošného základu a s pilotami spolupůsobí (pilotami podporované pasy, patky a desky). Dále v textu se zmíňuje pouze posouzení pro osamělou tlačenou pilotu, ostatní případy přesahují rozsah skripta, pouze ke skupinám pilot je nutné poznamenat, že jejich únosnost je nižší, než únosnost samostatných prvků skupinu tvořících. Důvodem pro provádění skupin pilot je obvykle lepší odolnost proti excentrickému namáhání, obecně lepší stabilita základu a snazší řešení řady detailů, jako je napojení nesené konstrukce či provádění izolací.

2.3.3 Navrhování pilot

U pilotových základů lze při ověřování postupovat jak na základě statického výpočtu, tak i experimentálních postupů a zatěžovacích zkoušek (Obr. 27). Pokud jde o posouzení únosnosti a sedání, jsou tyto dva přístupy posouzení u pilot plně spjaté. Obecně je stanoven požadavek (21), kde F_{cd} je návrhové osové zatížení v tlaku v mezním stavu únosnosti a R_{cd} součet všech složek návrhové únosnosti pro osově zatíženou pilotu.

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad (21)$$

Při navrhování na základě zkoušek se vztah rozšiřuje o součinitele spolehlivosti pro návrhovou únosnost na patě piloty γ_b a plášti piloty γ_s , případně o variační součinitele ξ .

ošetřující riziko rozdílnosti skutečných podmínek od zkušebních. Vztah (21) se pak rozšíří na tvar, kde hodnoty R_{bm} a R_{sm} odpovídají únosnostem na patě a plásti na základě zkoušek.

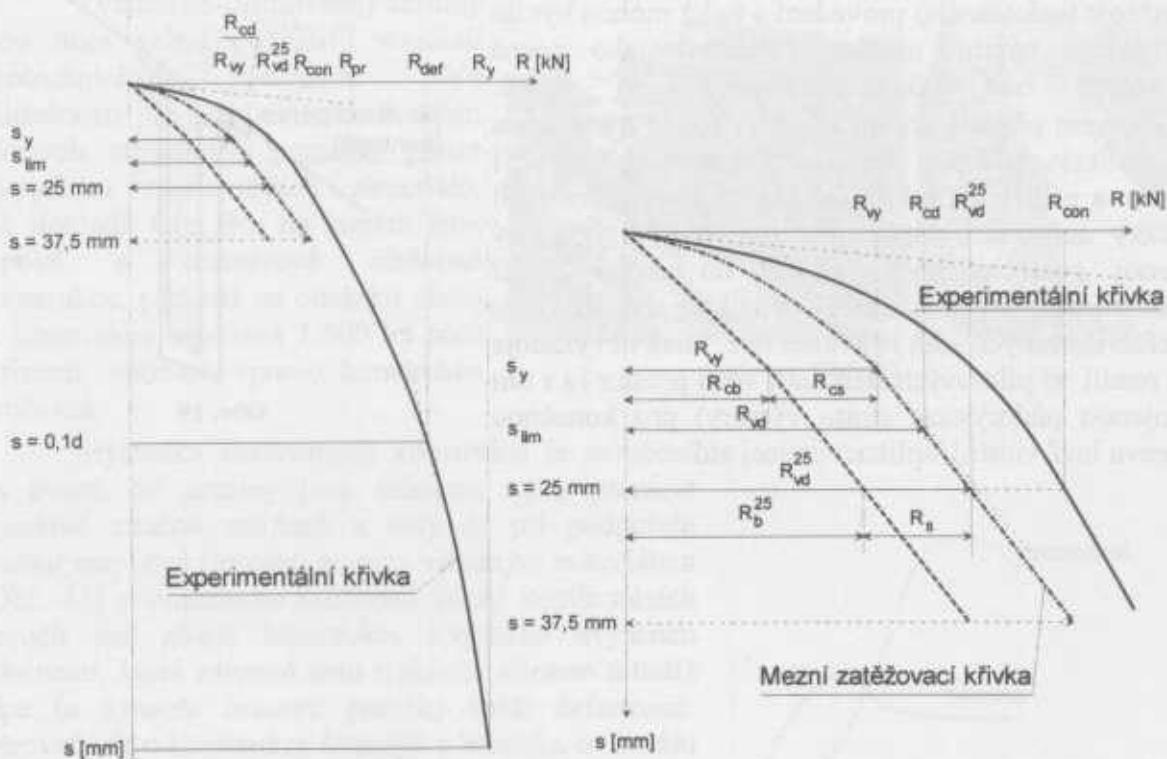
$$F_{cd} \leq R_{bm}/\zeta \gamma_b + R_{sm}/\zeta \gamma_i \quad (22)$$

Zároveň platí následující vztahy (23), ve kterých je A_b plocha paty piloty, $A_{s,i}$ plocha pláště piloty v dané vrstvě, q_b charakteristická hodnota únosnosti na jednotku plochy paty piloty a $q_{s,i}$ charakteristická jednotka odporu (smykového) na jednotku plochy pláště v dané vrstvě.

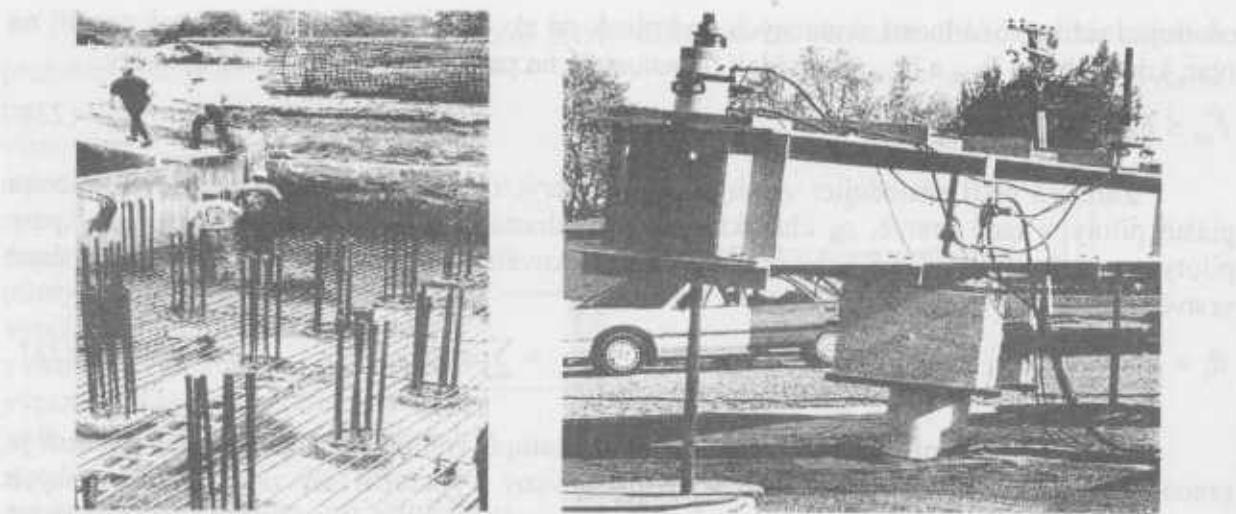
$$R_b = q_b A_b \quad R_i = \sum_i R_{s,i} = \sum_i q_{s,i} A_{s,i} \quad (23)$$

Výpočetní řešení se od experimentálních postupů vnitřně neliší. Předmětem řešení je pracovní diagram piloty (Obr. 26) ať konstruovaný výpočtem na základě odvozených parametrů (mezni zatěžovací křivka), nebo experimentálně na zkušební pilotě (zatěžuje se až do destrukce). Pokud se postupuje experimentálně (nebo je potřebné na rozmezí 2. a 3. geotechnické kategorie ověřit správnost pouze výpočetního řešení), provádí se zkoušky pilot v souladu s požadavky Eurocode 7 i na tzv. systémových pilotách, tj. pilotách, které jsou již součástí konstrukce a posuzuje se shoda jejich chování s předpoklady. Pochopitelně se nezatěžují až na úroveň porušení.

Na diagramu na Obr. 26 jsou vyznačeny zásadní meze únosnosti spojené zároveň s charakteristikou deformací. Je to R_y , únosnost na mezi zaboření (celková ztráta stability piloty pod zatížením), únosnost na mezi úměrnosti R_{pr} , kde dochází k výrazné změně zakřivení v zatěžovacím diagramu, únosnost na mezi deformace R_{def} při deformaci odpovídající 10 % průměru piloty a zvyklostní hranice únosnosti R_{con} při deformaci 25 mm.



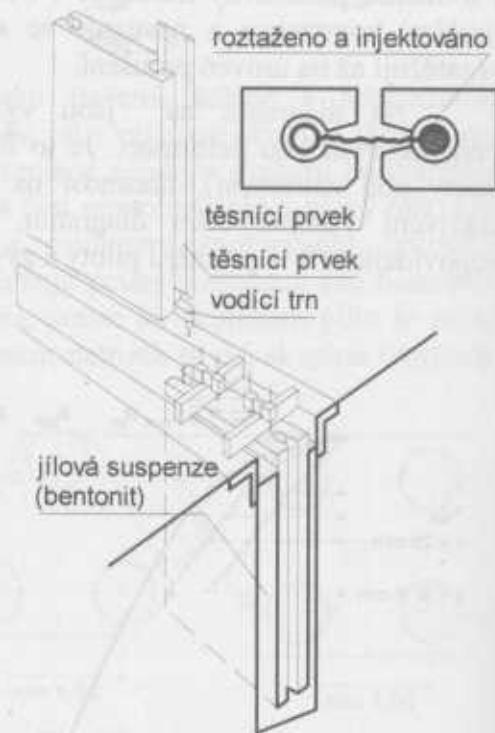
Obr. 26



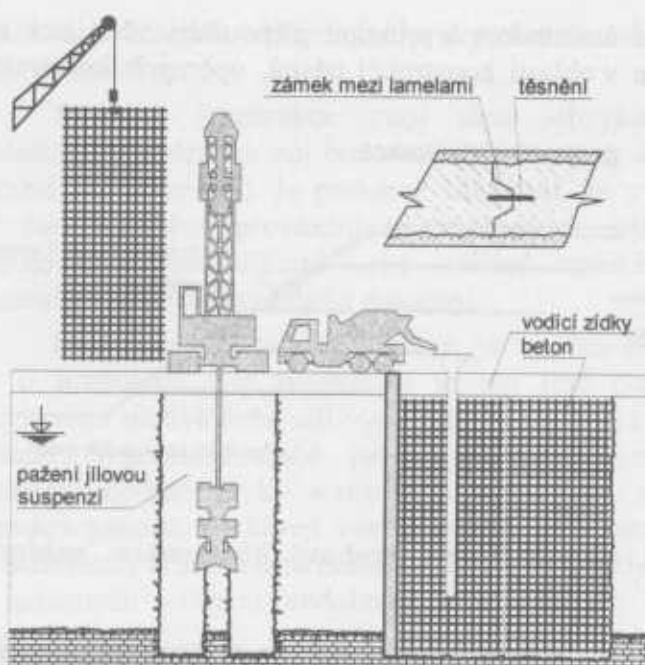
Obr. 27

2.3.4 Podzemní stěny

Dalším typem hlubinného základu jsou podzemní stěny. Jde o deskové konstrukce vytvářené přímo in-situ jak zobrazuje schéma na Obr. 29 (těžba drapákem pod pažením rýhy jílovou suspenzí, ale i systém Rodio s rozvrtáváním a odsáváním rozrušené horniny), nebo prefabrikované (Obr. 28). Většinou jsou používány jako pažicí konstrukce a otázky dimenzování pro jejich konstrukční využití jako svislého nosného prvku přesahuje možnosti tohoto skripta. Poznamenáváme pouze, že jejich výhodou je možnost vodotěsného provedení a tudíž mohou být do statického návrhu objektu začleněny jako nosná vertikální část základové vany nebo skříně. V takovém případě (zejména protože jde o stěnovou konstrukci zatíženou zemním tlakem a případně i vodou a přitížením od okolních staveb) je nutné řešit otázky deformací napříč jejich rovinou a případný přenos geotechnických zatížení do stropů uvnitř podzemních podlaží. Další výhodou, zejména u prefabrikovaných stěn je kvalita lice, která nevyžaduje na rozdíl od pilotových stěn další větší prostor (a s tím spojenou půdorysnou ztrátu výměry) pro konečnou úpravu buď vnitřní, aplikaci izolací atd.



Obr. 19



Obr. 29



3 DALŠÍ KONSTRUKCE V ZAKLÁDÁNÍ

3.1 SPECIÁLNÍ KONSTRUKCE

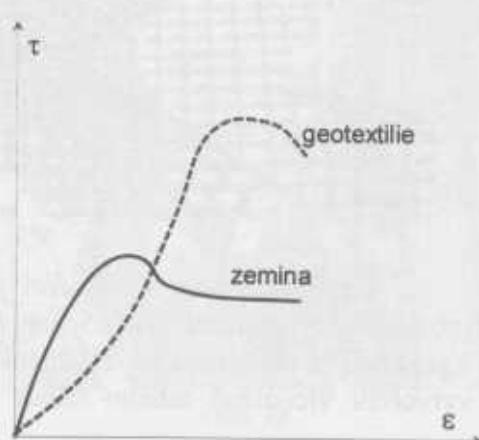
3.1.1 Koncepce vyztužených zemin

Vyztužené (armované) zeminy jsou dnes velmi populární součástí geotechnických návrhů. Ve skutečnosti jde pouze o návrat velmi dávných stavebních postupů, pouze s využitím modernějších materiálů, jak dokládá Obr. 30, na kterém jsou typově a rozměrově obdobné konstrukce, přičemž na obrázku vlevo je konstrukce datovaná 1 500 let před Kristem, zatímco vpravo konstrukce současná.

Myšlenka armovaných konstrukcí je založená na úvaze, že zeminy jsou schopné samy přenášet poměrně značná zatížení, a tedy že při podpoření vlastní smykové pevnosti zeminy vhodným materiálem (Obr. 31) a omezením možnosti šíření kontinuálních poruch lze získat konstrukci s výrazně zvýšenou odolností, která zároveň není rigidním tělesem a tudíž lépe (a s menší četností poruch) snáší deformace. Zároveň jde o konstrukce šetrnější z hlediska ovlivnění životního prostředí, obvykle ekonomicky výhodnější řešení a většinou i estetičtější.

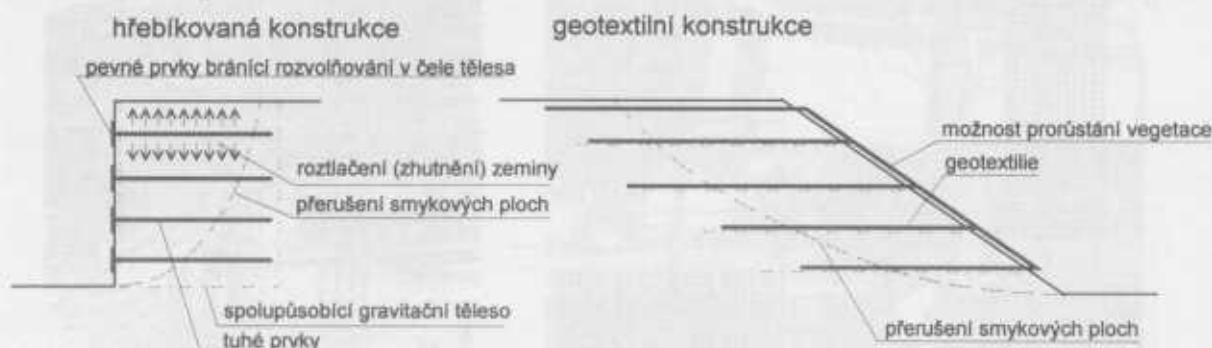


Obr. 20



Obr. 21

Vzhledem k tomu, že armované konstrukce z principu připouštějí větší než malé deformace, nacházejí uplatnění zejména v oblasti konstrukcí náspů, opěrných konstrukcí a stabilizačních úprav terénu obecně.



Obr. 32

3.1.2 Konstrukce s geotextiliemi a geomřížemi, srubové konstrukce, gabiony a hřebíkování

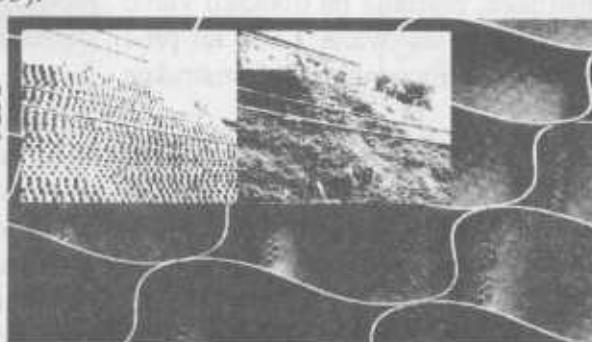
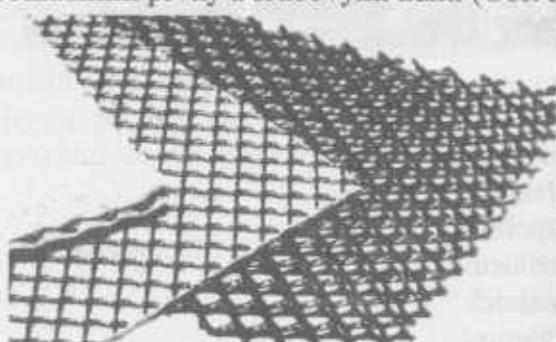
Geotextilie mají v zakládání a geotechnických úlohách významné místo. Jde o netkané i tkané textilie převážně na bázi umělých vláken (existují i speciální biodegradovatelné geotextilie obvykle určené pro nesení vegetačního základu) s využitím pro separaci a ochranu materiálů (zabránění znečištění drénů a podsypů jemnou frakcí, ochrana izolací atd.), funkci drenážní (plošné i liniové drény odvádějící vodu v rámci kapilarity) i funkci nosnou.

Konstrukce vytvářené za pomocí geotextilií jsou překvapivě únosné a dovolují i značně náročné aplikace (Obr. 33).

Ke geotextiliím jsou blízké i geomříže a různé buňkové struktury u kterých je propojení zeminy s vloženým materiélem ještě výraznější. Princip použití je obdobný jako u geotextilií (viz Obr. 32) a dále jsou uvedeny příklady jejich použití (Obr. 34) včetně spojení s obkladními prvky a srubovými zdmi (Obr. 35).



Obr. 22



Obr. 34

Další skupinou konstrukcí jsou hřebíkované konstrukce. Jde o tuhé tyčové prvky (obvykle do průměru cca 15 cm a délky kolem 2-3 m) technologicky obdobné pilotám. Vycházejí z předpokladu zhutnění zeminy roztačením, přerušení smykových ploch a vytvoření viceméně tuhého tělesa spolupůsobícího jako jeden prvek (viz Obr. 32). Jsou

doplňovány obvykle obkladními prvky chránícími zeminu v čele konstrukce před erozí a podobnými vlivy.

Srubové konstrukce mají dnes obvykle podobu obkladních a opěrných zdí budovaných z různých drobnějších prefabrikátů (Obr. 35). Je potřebné zdůraznit, že v případech, kdy není zajištěno provázání se zeminou za jejich rubem hřebíkováním, geomřížemi nebo dalšími způsoby, jde o konstrukce značně nestabilní a riskantní.

Další typ konstrukcí, gabiony, je uveden na Obr. 36. Jde o hranolové (ale nevylučují se ani jiné tvary) prvky z ocelového pletiva nebo sítí vyplněné rovninaninou z lomového kamene. V poslední době jsou využívány zejména jako gravitační opěrné prvky v silničním stavitelství a zemních úpravách parteru, nacházejí však i využití jako sánační žebra pro stabilizaci svahů a jsou dokumentovány i případy zakládání na gabionech s funkcí obdobnou konsolidacním štěrkovým pilotám.



Obr. 23



Obr. 24

Gabiony mají jasnou výhodu v zajištění plně drénovaného chování, dobře snášeji deformace bez porušení funkčnosti, mají velkou dispoziční variabilitu a dobré estetické vlastnosti. Únosnost proti posunutí je díky použitým materiálům a značné hmotnosti dostatečná. Často zmiňovaná otázka životnosti vlastní kovové klece gabionů není nijak výrazným problémem. Pro zajištění funkčnosti – tj. zamezení rozvolnění výplně – postačují poměrně malé síly. Drénované podmínky zajišťují ve spojitosti s vhodným materiélem i omezení koroze. Nejstarší aplikace pocházejí z doby kolem roku 1907, jsou umístěny ve vysokohorských exponovaných podmírkách a porušení z uvedených důvodů nebyla dokumentována.

3.2 POMOCNÉ A DOPLŇKOVÉ KONSTRUKCE A OPATŘENÍ

3.2.1 Kotvení

Kotvení je v oblasti geotechnických návrhů častou úlohou. Používá se jak ke stabilizaci přírodního prostředí, tak zejména v oblasti zajišťování svrslých konstrukcí Obr. 39. Jde opět o náročnou úlohu, kdy posuzování kotvení věnuje Eurocode 7 v zásadě větší pozornost, než třeba plošným základům. V rámci tohoto skripta je však kotvení zmíněno jen v orientačním rozsahu.

Při řešení geotechnických úloh je nutné rozlišit jednak do jakého materiálu kotvení probíhá (kotvení skalních hornin, zemní kotvy), povahu vnášených zatížení (malá osová zatížení u svorníků,



Obr. 25

velmi vysoká u předpjatých kotev) a zejména životnost systému (trvalé a dočasné kotvy).

Principem použití kotvení je v zásadě vnesení dodatečné normálové sily na potenciální plochu porušení a zvýšení únosnosti (smykové pevnosti) na této ploše. Z toho vyplývají základní požadavky:

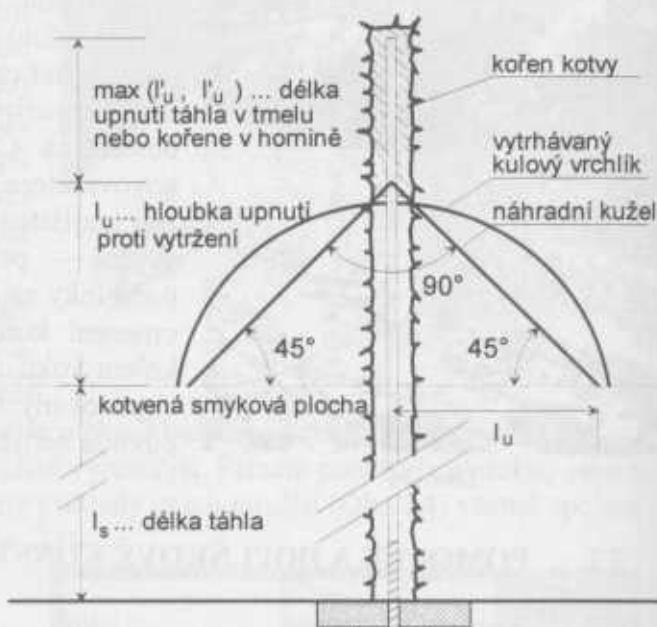
- vnášená síla se musí realizovat na kritické poruchové ploše – prvek tedy musí zasahovat až za tuto plochu,
- orientace zařízení (kotvy) vůči potenciální poruchové ploše musí být co nejvíce ve směru normály – odchylky libovolným směrem snižují efektivitu či dokonce mohou mít negativní účinky,
- zařízení (kotva) musí být schopná zatižení přenášet a neporušovat přitom prostředí, ve kterém je fixováno.

Kotva se sestává (Obr. 37) z kořene, sloužícího k upevnění kotvy v zemním nebo horninovém prostředí za potenciální poruchovou plochou, těla kotvy (kotevní tyč, táhlo, lano) přenášející vnesené zatižení a kotevní hlavy, která zajišťuje oporu pro vnášená zatižení na úrovni terénu či líce kotvené konstrukce.

Posouzení kotev tedy vyžaduje (a to s uvážením vývoje v čase) posouzení následujících rizik:

- vytržení těla (táhla, lana atd.) z kořene – porušení mezi kořenem a tělem,
- vytažení kořene – porušení mezi kořenem či upnutím a okolním prostředím,
- vyvolňování kořene – zejména u lanových kotev může docházet k postupnému porušování mezi kořenem a okolním prostředím a redistribuci napětí podél kořene, v důsledku čehož dochází buď ke ztrátě předpětí a vneseného zatižení, nebo při dopinání ke ztrátě bezpečnosti zařízení bez možnosti dostatečné kontroly,
- vytržení kořene s horninou ve které je upnut,
- porušení povrchu terénu či konstrukce v oblasti hlavy a jejích roznášecích prvků (podobné jako porušení plošného základu), minimálně s následkem ztráty předpětí a vnášeného zatižení,
- přerušení těla (přetržení lana, usmyknutí lana či tyče apod.),
- ztráta předpětí v důsledku přílišných deformací zemního prostředí mezi povrchem a kořenem,
- ztráta předpěti prokluzem v kotevní hlavě apod.,
- porušení a ztráty předpěti související s degradací materiálů v agresivním prostředí, stárnutím apod.

Do hornin jsou obvykle používány tyčové kotvy, často s mechanickým upnutím kořene (svorníky Obr. 39), nakolik jsou tuhosti obou materiálů bližší. Pro kotvení do zemin se



Obr. 26

používají předpjaté lanové kotvy (Obr. 39). Z hlediska spolehlivosti je kotvení do hornin relativně bezproblémové. Kotvení v zeminách je naopak zejména jako trvalé opatření diskutabilní. Existuje celá řada systémů jak pro upnutí kořene, tak pro kotevní hlavy. Jejich technologické rozdíly nejsou z hlediska působení zvlášt' podstatné.

Příklad ke kotvení:

- Podsklepený objekt byl proveden v jámě zajištěné kotvenou podzemní stěnou. Do takto vzniklého prostoru byl vložen skelet. V průběhu několika let došlo ke ztrátám předpěti kotev z několika důvodů a podzemní stěna (která byla součástí podzemní konstrukce) po deformaci přenesla zatížení od zemního tlaku do stropu, které nebyly k takovému namáhání navrženy. Stropy bylo nutné výrazně posílit s čímž byly spojeny nejen dodatečné náklady, ale i snížení užitné hodnoty objektu. Další příklad je uveden v kapitole 6 věnované mezním stavům (UPL).

3.2.2 Injektáž a stabilizace a náhrady zemin

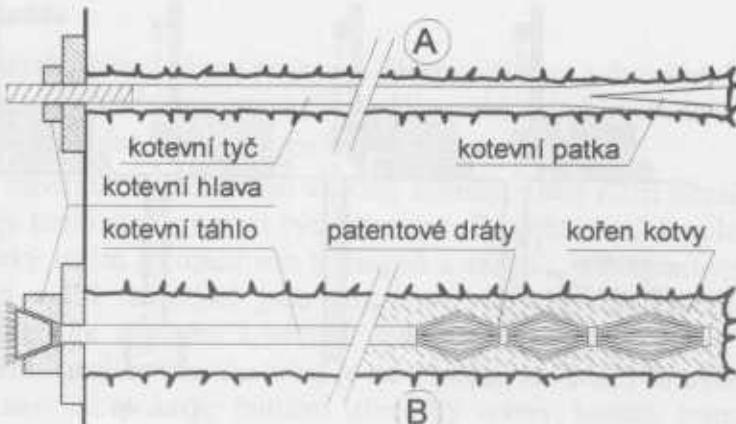
Klasická injektáž, spočívající v tlakovém vpravení injektážní směsi (obvykle cementové, ale lze použít i jiné chemikálie se specifickým cílem – horniny nad stropem tunelu metra mělkou pod Vltavou byly před ražbou zpevněny injektáží fenolformaldehydovými pryskyřicemi atd.) do zeminy s cílem dosažení změny jejích parametrů, je dnes méně častá díky obtížné kontrolovatelnosti výsledků. Trysková injektáž pokrývá většinu oblastí použití klasické injektáže a je lépe kontrolovatelná a flexibilnější.

Injektážní postupy se výjimečně používají pro tzv. klakám. Při postupu je injektováno tak, aby došlo k zvýšení objemu zemin v podloží a rektifikaci takto nadzdvíženého objektu. Postup je náročný a značně rizikový.

Stabilizace a náhrady zemin jsou poměrně časté zejména v silničním stavitelství. Obvyklý je postup s povrchovým zpracováním či promicháním zeminy s aditivem a následném hutnění. Není ani výjimečná výměna základové půdy za jinou, obvykle tak, že lokální zeminy jsou smíchány s doplněným materiélem a zpětně uloženy.

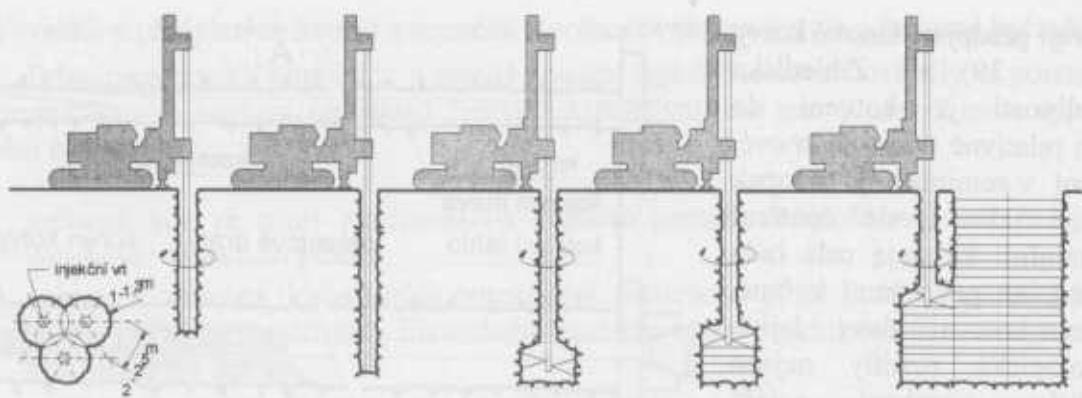
3.2.3 Trysková injektáž

Trysková injektáž patří mezi moderní a v současnosti často využívané metody. Slouží jak k podchycování objektů (Obr. 43), tak vytváření různých clon (Obr. 41), podzemních stěn volných tvarů (Obr. 40), pažení a uzavírek dna stavební jámy (Obr. 42) apod. Kromě klasického podezdívání patří k jedné z mála metod umožňujících otevření stavební jámy v proluce pod úrovní základové spáry sousedních objektů bez odstupu.

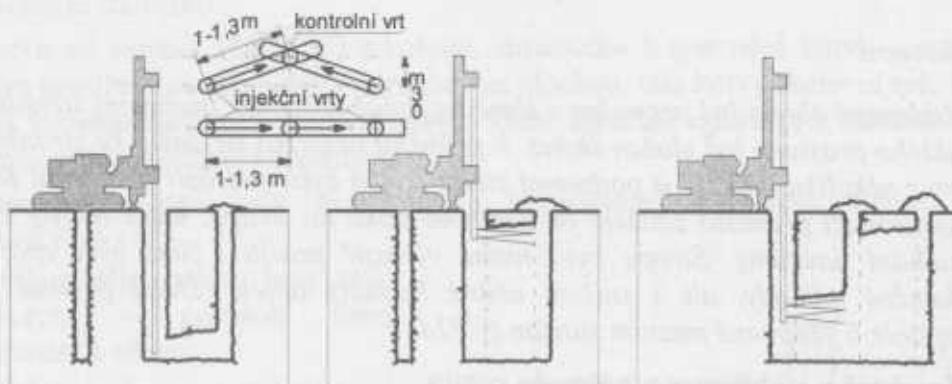


Obr. 27

Zakládání



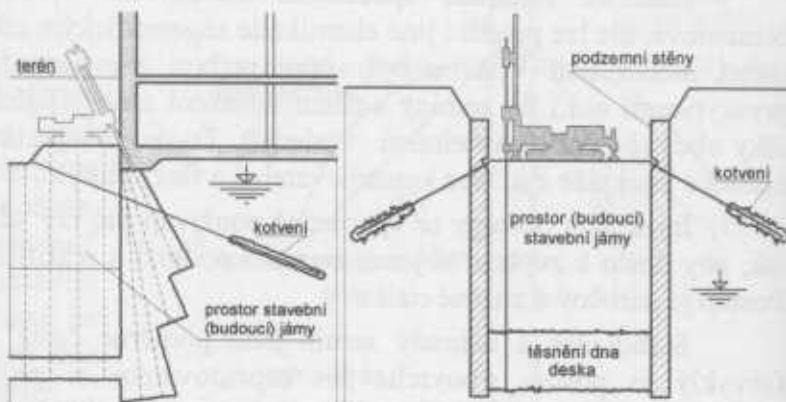
Obr. 40



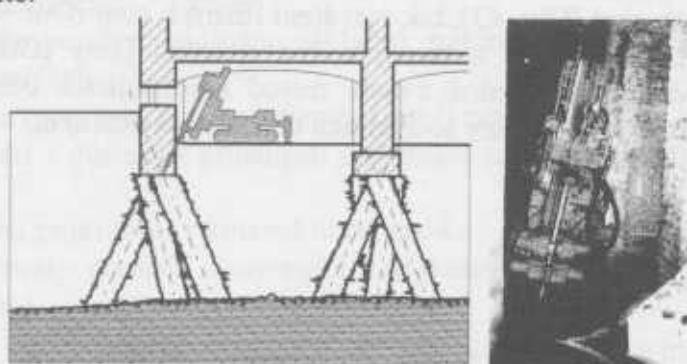
Obr. 41

Podstata metody spočívá ve vysokotlakém rozrušování okolní zeminy injektáží a vytváření různých tvarů, převážně pilířů s materiálovou povahou slabšího betonu. Tvarování pilířů závisí na vertikálním a rotačním pohybu injekčního zařízení v zatěsněném vrtu. Metoda je velmi rychlá a efektivní, vyžaduje však velkou obezřetnost při

provádění, nakolik je lokálně snížena únosnost základové půdy v místě právě budovaného pilíře a vysoké injekční tlaky jsou způsobilé rozsáhle zaplnit kanalizační potrubí a přerušit i ostatní inženýrské sítě.



Obr. 28



Obr. 43

3.2.4 Podupy, násypy a drenáže

Součástí geotechnického návrhu jsou i různé podupy, násypy, zásypy a drenáže. Tyto zdánlivě doplňkové konstrukce jsou často zdrojem dosti zásadních problémů. Eurocode 7 jim tudiž (a zejména kontrole provádění zemních těles) věnuje značnou pozornost.

Pro zásypy a násypy musí návrh určit především vhodné zeminy, které musí odolávat degradaci větráním, musí být dobře hutnitelné a nesmí být namrzavé. Rovněž musí dovolovat funkci odpovídající hydrogeologický režim (propustnost u násypů a zásypů, nepropustnost u těsnicích částí zásypů apod.). Při volbě materiálů jsou používány zkoušky z hutnitelnosti (Proctor), které určují nutnou energii ke zhutnění a rovněž optimální vlhkost při které má hutnění probíhat, protože dosažitelnost nejlepšího zhutnění je na vlhkosti závislá. Pro ověření správného provedení jsou předepsány jak postupy hutnění (tloušťky vrstev, hutnicí energie, vlhkost hutněného materiálu, klimatické podmínky atd.), tak i provádění potřebných zkoušek. Pro násypy samozřejmě platí nutnost řešení jejich celkové stability, vlastních deformací i deformací jejich podloží. Oblast budování zemních těles je ve stavebním provozu zdrojem řady konfliktů a problémů.

Podupy jsou v zásadě součástí základové konstrukce, ponejvíce u plošných základů. Důvodů pro jejich provádění je několik. Zajišťuje snadnější úpravu základové spáry, dále plní drenážní funkce a odstraňuje případné problémy s namrzavostí zemin v základové spáře a zejména zlepšuje podmínky z hlediska sedání, kdy hutněný podsyp ze štěrkopísků je z hlediska rychlosti konsolidace nejlepším možným materiálem. Zároveň má obvykle vyšší deformační modul než ostatní zeminy a tudiž deformace v oblasti těsně pod základovou spárou, kde se realizuje maximum přitížení, budou menší.

Drenážní systémy jsou extrémně důležité. Ovlivnění základových poměrů podzemní vodou z přirozené hladiny, nebo druhotného horizontu dotovaného infiltrovanými srážkami je běžným zdrojem řady poruch (typicky při zanedbání údržby drenážních zařízení a dešťových svodů). Drenážní systém musí být nějakým způsobem kanalizován a nelze připustit jeho naplnění vodou (častý jev v důsledku klimatického namáhání při nevhodném návrhu). Zároveň by neměl být provozován intenzivně, tj. má sloužit k odvodu vody, které proniká na nežádoucí místa (např. do základové spáry, za rub opěrné zdi), ale neměl by sám zvýšení pohybů podzemní vody a její transport iniciovat. U návrhu drenážního systému je tedy důležitý jeho geometrický návrh, řešení těsnění a ověření omezení zanášení nebo naopak sufoze.

3.3 OPĚRNÉ KONSTRUKCE A STAVEBNÍ JÁMY

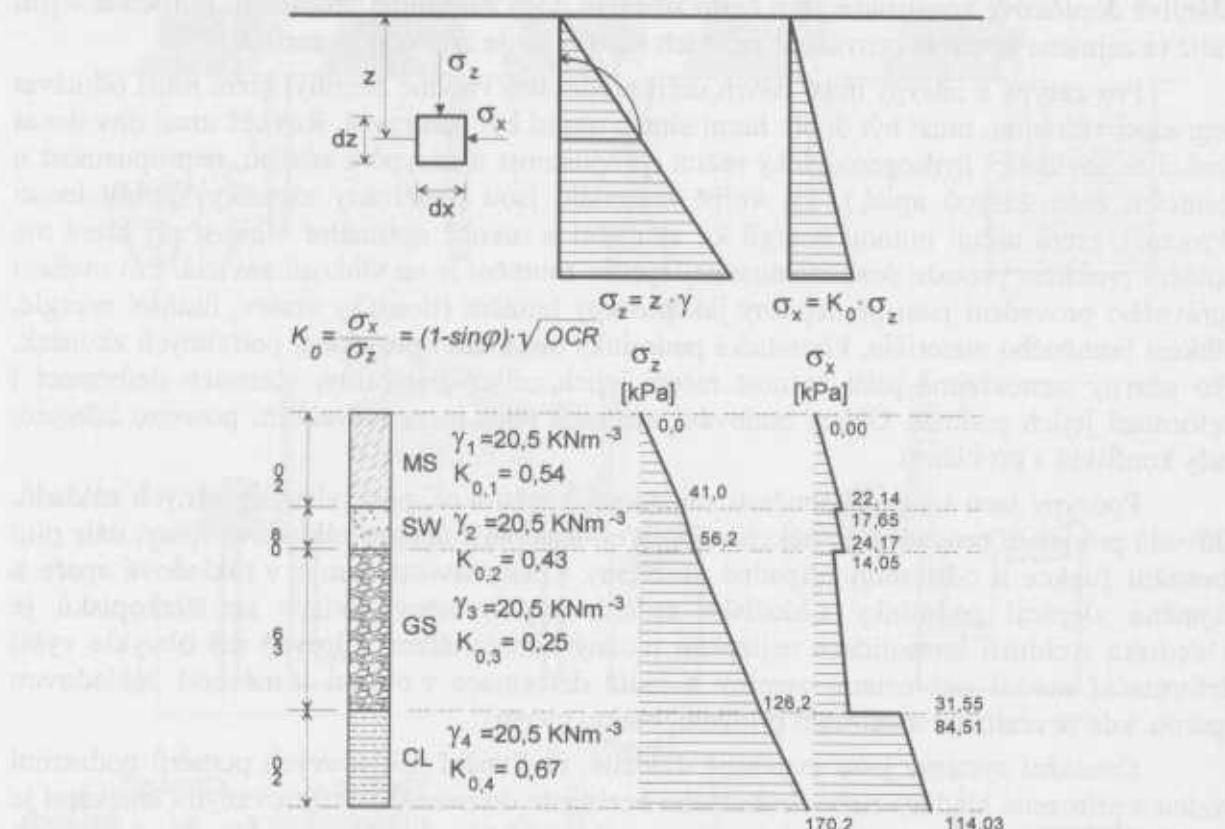
3.3.1 Zatižení a koncepce úlohy

Opěrné konstrukce se v geotechnickém návrhu objevují v podobě trvalých opěrných a obkladních zdí a pak jako pažicí konstrukce stavebních jam a dalších výkopů. Tato problematika úzce souvisí s tématem zemních tlaků.

Svislé napětí v zemině je závislé na hloubce a objemových těžích zemin (Obr. 44), dále pak na vztalu od volné hladiny podzemní vody, případně pórového tlaku u hladin napjatých. Napětí v zemině je pochopitelně prostorovou záležitostí, a tedy je třeba (s přihlédnutím k obvyklé orientaci konstrukčních struktur v horizontálním a vertikálním směru) zjistit velikost zatižení horizontálního. Vztah mezi svislým napětím σ_z a vodorovným σ_x je dán tzv. součinitelem zemního tlaku K_v podle (24). Pokud není do prostředí zasahováno, jde o tzv. součinitel zemního tlaku v klidu K_{v0} určený ze vztahu (25), kde OCR je tzv. součinitel překonsolidace (reflektuje dřívější podstatně vyšší zatižení dnes denudovanými vrstvami v paměti zeminy – u nás řídké, ale jinde může mít zcela zásadní význam a zemní tlak zvyšovat i na trojnásobek)

$$\sigma_x = K_v \sigma_z \quad (24)$$

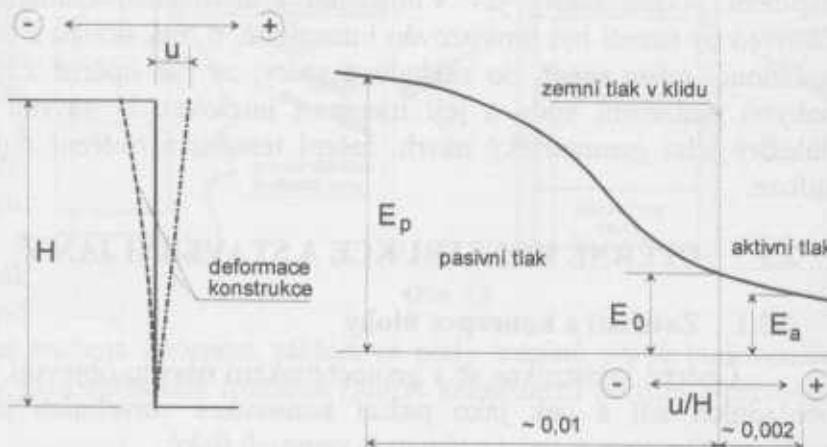
$$K_{v0} = (\nu / (1 - \nu)) \sqrt{OCR} \quad \text{kdy lze použít zjednodušeně} \quad K_{v0} = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \quad (25)$$



Obr. 44

Další úvahy souvisejí se zásahy do prostředí (o což při budování opěrných a pažicích konstrukcí jde), kdy ze skutečnosti spojených s problematikou aktivizace smykové pevnosti zeminy plynou dva hraniční stavy – případ aktivního zemního tlaku kdy je připuštěna taková deformace, že dojde k plné aktivizaci smykové pevnosti zeminy (ale ne k porušení) a případ

pasivního zemního tlaku, kdy dojde k plné aktivizaci smykové pevnosti při zatlačování konstrukce do zeminy (např. posouvání paty zdi či základu proti zemině a kotvené konstrukce). Je zřejmé, že u aktivního zemního tlaku část zatížení nese sama zemina a tedy bude aktivní zemní tlak nižší než klidový, zatímco u pasivního je situace opačná a je značně vyšší. Poměry mezi uvedenými hraničními případy jsou na Obr. 45. Samozřejmě existuje možnost libovolného mezilehlého stavu v závislosti na velikosti deformací konstrukce.



Obr. 29

Obecné rovnice pro určení aktivního a pasivního zemního tlaku neexistují. Eurocode 7 uvádí v přílohou části řadu grafů pro jednotlivé jednoduché úlohy. Zemní tlak lze případně určit i pomocí stabilitních výpočtů, nebo numerických modelů metody konečných prvků. Pro nejjednodušší případy 1. geotechnické kategorie a na hranici kategorie 2. lze (vyjma jílovitých zemin) vyjít z přibližných vzorců (26).

$$K_{v,a} = \tan^2(45 - \varphi'/2) \quad K_{v,p} = \tan^2(45 + \varphi'/2) \quad (26)$$

Eurocode 7 opět stanovuje odpovídající součinitele spolehlivosti pro zemní tlak, ale s jasou výhradou k jejich použití – časté jsou případy které vedou na neodůvodnitelně předimenzované konstrukce a dokonce k zatížením mimo fyzikální realitu.

3.3.2 Opěrné zdi

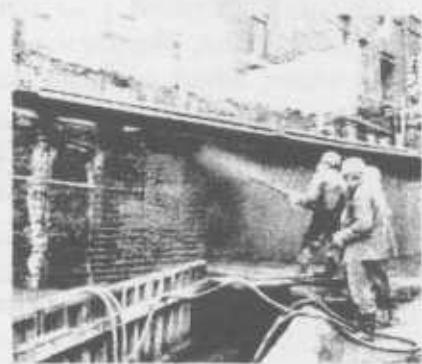
Opěrné zdi jsou pažicí konstrukce trvalého charakteru. Většinou jsou budovány jako gravitační opěrné zdi, které se posuzují na překlopení a posunutí (usmyknutí v základové nebo pracovní spáře) účinky zemního tlaku s doplněním o posouzení jejich založení postupy pro plošné základy. Nověji se používají subtilnější úhlové (a žebrované) zdi vzdorující zemnímu tlaku svým průřezem, kde obvykle přichází v úvahu porušení usmyknutím v základové spáře a velmi vhodné úhlové zdi otočené směrem do zeminy, kdy zemina uzavřená v konstrukci se podílí na její gravitační funkci a navíc úhel tření a soudržnost mezi konstrukcí a zeminou je roven úhlu tření a soudržnosti vlastní zeminy a tedy obvykle vyšší. Úhel tření a soudržnost mezi konstrukcí a zeminou má výrazný vliv na orientaci výslednice a jeho vyšší hodnoty jsou příznivé (úhlové zdi otočené do zeminy mohou mít výsledné momenty v patě i negativní, tj. směrem do svahu).

3.3.3 Pažení stavebních jam a opěrné konstrukce

Pažení stavebních jam a výkopů je velmi důležitou součástí geotechnického návrhu. Na rozdíl od opěrných zdi se bez výjimky budují jako negravitační konstrukce. Jejich statické posouzení je tedy znatelně složitější (zejména u kotvených konstrukcí) a Eurocode 7 určuje celou škálu jejich možných porušení (pootočení kolem paty, kolem hlavy, kotevní úrovně, svislý pohyb, prolomení, vytržení kotev atd.), pro které musí být ověřeny mezní stavy. Zatížení opět spadá pod problematiku zemních tlaků.

Z klasických pažicích konstrukcí lze dnes výjimečně vidět přiložné (strojní desková hydraulicky či mechanicky rozpíraná ocelová pažení pro liniové výkopu) jsou moderní obdobou přiložného pažení) a zátažné pažení při budování menších výkopů a šachet. Tato klasická tesařsky budovaná pažení jsou vhodná jen pro menší díla, jsou pracná a omezují pracovní prostor. Z toho důvodu se používá v zásadě jen šest způsobů zapažení.

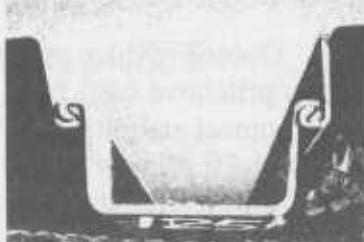
- trysková injektáž (Obr. 42) již byla vysvětlována a z hlediska statické funkce ji lze pokládat za nepažený výkop v dobře strukturované poloskalní až skalní hornině a danému tématu se vymyká,
- pažení torkretovým nástříkem na kotvené ocelové sítě (Obr. 46) se týká zejména zemin a skalních hornin u kterých by byla stabilita výkopu ohrožena pouze v případě jejich rozvolnění v lici výkopu a jde rovněž o specifický případ,
- pažení štětovnicemi (Obr. 47) se používá zejména pro menší objekty a zejména pro vodotěsné jímky u vysoké hladiny podzemní vody, nebo při zakládání ve vodě. Beraněné štětovnice (též larsenky podle u nás nejpoužívanějšího systému Larsen-Nielsen) mají



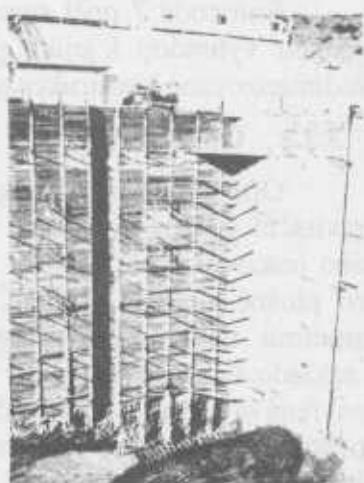
Obr. 30

zámky, které jsou v důsledku roztažení při beranění další štětovnice vodotěsné. Konstrukce je citlivá na dosažení správné hloubky (naražení na větší kámen může posléze posun štětovnice do hloubky zcela zastavit a jímka je neúplná) i na imperfekce v důsledku štíhlosti ocelového prvku. Pro běžné stavební jámy se používají zřídka,

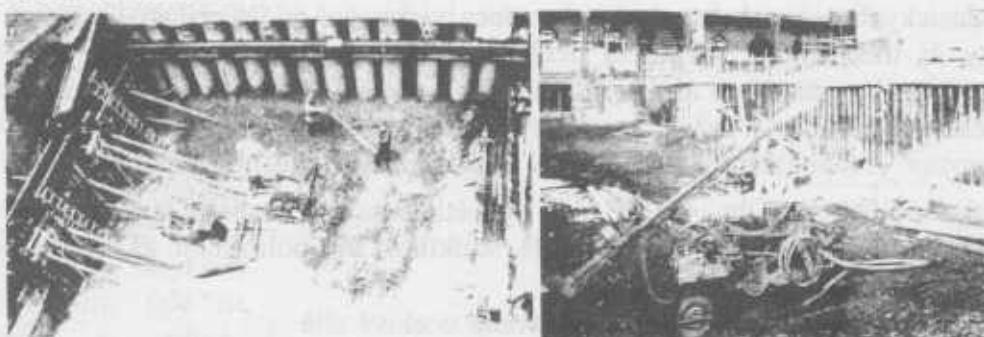
- záporové pažení (Obr. 48) je nejstandardnějším typem, kdy mezi zápory (obvykle z válcovaných H profilů) umístěné do vrtů jsou při postupné těžbě stavební jámy zasouvány dřevěné, ocelové, nebo betonové pažiny. Výhodou řešení je nižší nákladnost, jednoduchost a možnost použití jako ztraceného bednění, nevýhodou malá tuhost vyžadující již při menších výškách kotvení, nevodotěsnost a v případě vypadávání zeminy z lice výkopu i občasná potřeba netlakové injektáže či jiného vyplňování za rubem pažení pro zachování kontaktního napětí.
- pažení pilotovými stěnami je v našich podmínkách značně rozšířené. Pilotová stěna a pažící stěna z mikropilot jsou zobrazeny na Obr. 49. Výhodou pilotových stěn je značná variabilita a neomezenost z hlediska hloubkového dosahu, základových půd ve kterých je lze provádět a značné příčné tuhosti. Je možné využívat řadu úprav od osamělých pilot mezi nimiž se vytváří přirozená klenba, přes spojení s torkretem, pilot na sraz až po viceřadá vodotěsná řešení (Obr. 50). Nevýhodou je značný nezbytný odstup od sousedních konstrukcí a nutnost dalších objemnějších úprav povrchu před navázáním dalších konstrukcí.
- pažení podzemními stěnami (Obr. 51) je z hlediska vodotěsnosti i potřeby následných úprav povrchu po vytěžení jámy přiznivější, než pilotové stěny. Desková konstrukce je však méně tuhá napříč své rovinou a tudíž musí být dříve a výrazněji kotvená, než pilotové stěny. Mimo to je technologicky náročnější. Opět je nutný odstup od sousedních konstrukcí.



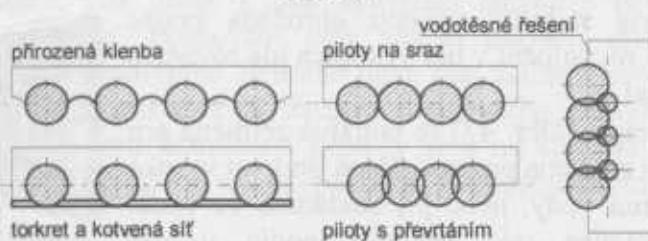
Obr. 32



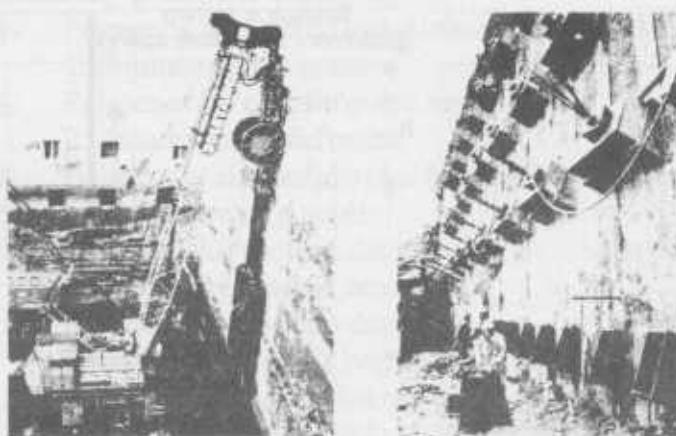
Obr. 31



Obr. 49



Obr. 50

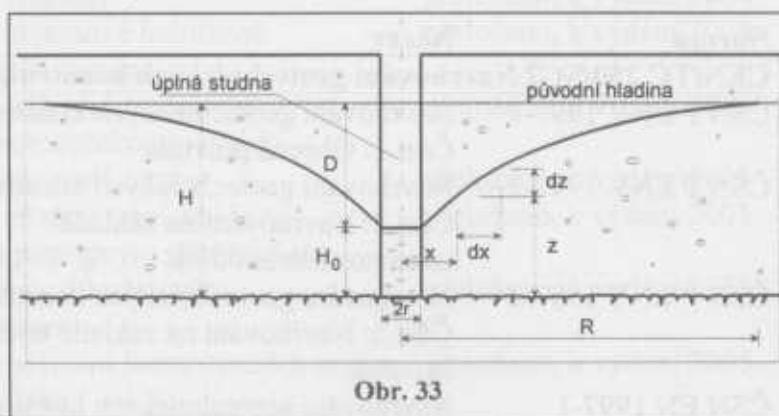


Obr. 51

3.3.4 Podzemní voda a opěrné konstrukce

Podzemní voda hraje v geotechnických úlohách, jak bylo vícekrát zmíněno, velmi významnou roli. Charakteristiky, které hrají roli jsou zejména propustnost daná součinitelem propustnosti k (m s^{-1}), velikost půrových tlaků u (kPa) a dále proudový tlak j (kNm^{-3}) vyvodené na skelet zeminy při výraznějším proudění pohybem vody. U pažících konstrukcí a návrhů čerpání a odvodňování stavebních jam tedy hraje roli nejen hydrostatické zatížení pažících konstrukcí určené statickou hladinou podzemní vody, ale také možnost vzniku mezních stavů související právě s prouděním podzemní vody.

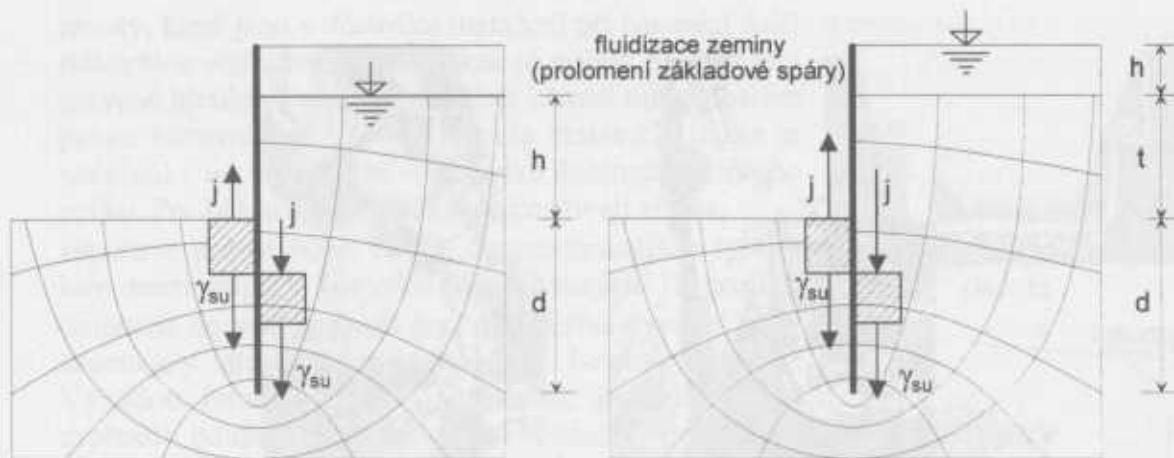
V případě čerpání dochází ke snížení hladiny podzemní vody v okolí čerpaného místa v podobě depresního kužele s rozsahem daným jak intenzitou čerpání, tak propustnosti zemin (Obr. 54). Poměr mezi výškou rozdílu hladin a délkom průsaku se označuje jako hydraulický sklon (gradient). Ve výpočtech se převážně uplatňuje Darcyho zákon o rychlosti proudění.



Obr. 33

Při provádění stavebních jam pod hladinou podzemní vody se lze setkat s rizikem fluorizace základové půdy (prolomení základové spáry). proudový tlak vyplývající z rozdílnosti hladin má za rubem konstrukce orientaci směrem dolů, zatímco v čerpané stavební jámě nahoru. Při dostatečném hydraulickém sklonu může velikost proudového tlaku j přesáhnout hodnotu objemové tíhy zeminy pod vodou γ_{su} . Ze vztahu (27) pro druhý případ z Obr. 53 lze dovodit hodnotu kritického hydraulického sklonu i_{cr} i nezbytnou hloubku zapuštění pažící konstrukce d . Z obdobných výpočtů vyplývá, že v případě polohy hladiny pod úrovní terénu mimo jámu (první případ na Obr. 53) hrozí takovéto riziko pouze při hloubce zapuštění blízké 0. Uvedené případy jsou ale statické. V případě příliš intenzivního čerpání může dojít ke spojení se sufozí a ke zhroucení základové půdy i kolem pažící konstrukce.

$$i_{cr} = 1 = (h + t)/(t + 2d) \quad d_{min} = h/2 \quad (27)$$



Obr. 53

3.4 PŘEHLED NOREM

Následující přehled uvádí hlavní normy se vztahem ke geotechnice a zakládání včetně vyznačení jejich platnosti či stavu a předpokládané platnosti. Z hlediska závaznosti jsou samozřejmě podstatné národní verze s označením ČSN. Ostatní údaje se týkají mezinárodních verzí bez zpracovaného národního dodatku, u kterých panuje určitá dvojkolejnosc. Je však vhodné v mezidobí do vydání národní normy respektovat požadavky mezinárodní verze.

Norma	Název	Stav
CEN/TC 250/SC7 Navrhování geotechnických konstrukcí		
ČSN P ENV 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla	platná, bude nahrazena v 2005 ČSN EN 1997-1
ČSN P ENV 1997-2	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 2: Navrhování na základě laboratorních zkoušek	platná, bude nahrazena v 2005 ČSN EN 1997-2
ČSN P ENV 1997-3	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 3: Navrhování na základě terénních zkoušek	platná, bude nahrazena v 2005 ČSN EN 1997-2
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 1: Obecná pravidla	dokončena, k vydání 2005
ČSN EN 1997-2	Navrhování geotechnických konstrukcí Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy	v připomínkovém řízení, k vydání 2005
CEN/TC 288 speciálních geotechnických prací		
EN 14199	Mikropiloty	dokončena, v překladu, k vydání 2005
prEN 14475	Vyztužené násypy	dokončena, do konce 2004 hlasování o přijetí
prEN 14490	Hřebíkované zeminy	dokončena, do konce 2004 hlasování o přijetí
prEN 14679	Hloubkové zlepšování zemin	připomínkována, do konce 2004 hlasování o přijetí
prEN 14731	Hloubkové zhutňování vibrací	připomínkována, do konce 2004 hlasování o přijetí
WI00288012	Geodrény	návrh dokončen

CEN/TC 341 Geotechnický průzkum a zkoušky

ČSN EN ISO 14688-1	Pojmenování a zatřídování zemin, Část 1: Pojmenování a popis	platná od 2003
ČSN EN ISO 14688-2	Pojmenování a zatřídování zemin, Část 2: Zásady pro zatřídování	přeložena, k vydání 2005
ČSN EN ISO 14689	Pojmenování a zatřídování hornin-Část 1: Pojmenování a popis	platná od 10/2004
prEN ISO 14688-3	Elektronická výměna dat pro pojmenování a popis zemin	v přípravě
prEN ISO 14689-2	Elektronická výměna dat pro pojmenování a popis hornin	v přípravě
prEN ISO 22475-2	Vrtání, odběry vzorků a měření podzemní vody – Část 2: Kvalifikační kriteria pro společnosti provádějící vrtný geotechnický průzkum	návrh dokončen
prEN ISO 22475-3	Vrtání, odběry vzorků a měření podzemní vody – Část 3: Posuzování shody	návrh dokončen
prEN ISO 22476-2	Dynamické penetrační sondování	v překladu, k vydání 2005
prEN ISO 22476-3	Standardní penetrační zkouška	v překladu, k vydání 2005
prEN ISO 22476-10	Tíhová penetrační zkouška	v překladu, k vydání 2005
prEN ISO 22476-11	Zkouška plochým lisem	v překladu, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-1	Stanovení vlhkosti	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-2	Stanovení objemové hmotnosti jemnozrných zemin	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-3	Stanovení zdánlivé hustoty pevných částic pyknometrickou metodou	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-4	Stanovení zrnitosti zemin	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-5	Stanovení stlačitelnosti zemin v oedometru postupným přitěžováním	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-6	Měření pevnosti kuželovým penetrometrem	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-7	Stanovení pevnosti jemnozrných zemin v prostém tlaku	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-8	Nekonsolidovaná neodvodněná triaxiální zkouška	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-9	Konsolidovaná triaxiální zkouška na nasycených zeminách	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-10	Krabicová smyková zkouška	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-11	Stanovení propustnosti zemin při konstantním a proměnném spádu	přeloženo, k vydání 2005
EN ISO/TS 17892-12	Stanovení Atterbergových mezi	přeloženo, k vydání 2005

ČSN navržené ke zrušení po vydání národních verzí EN

ČSN 72 1001	Pojmenovanie a opis hornín v inženierskej geológii
ČSN 72 0511	Geologické a petrografické značky sedimentárních hornin
ČSN 72 0512	Geologické a petrografické značky magmatických hornin
ČSN 72 0513	Geologické a petrografické značky. Metamorfované horniny
ČSN 72 0514	Geologické a petrografické značky. Minerály
ČSN 72 0515	Geologické a petrografické značky. Tektonické značky
ČSN 72 1011	Laboratorní stanovení zdánlivé hustoty pevných částic zemin

Zakládání

ČSN 72 1012	Laboratorní stanovení vlhkosti zemin
ČSN 72 1013	Laboratorní stanovení meze plasticity zemin
ČSN 72 1014	Laboratorní stanovení meze tekutosti zemin
ČSN 72 1017	Stanovení zrnitosti pro geotechniku
ČSN 72 1020	Laboratorní stanovení propustnosti zemin
ČSN 72 1025	Laboratorní stanovení pevnosti jemnozrnných zemin v prostém tlaku
ČSN 72 1027	Laboratorní stanovení stlačitelnosti zemin v oedometru
ČSN 72 1030	Laboratorní metody stanovení snykové pevnosti zemin krabicovým přístrojem
ČSN 72 1031	Laboratorní metody stanovení snykové pevnosti zemin triaxiálním přístrojem
ČSN 73 1000	Zakládání stavebních objektů. Základní ustanovení pro navrhování
ČSN 73 1001	Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 1002	Pilotové základy
ČSN 73 1020	Navrhování základů točivých strojů