

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE



Kloknerův ústav

Oddělení spolehlivosti konstrukcí

**SPOLEHLIVOST EXISTUJÍCÍCH ŽELEZOBETONOVÝCH
KONSTRUKCÍ**

RELIABILITY OF EXISTING CONCRETE STRUCTURES

DIZERTAČNÍ PRÁCE K ZÍSKÁNÍ AKADEMICKÉHO TITULU

Ph.D.

Ing. Vladislav Bureš

Doktorský studijní program: P 3607 Stavební inženýrství

Studijní obor: Teorie konstrukcí

Školitel: Doc. Ing. Jana Marková Ph.D.

Praha, srpen 2019

Poděkování

Děkuji své školitelce, paní doc. Ing. Janě Markové Ph.D. i ostatním pracovníkům Kloknerova ústavu za podporu a cenné rady při přípravě a zpracování této dizertační práce.

Anotace

Předkládaná dizertační práce je zaměřena na hodnocení spolehlivosti jednotlivých konstrukčních prvků existujících železobetonových staveb, se zvláštním zaměřením na průmyslové skeletové stavby. Tyto stavby, z nichž nejstarší byly postaveny začátkem 20. století, byly v minulosti navrženy a realizovány podle různých, dnes již překonaných stavebních předpisů a norem. Při projektové přípravě nevyhnutelných oprav, rekonstrukcí a přestaveb těchto staveb je podle dnešních předpisů nutno tyto stavby posuzovat podle aktuálně platných norem ze soustavy tzv. eurokódů. To často naráží na problémy plynoucí z toho, že existující stavby v mnoha případech požadavkům aktuálně platných norem nevyhovují.

Úkolem práce tedy je, analyzovat jednotlivé železobetonové konstrukční prvky, navržené podle různých historických návrhových předpisů, z hlediska dnešních požadavků na spolehlivost nosných stavebních konstrukcí a zmapovat alespoň přibližně úroveň jejich spolehlivosti.

Okrajově se práce dotýká dalších problémů, spojených s hodnocením existujících betonových konstrukcí – s otázkami zadávání a provádění stavebně-technických průzkumů, s otázkami vyhodnocování zkoušek pevnosti materiálů prováděných v rámci stavebně-technických průzkumů a s otázkami kontrol železobetonových konstrukcí pozemních staveb.

Klíčová slova

Existující železobetonové konstrukce, spolehlivost, hodnocení konstrukcí

Abstract

The presented work is focused on the evaluation of reliability of individual structural elements of existing reinforced concrete structures, with a special focus on industrial skeleton structures. These buildings, the oldest of which have been built at the beginning of the 20th century, were designed and built in the past according to various, now surpassed building regulations and standards. In the design preparation of necessary repairs, reconstructions and redevelopments of these structures, according to today's regulations, these have to be assessed according to currently valid standards from the system of so-called Eurocodes. Many issues result from the fact that existing buildings do not comply with many important requirements of currently valid standards.

The task of the thesis is therefore to analyze particular reinforced concrete structural elements, designed according to various historical design regulations, in the perspective of today's requirements for the reliability of load-bearing building structures and to map (at least approximately) the level of their reliability.

Marginally, the thesis involves other problems related to evaluation of existing concrete structures - the questions of commissioning and execution of structural engineering surveys, the questions of evaluation of tests of material strength carried out in the framework of structural engineering surveys and questions of checks of reinforced concrete structures.

Keywords

Existing concrete structures, reliability, assessment of structures

OBSAH

OBSAH	5
1 ÚVOD DO PROBLEMATIKY	7
1.1 ZAMĚŘENÍ	7
1.2 MOTIVACE	8
1.3 CÍLE DIZERTAČNÍ PRÁCE	9
1.4 VÝZKUMNÉ OTÁZKY	9
2 HISTORICKÉ SOUVISLOSTI	9
2.1 STRUČNÁ HISTORIE NOVODOBÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEB	9
2.1.1 FERROCEMENT, LAMBOT.....	10
2.1.2 FRANCOIS COIGNET, JOSEPH MONIER	10
2.1.3 HENNEBIQUE	12
2.1.4 POČÁTKY ŽELEZOBETONU V USA, THADDEUS HYATT, WILLIAM E. WARD.....	14
2.1.4 VYVÝŽOVÁNÍ PRVNÍCH ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	15
2.1.5 BEZPRRŮVLAKOVÉ STROPY.....	19
2.1.6 VELKOROPONOVÉ KONSTRUKCE	20
2.1.7 PRVNÍ VÝŠKOVÉ STAVBY	20
2.1.7 PRVNÍ ŽELEZOBETONOVÉ SKOŘEPINY.....	21
2.2 POČÁTKY ŽELEZOBETONU V ČESKÝCH ZEMÍCH	21
2.2.1 ŽELEZOBETONOVÉ STROPY JOSEFA NIKLASE	21
2.2.2 STAVBY ZE ŠKVÁROBETONU OTTO EHLERA	22
2.2.2 PRŮMYSLOVÉ STAVBY V SEVERNÍCH ČECHÁCH	23
2.2.3 PRVNÍ ŽELEZOBETONOVÉ STAVBY V PRAZE	25
2.3 POČÁTKY TEORIE NAVRHOVÁNÍ A PRVNÍ PŘEDPISY.....	26
2.4 PRVNÍ HAVÁRIE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	28
3 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ	29
3.1 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍ KONSTRUKCE OBECNĚ.....	29
3.2 SPOLEHLIVOST EXISTUJÍCÍCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ	34
4 VÝVOJ POSTUPŮ NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH STAVEB	35
4.1 VÝVOJ TEORIE NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ	35
4.2 PŘEDPISY PRO ZATÍŽENÍ STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ	36
4.3 PŘEDPISY PRO NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH STAVEB	37
4.4 VÝVOJ ZPŮSOBŮ NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	38
5 HODNOCENÍ VLASTNOSTÍ MATERIÁLŮ EXISTUJÍCÍCH STAVEB	42
5.1 ÚVOD.....	42
5.2 PRŮZKUMY A ZKOUŠKY EXISTUJÍCÍCH BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	43
5.3 METODY ZKOUŠENÍ PEVNOSTI BETONU	44
5.4 METODY ZKOUŠENÍ PEVNOSTI VÝZTUŽE	46
5.5 HODNOCENÍ PEVNOSTI BETONU NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK	46
5.5.1 HODNOCENÍ PODLE ČSN EN 13 791.....	46
5.5.2 HODNOCENÍ PODLE ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038	47
5.5.3 POUŽITÍ NOREM ČSN EN 13791 A ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038	48
5.5.4 ZÁVĚR PRO HODNOCENÍ BETONU NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK.....	51
5.5.5 DOPORUČENÍ K VLOŽENÍ NÁRODNÍ POZNÁMKY – PŘ A ČSN EN 1992-1-1.....	51
5.6 HODNOCENÍ PEVNOSTI VÝZTUŽE NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK.....	52

6	HODNOCENÍ SPOLEHLIVOSTI PRVKŮ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ	52
6.1	ÚVOD.....	52
6.2	ÚČINKY ZATÍŽENÍ.....	55
6.3	UVAŽOVANÉ MATERIÁLY.....	60
6.4	PRAVDĚPODOBNOSTNÍ MODELY ZÁKLADNÍCH VELIČIN.....	62
6.5	ODOLNOST KONSTRUKCE – OHÝBANÉ PRVKY.....	64
6.6	ROZBOR SPOLEHLIVOSTI OHÝBANÝCH PRŮŘEZŮ	70
6.7	ODOLNOST KONSTRUKCE – CENTRICKY TLAČENÉ PRVKY.....	75
6.8	ROZBOR SPOLEHLIVOSTI CENTRICKY TLAČENÉHO SLOUPU.....	81
6.9	ODOLNOST KONSTRUKCE – SMYK NA TRÁMECH.....	86
6.10	ROZBOR SPOLEHLIVOSTI PRŮŘEZŮ ZATÍŽENÝCH SMYKEM	89
7	KONTROLA A PROHLÍDKY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	92
7.1	KONTROLA STAVEB DLE PLATNÝCH PŘEDPISŮ	92
7.2	PORUCHY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	92
7.3	DOPORUČENÍ K PROHLÍDKÁM ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	96
8	PŘÍKLADY HISTORICKÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEB.....	97
9	ZÁVĚR	98
9.1	ZÁVĚREČNÁ REKAPITULACE	98
9.2	ODPOVĚDI NA VÝZKUMNÉ OTÁZKY	99
10	LITERATURA, PODKLADY A PROGRAMY	102

1 ÚVOD DO PROBLEMATIKY

1.1 ZAMĚŘENÍ

Tato práce se zabývá hodnocením spolehlivosti stávajících - existujících železobetonových konstrukcí se zvláštním zaměřením na průmyslové stavby.

Nejstarší novodobé železobetonové konstrukce ve světě jsou staré zhruba 120 let, nejstarší železobetonové konstrukce na území nynější České republiky jsou staré něco málo přes 110 let. Životnost staveb lze posuzovat různým způsobem. Při navrhování nových staveb dnes u běžných budov uvažujeme podle ČSN EN 1990 životnost 50 let. To je však dáno především životností morální a ekonomickou. Praktická fyzická životnost železobetonových staveb je zpravidla delší. Předpisy pro oceňování nemovitostí proto uvažují se základní životností běžné stavby 100 let. I tak je zřejmé, že jsou tyto stavby na konci své morální, ekonomické a většinou i fyzické životnosti. Některé z těchto staveb byly již v minulosti zbourány, ale velká část jich dosud stojí. Z nich část byla v posledních desetiletích zrekonstruována, u některých proběhla konverze na jiné využití. Nezanedbatelné procento těchto konstrukcí však dosud na rekonstrukci, případně na přestavbu pro nové využití, ještě čeká.

Tyto konstrukce byly navrhovány podle různých historických pravidel, předpisů a později i norem. Dlouhá řada těchto konstrukcí patří mezi technické industriální i jiné památky, některé z nich byly vyhlášeny nemovitými památkami chráněnými státem. V posledních desetiletích věnuje společnost těmto stavbám zvýšenou pozornost.

V nedávných letech přistoupila Česká republika k navrhování stavebních konstrukcí podle společných evropských norem (tzv. eurokódů). V rámci tohoto přechodu jsme převzali evropské normy řady ČSN EN pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí. Tyto normy ve většině případů požadují obecně vyšší úroveň spolehlivosti stavebních konstrukcí. A je zřejmé, že existující konstrukce, navržené podle různých historických předpisů pro navrhování a zatížení, požadavkům dnešních moderních evropských norem v řadě případů nevyhoví. Proto jsou hledány přístupy k odpovídajícímu, citlivému a přitom bezpečnému, technicky a vědecky podloženému způsobu hodnocení těchto konstrukcí. Z normových předpisů lze tyto postupy nalézt především v normě ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí (2014) a v české doplňkové normě ČSN 73 0038 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení (2014), která na

mezinárodní normu ČSN ISO 13822 navazuje a doplňuje ji s ohledem na naše národní podmínky.

Hodnocení existující konstrukce nelze zpravidla provést bez vstupních podkladů, které je vždy nutno získat pomocí stavebně-technického průzkumu existující konstrukce. Celkové ověření konstrukce pak vychází z hodnocení vlastností materiálů, získaných tímto průzkumem. Hodnocení vlastností – především pevností materiálů – je často značně komplikovaná záležitost, na které podstatně závisí výsledné hodnocení konstrukce, věnuje se tato práce v menším rozsahu i tomuto problému.

Přinejmenším v případech, kdy existující konstrukce nedosahují úrovně spolehlivosti požadované dnešními normami, či v případech, kdy připadá v úvahu nezanedbatelný další pokles spolehlivosti stávajících konstrukcí v čase, by podle mého názoru měla existovat pravidla pro prohlídky, kontrolu a údržbu těchto konstrukcí v průběhu jejich užívání. Kontrola existujících ocelových konstrukcí v průběhu užívání stavby je předepsána normou ČSN 73 2604 Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb (2012). Pro kontrolu a údržbu železobetonových staveb však žádná obdobná norma v českém systému norem neexistuje. Dílčím úkolem této práce tedy je, vyhodnotit potřebu vzniku takové normy a dát případné doporučení, co by měla obsahovat.

Dizertační práce je napsána takovým způsobem, aby mohla sloužit mimo jiné i jako odborná publikace a studijní materiál pro studenty a další nespecializované zájemce o informace o existujících železobetonových konstrukcích, především na území ČR, od doby vzniku prvních konstrukcí na našem území se zaměřením na spolehlivost těchto konstrukcí. Proto jsou do práce zařazeny i některé obecné texty, týkající se souvisejících otázek, jako jsou historické souvislosti a obecné otázky spolehlivosti konstrukcí, obsažené v dnešních normách týkajících se spolehlivosti staveb. Snad to nebude hodnoceno jako nedostatek z hlediska „vědeckosti“ práce.

1.2 MOTIVACE

Jako praktický statik se po řadu let setkávám s problémem hodnocení existujících železobetonových konstrukcí.

Vzhledem k dlouhodobé zkušenosti s hodnocením existujících betonových konstrukcí mám k dispozici celou řadu archivních průzkumů existujících betonových konstrukcí a mám i přístup k dalším průzkumům, zpracovaným místními firmami, specializujícími

se na zkoušení a diagnostiku konstrukcí. Proto bych se rád v rámci této práce pokusil o využití těchto archivních materiálů. Například pro zpřesnění představ o kvalitě betonu historických konstrukcí, popřípadě k odhadu variačního součinitele pevností betonu historických konstrukcí, získaných zkouškami.

1.3 CÍLE DIZERTAČNÍ PRÁCE

- Shromáždit a vyhodnotit veškeré starší předpisy pro zatížení a navrhování betonových konstrukcí na území ČR.
- Shromáždit a vyhodnotit všechny dostupné archivní stavebně-technické průzkumy železobetonových konstrukcí.
- Analyzovat používané způsoby hodnocení pevnosti betonu na základě zkoušek, podle platných norem a předpisů.
- Analyzovat úroveň spolehlivosti základních konstrukčních prvků existujících železobetonových skeletů (deska, trám, sloup) pro základní typy namáhání (ohyb, smyk, tlak).
- Vyhodnotit předpisy pro kontrolu existujících železobetonových staveb a zhodnotit potřebu tvorby nových předpisů v této oblasti.

1.4 VÝZKUMNÉ OTÁZKY

- Jaká je úroveň spolehlivosti existujících železobetonových konstrukcí industriálních staveb, navržených podle starších předpisů?
- Jakým způsobem hodnotit pevnosti existujících betonů na základě zkoušek? Jaké jsou možnosti hodnocení těchto konstrukcí v rámci dnešních norem pro zatížení, navrhování a hodnocení konstrukcí?
- Jakým způsobem začlenit do soustavy českých norem ustanovení o kontrole a údržbě existujících železobetonových konstrukcí?

2 HISTORICKÉ SOUVISLOSTI

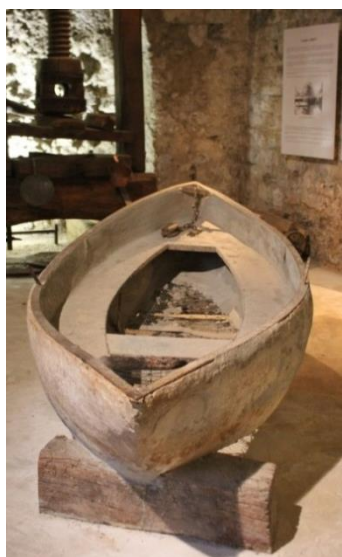
2.1 STRUČNÁ HISTORIE NOVODOBÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEB

Tato práce se zabývá novodobými železobetonovými konstrukcemi, jejichž vznik ve světě spadá do poslední čtvrtiny 19. století, v Českých zemích převážně do první čtvrtiny 20. století. Vznik novodobých betonových a železobetonových konstrukcí umožnil objev hydraulického pojiva – cementu. První patent na výrobu portlandského cementu získal britský výrobce cementu Joseph Aspdin (1778 – 1855) roku 1824.

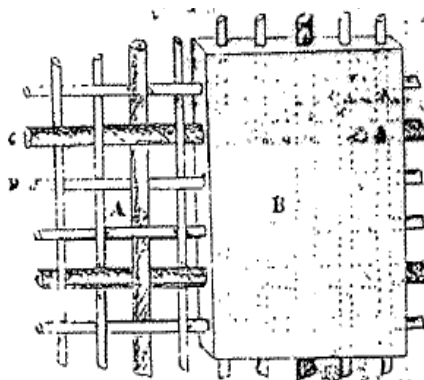
Cement v dnešním slova smyslu, ze kterého bylo možno vyrobit beton s pevností vyšší než 10 MPa po 28 dnech, se vyrábí zhruba od roku 1870.

2.1.1 FERROCEMENT, LAMBOT

Předchůdcem železobetonu byl materiál, dodnes nazývaný ferrocement. Vznikl vyztužením cementové malty několika vrstvami drátěného pletiva. Název ferrocement pochází od francouzského inženýra Josepha-Louise Lambota (1814 - 1887). Ten se po studiích v Paříži začal věnovat zemědělství a začal konstruovat vodní nádrže a žlaby. Používal k tomu drátěné pletivo, které se v Británii začalo vyrábět v roce 1844, a cementovou maltu. V roce 1848 pak touto technologií vyrobil první člun, který byl dlouhý 3,60 m, široký 1,30 m a měl tloušťku stěny 38 mm – viz Obrázek 1. Člun byl vystaven na světové výstavě v Paříži v roce 1855. Tento člun je dodnes vystaven v muzeu ve městě Brignolais, kde Lambot zemřel. Patent na „fer-ciment“ získal Lambot v roce 1855. V patentové zprávě – viz. Obr. 2 se uvádí, že nový vynález nahradí dřevo v aplikacích, kde je ohroženo vlhkostí, jak je tomu u dřevěných podlah, vodních nádrží, u květináčů a podobně.



Obrázek 1



French Patent Summary: (22120. 30 mars 1855.) Combinaison de fer et de ciment, destinee a remplacer le bois dit fer-ciment succedant du bois de construction. Reseau metallique ou carcasse d'un bateau, d'une caisse a eau ou a orangers.

Obrázek 2

2.1.2 FRANCOIS COIGNET, JOSEPH MONIER

Konstrukce z materiálů podobných dnešnímu betonu vznikaly již ve starověku, v malém měřítku se stavěly i ve středověku. Nový impuls k používání betonu dal vynález portlandského cementu. Drobné stavby z betonu, zhotovované technologií dusání prostého betonu do bednění, začaly v různých evropských zemích vznikat již od třicátých let 19. století. Informace o těchto pokusech jsou těžko dostupné, některé lze najít v knize [47].

Jednou z prvních významných betonových staveb, které se dochovaly dodnes, je třípodlažní obytný dům na 72 rue Charles-Michels v Saint-Denis (předměstí Paříže) – Obrázek 3, který realizoval Francois Coignet (1814 -1888) v roce 1853. Roku 1998 byl ve Francii vyhlášen jako technická památka. Nosné zdivo bylo provedeno z prostého betonu, pěchovaného do bednění. Stropy byly pravděpodobně rovněž z prostého betonu, vyztuženého železnými I – nosníky. Nešlo tedy ještě o železobeton.



Obrázek 3

Za vynálezce železobetonu bývá považován francouzský zahradník Joseph Monier (1823-1906). Kolem roku 1867 začal vyrábět květináče a menší vodní nádrže vyztužené drátěnou sítí. Postup si nechal patentovat. Dodnes se tenké betonové příčky nazývají „moniéřky“. Roku 1875 byl touto technologií postaven Castle of Chazelet bridge s rozpětím 13,8 m – Obrázek 4. Jinou Moniérovou realizací, která se dochovala dodnes, je nadzemní železobetonová vodní nádrž o průměru 8 m s výškou 10 m pro starobinec v Clamartu, postavená kolem roku 1890. Tloušťka střechy je 50 mm – Obrázek 5.

Je pravděpodobné, že Monier ještě zcela nechápal princip fungování železobetonu, výztuž často vkládal do střednice ohýbaných prvků.



Obrázek 4



Obrázek 5

2.1.3 HENNEBIQUE

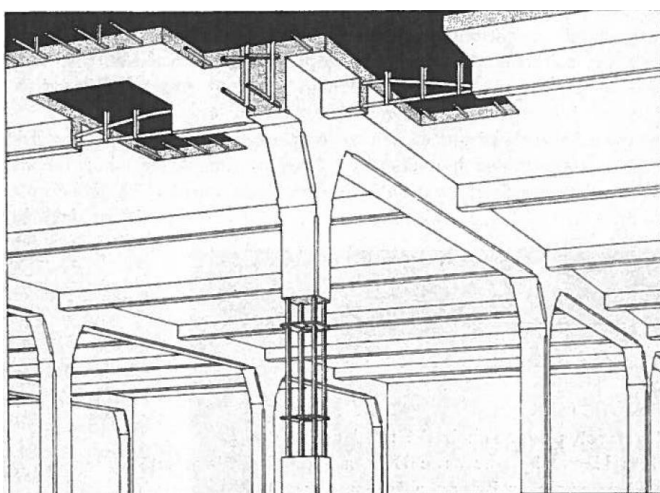
Dalším a patrně nejvýznamnějším z velkých průkopníků železového betonu byl Francois Hennebique (1842-1921). Vyučený zedník a kameník, později stavební podnikatel. Vytvořil ucelený konstrukční systém pro konstrukce budov ve skladbě sloup-průvlak-trám-deska a roku 1892 si ho nechal patentovat jako „systém Hennebique“. Pokusná Hennebiqueova konstrukce z roku 1892 je na Obrázku 6.



Obrázek 6

Ilustrativní Obrázek 7 klasického skeletu „Hennebique“ který je převzatý ze článku [3] (Herzán, 1904) a který byl postupně v následujícím stolení mnohokrát převzat do dalších publikací. Na Obrázku 8 je příklad klasického skeletu - Mercato dell' Unità, Řím, 1928.

Hennebique pochopil základy statického působení železobetonových průřezů, pracoval s T-průřezem. Je však pravda, že jeho způsoby výpočtu nebyly zcela v souladu s teorií pružnosti a pevnosti, na které byly založeny, a byly už jeho teoreticky lépe vybavenými současníky kritizovány.



Obrázek 7



Obrázek 8

Poprvé byl nový systém pravděpodobně použit na budově 1 rue Danton v Paříži v roce 1893 ve spolupráci s architektem Edouardem Arnaudem. Budovu v secesním stylu Hennebique navrhl jako sídlo kancelářů své firmy – Obrázek 9 a 10.



Obrázek 9



Obrázek 10

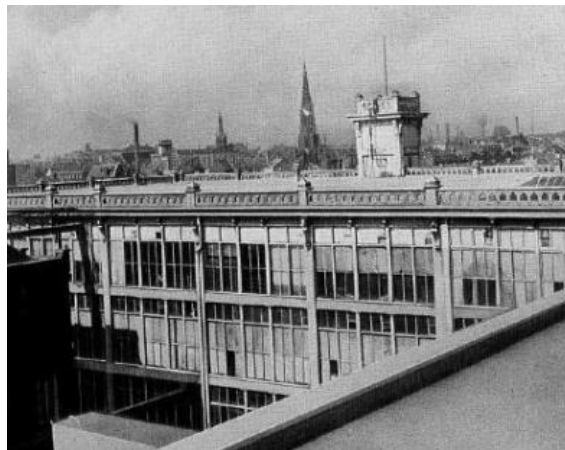
Roku 1895 realizoval podle svého návrhu první vícepodlažní průmyslovou skeletovou budovu – šestipodlažní přádelnu Karla VI. v Tourcoing – Obrázek 12.

Roku 1898 postavila společnost Hennebique a Brun další významnou vícepatrovou budovu s nosnou rámovou železobetonovou konstrukcí – Weaverský mlýn ve Swansea – Obrázek 11.

Přelomem ve stavbě železobetonových konstrukcí byla světová výstava v Paříži v roce 1900, kde F. Hennebique získal velkou zakázku na stavbu celé řady výstavních budov.



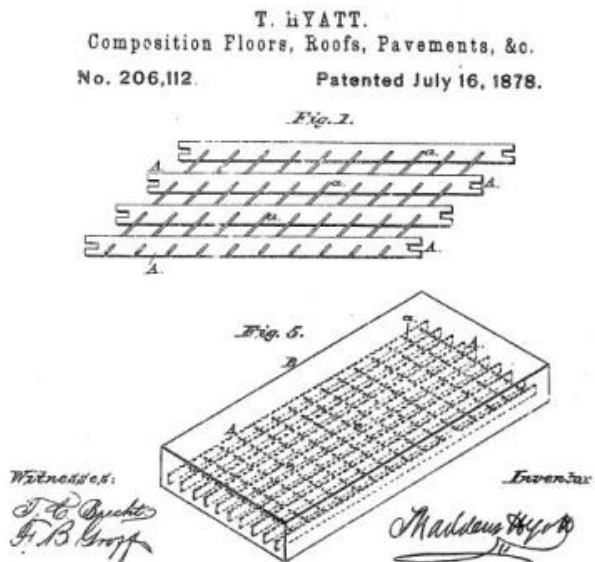
Obrázek 11



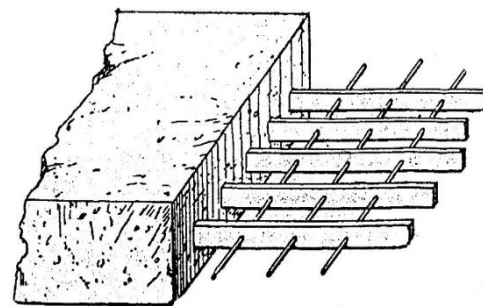
Obrázek 12

2.1.4 POČÁTKY ŽELEZOBETONU V USA, THADDEUS HYATT, WILLIAM E. WARD

V Americe považují za objevitele železobetonu právníka Thaddeuse Hyatta (1816 - 1901). Zkoušky s betonovými trámy s ocelovou výztuží prováděl od roku 1855, jejich výsledky však zveřejnil až v roce 1877. Na Obrázku 15 je budova 63 Lincoln's Inn Field, London – Hyatt 1886. Obrázky 13 a 14 jsou z patentu T. Hayatta z roku 1878.



Obrázek 13



Obrázek 14

V letech 1873-1876 realizoval původně strojní inženýr William E. Ward v technologii monolitického železobetonu ve spolupráci s architektem Robertem Mookem svůj vlastní dům v Port Chesteru poblíž New Yorku. Jde o jednu z prvních doložených realizací železobetonové budovy v Americe i na světě vůbec. Hlavním motivem bylo realizovat požárně bezpečný dům (dle popisů v literatuře trpěla Wardova manželka chorobným strachem z požáru a železobetonový dům jí měl zajistit pocit bezpečí). Ward Castle – Willam E. Ward, Port Chester 1873 – 1876 je na Obrázku 16.



Obrázek 15



Obrázek 16

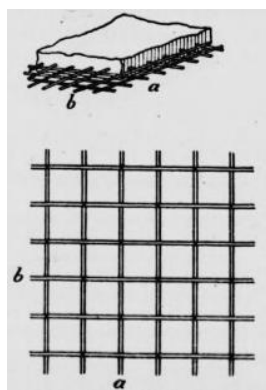
2.1.4 VYZTUŽOVÁNÍ PRVNÍCH ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

V prvních železobetonových konstrukcích, do kterých byla ocelová výztuž vkládána za účelem přenesení tahových namáhání, byla různými autory navrhována různě uspořádaná výztuž z různých materiálů (železné profily s různým profilem, litinové vložky, ocelová lana...).

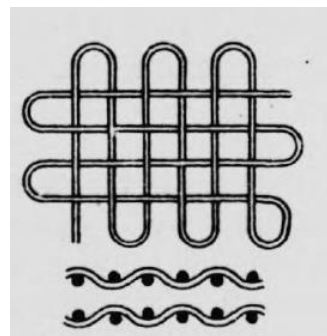
Řada tehdy navržených a v různé míře používaných systémů je popsána v článku [1] (O. Ott, Technický obzor 1903). Z nejvýznamnějších systémů **vyztužování železobetonových stropních desek** lze uvést například:

Monierův systém – Obrázek 17. Monierův systém vyztužování má velmi blízko k dnešním železobetonovým konstrukcím. Desky se vyztužovaly dráty (tyčemi) kruhového průřezu s hladkým povrchem, přičemž hlavní pruty se kladly blíže k taženému povrchu, na ně kolmo se kladla rozdělovací železa.

P. Cottancin navrhoval vyztužení mřížovinou spletenou z jednoho průběžného drátu – Obrázek 18. Výroba výztuže byla pracná, systém se příliš neosvědčil.

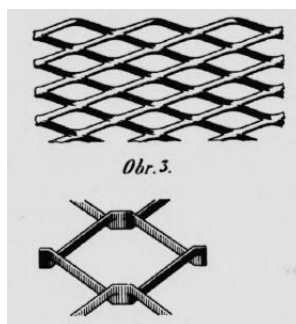


Obrázek 17

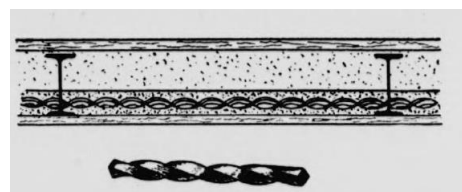


Obrázek 18

J. F. Golding používal pro vyztužování železobetonových desek „strojovou mřížovinu“ na způsob dnešního tahokovu – Obrázek 19. Měla vysokou soudržnost s betonem, ale neměla příliš dobré mechanické (tahové) vlastnosti a její výroba byla drahá.



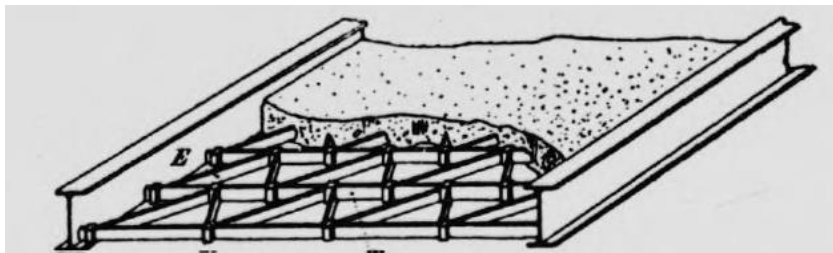
Obrázek 19



Obrázek 20

E. L. Ransome v New Yorku používal pro vyztužování zkroucené pruty čtvercového průřezu – Obrázek 20), přičemž využíval vyšší soudržnosti výztuže s betonem a navíc ještě zpevnění oceli v důsledku jejího natažení za mez kluzu. Svůj patent využil při výstavbě řady budov, včetně první výškové stavby Ingalls Building ve městě Kansas City (1913).

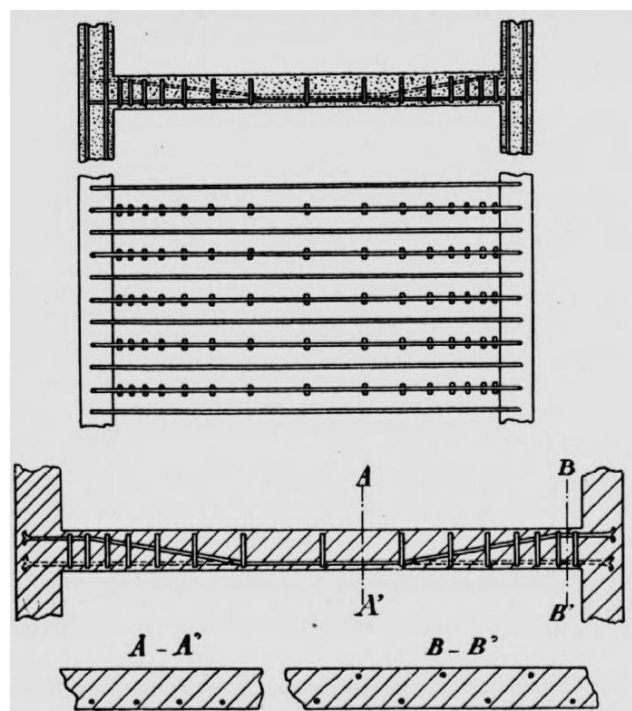
Müller v Berlíně používal pro vyztužování betonu plochá železa orientovaná „na výšku“, vzájemně pospojovaná tenčími plochými, diagonálně orientovanými železy – Obrázek 21).



Obrázek 21

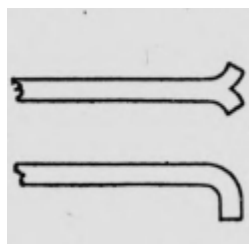
P. T. Hyatt v Americe používal plochá železa, vzájemně pospojovaná příčnými tyčemi kruhového průřezu, provlečenými skrz otvory, vyvrtané v plochých železech hlavní výztuže – viz Obrázek 14.

F. Hennebique u desek vynechával rozdělovací výztuž, pro vyztužování desek používal kruhové pruty profilu 10 až 40 mm, přičemž při větších rozpětích desek střídal pruty přímé a pruty s nahoru ohnutými konci (typu „ohybů“) – viz Obrázek 22.



Obrázek 22

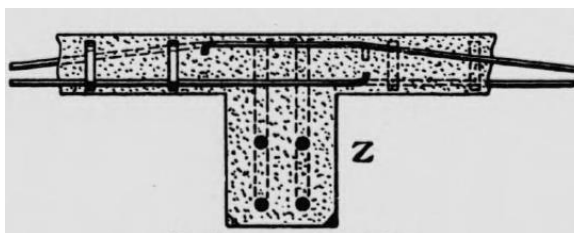
Pro lepší soudržnost prutů s betonem se pruty na konci rozdvojovaly, nebo ohýbaly – viz Obrázek 23. Šikmé pruty opatřoval třmínky z ploché oceli průřezu 2/30 až 4/60 mm s mírně ohnutými konci – viz Obrázek 24. Při větších rozpětích zesiloval Hennebique desky žebry, vyztuženými dvěma až čtyřmi dvojicemi želez nad sebou, z nichž horní železa byla na koncích ohnuta k hornímu povrchu. Železa ve dvojici byla opět vzájemně spojována třmínky z ploché oceli – Obrázek 25. Typické uspořádání výztuže v trámu a ve sloupech podle Hennebiquea je na Obrázku 26.



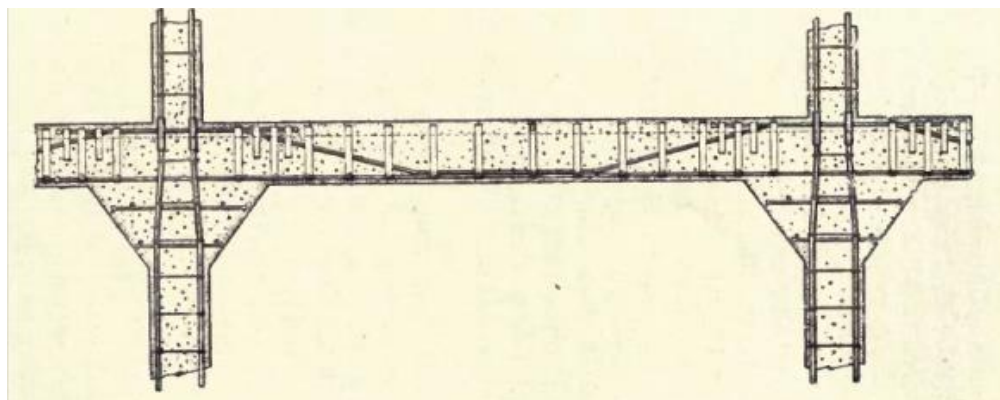
Obrázek 23



Obrázek 24



Obrázek 25

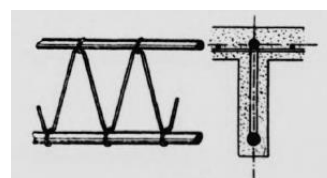


Obrázek 26

M. Koenen používal železobetonové stropy do travéz, přičemž stropní desky vyztužoval tyčemi kruhového průřezu ohnutými do tvaru řetězovky – Obrázek 27.



Obrázek 27



Obrázek 28

F. Coignet navrhoval výztuž železobetonových žebér ve tvaru symetrické příhradoviny ze dvou pásů z oceli s kruhovým průřezem vzájemně spojených diagonálami z přivázaného tenčího drátu – Obrázek 28.

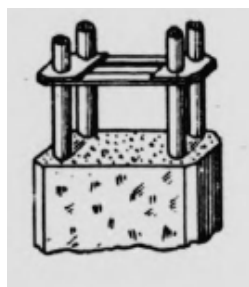
Železobetonové konstrukce na přelomu 19. a 20. se zhotovovaly tak, že se na bednění nejprve nanasla tenká vrstva betonu, na kterou se uložila výztuž a následně se beton postupně ukládal po vrstvách, které se zhutňovaly dusáním.

Také pro **vyztužování sloupů** v prvních letech používání železobetonu vznikly různé systémy.

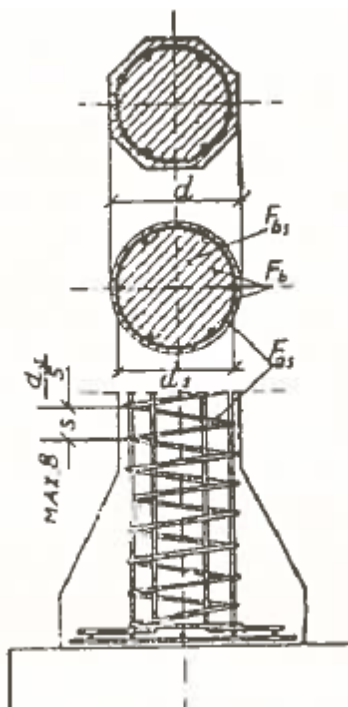
F. Hennebique vyztužoval sloupy podélnými vložkami, které po vzdálenostech 500 mm vzájemně spojoval pásy z plochého železa – Obrázek 29.

A. Considère používal pro vyztužení (především kruhových, nebo osmiúhelníkových) sloupů rovněž podélné vložky s kruhovým průřezem, místo jednotlivých třmínek však používal navinutou šroubovici s hustými závitů - vyvinul tak sloup z ovinutého betonu – Obrázek 30.

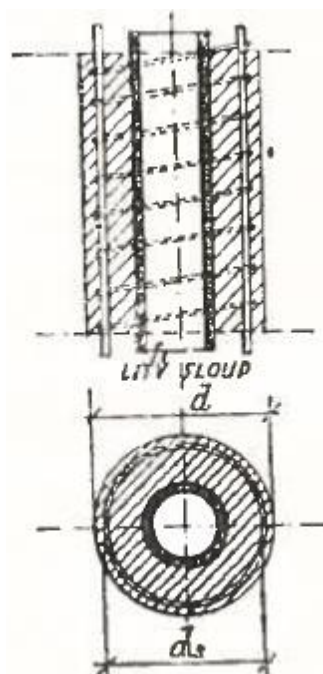
F. Emperger doplnil Considèreův sloup ještě tuhou trubní výztuží z litinového sloupu – Obrázek 31.



Obrázek 29



Obrázek 30



Obrázek 31

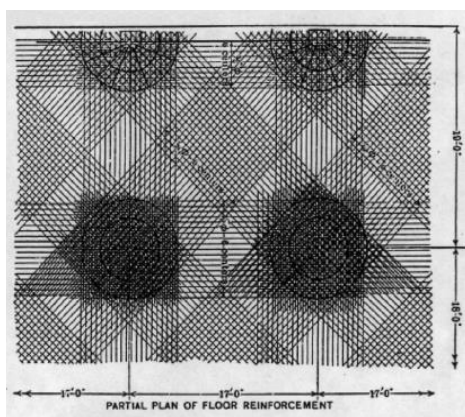
Unikátní systém vyztužování železobetonu vyvinul rakouský inženýr **Josef Melan** *. Systém byl původně určený pro vyztužování železobetonových stropů, ale v praxi se stal známým hlavně u konstrukcí železobetonových mostů systému „Melan“. J. Melan používal místo prutové výztuže u vodorovných i svislých nosných konstrukcí tuhou výztuž (hlavně ocelové příhradové nosníky).

* **Prof. Josef Melan** (1853-1941) byl významným světovým odborníkem, který se zabýval hlavně projektováním mostů, které realizoval po celém světě. Působil jako profesor na vysokých školách ve Vídni, v Brně i v Praze. Mezi jeho žáky patřil například F. Emperger. Byl nositelem „Patentu Melan“ na vyztužování betonu tuhou výztuží z příhradových ocelových nosníků, které současně sloužily jako dočasné podpory pro zavěšování bednění.

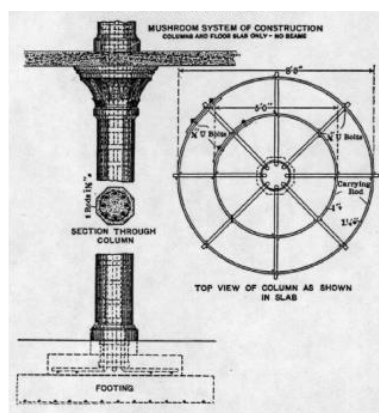
2.1.5 BEZPRŮVLAKOVÉ STROPY

Již začátkem 20. století započaly v Evropě i v USA první experimenty s plochými stropními deskami přímo podepřenými sloupy. To umožnilo především podstatné zjednodušení bednění. První stropy tohoto typu měly hlavy sloupů na styku se stropní deskou rozšířené do malé hlavičky.

V USA s těmito pokusy začal Claude A. P. Turner v roce 1904. Používal litinové sloupy s hlavicemi a ploché desky s výztuží ve čtyřech směrech. Na Obrázku 32 je výkres tvaru a výztuže stropu, na Obrázku 33 je výkres sloupu včetně jeho patky a hlavičky z roku 1905. Konstrukce navrhoval podle empirických vztahů odvozených ze zkoušek. První konstrukci realizoval v roce 1906.



Obrázek 32



Obrázek 33

Dnes se jako vynálezce bezprůvlakových stropů obvykle uvádí švýcarský inženýr Robert Maillart známý především svými mostními stavbami. Nezávisle na Turnerovi vyvinul bezprůvlakové stropy ve Švýcarsku. První pokusnou budovu s bezprůvlakovými deskami postavil roku 1908, patent na hřibové stropy získal v roce 1909 a v roce 1910 realizoval s využitím těchto stropů skladiště v Curychu, další roku 1912 v Sankt Petersburgu. Budova v Curychu na adrese Giesshubelstrasse 62D byla přestavěna pro jiné účely a slouží dodnes – Obrázek 34. I on navrhoval tyto konstrukce na základě empirických vztahů odvozených ze zkoušek. Teorie výpočtu na protlačení sloupu deskou byla zformulována později.



Obrázek 34

2.1.6 VELKOROZPONOVÉ KONSTRUKCE

Po roce 1910 začaly ve velkém rozsahu vznikat vyspělé železobetonové konstrukce. Mezi první významné halové stavby patří například hala století ve Wroclawi – průměr kopule 60 m, výška 42 m od architekta Maxe Berga a inženýra Güntera Trauera z roku 1913 – Obrázek 35.



Obrázek 35

2.1.7 PRVNÍ VÝŠKOVÉ STAVBY

Již počátkem 20. století začaly v Americe vznikat i první výškové stavby. Pozoruhodným příkladem je stavba Ingalls Building (investor Melville E. Ingalls) v Cincinnati, Ohio z roku 1903 – Obrázek 36. Má 16 podlaží a výšku 64,62 m. Navrhl ji významný inženýr Ernest Leslie Ransome a architektonická kancelář Elzner & Anderson. Tloušťka obvodových nosných stěn je 200 mm, jako výztuž byly použity zastudena zkroucené dráty čtvercového průřezu pro lepší soudržnost s betonem (patent Ransome 1884).



Obrázek 36



Obrázek 37

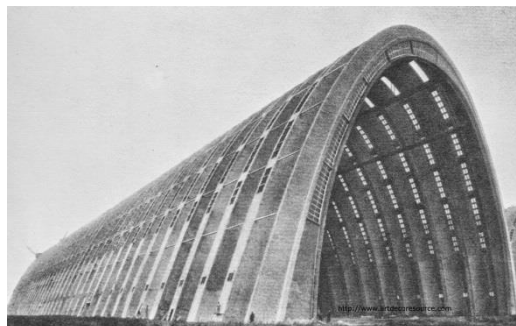
V roce 1913 byla výška stavby Ingalls Building překonána věží Oak Tower (115 m) ve městě Kansas City – Obrázek 37, která současně jako první železobetonová stavba dosáhla výšky větší, než 100 m.

2.1.7 PRVNÍ ŽELEZOBETONOVÉ SKOŘEPINY

Další vývoj železobetonu přinesl skořepinové konstrukce. V letech 1921 až 1923 byly na letišti Orly v Paříži postaveny dva hangáry z parabolických oblouků s rozpětím 60 m (vnitřní světlost asi 50 m), výšky 90 m a délky asi 300 m podle návrhu Eugene Freyssineta. Hangáry byly sestaveny z lomenicových modulů šířky 7,5 m, jejichž výška v patě byla 5,4 m a ve vrcholu 3,5 m, tloušťka skořepiny byla 90 mm – Obrázek 38 a Obrázek 39. Hangáry byly zničeny při bombardování v roce 1944.



Obrázek 38

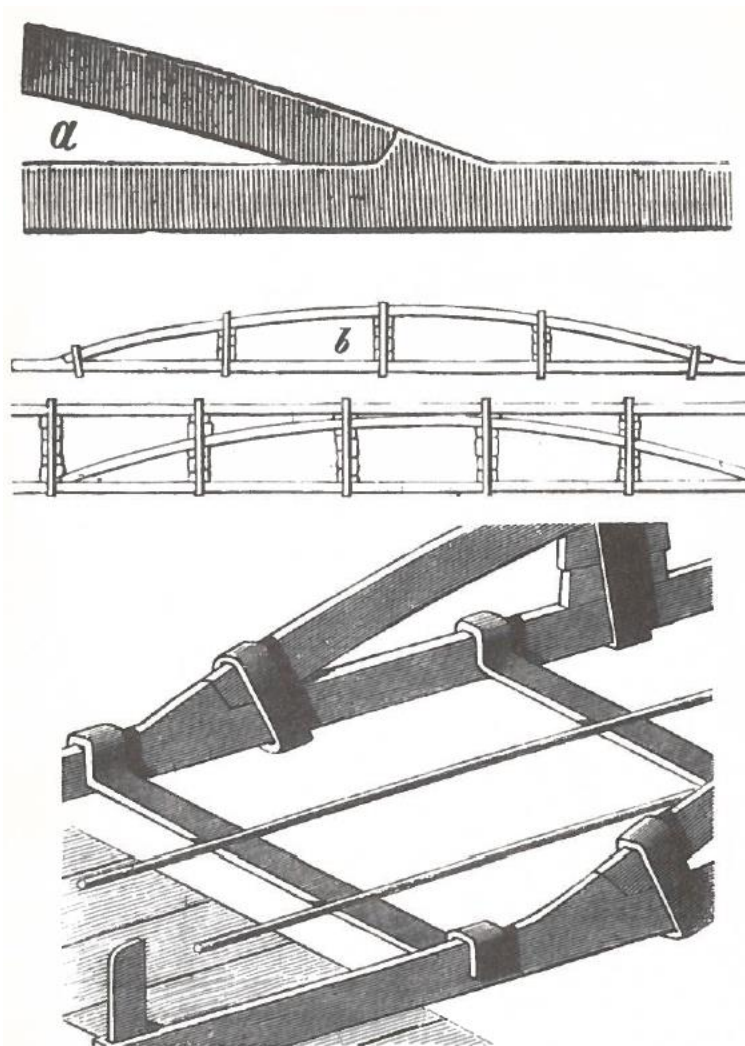


Obrázek 39

2.2 POČÁTKY ŽELEZOBETONU V ČESKÝCH ZEMÍCH

2.2.1 ŽELEZOBETONOVÉ STROPY JOSEFA NIKLASE

Nejstarší železobetonové stropy, které se podařilo v literatuře dohledat – viz [45], byly realizovány kolem roku 1870 při rekonstrukci zámku Skřivany u Nového Bydžova podle návrhu J. Niklase. Josef Niklas (1817 – 1877) byl český architekt, stavitel a později i profesor na České technice v Praze. Půdorysně největší betonová deska má rozpětí asi 6,30 x 6,70 m a je vyztužena poměrně komplikovanou „mřížovinou z kovaného železa“ – viz Obrázek 40, převzatý z knihy [45].



Obrázek 40

2.2.2 STAVBY ZE ŠKVÁROBETONU OTTO EHLENA

Jak bylo již popsáno v kapitole 2.1.2, začaly už brzy po vynálezu portlandského cementu v roce 1824 vznikat v různých zemích Evropy různé drobné stavby zřizované dusáním prostého betonu do bedněří. Těmito stavbami se inspiroval i architekt a stavitel Otto Ehlen*, který řadu z nich za studijními účely navštívil. Otto Ehlen realizoval po vzoru některých zahraničních staveb několik staveb z prostého betonu. Z cenových důvodů používal škvárobeton, kde část kameniva nahrazoval škvárou nebo vysokopecní struskou. Touto technologií postavil nejprve roku 1875 svoji vlastní vilu v Oveňecké ulici (tzv. Modrá vila) v Praze a následně roku 1876 také poměrně rozsáhlý dělnický dům v Poděbradech. Svislé nosné konstrukce řešil jako zdi ze škvárobetonu, dusaného do bedněří, stropy řešil jako klenby z prostého betonu. Válcová klenba střechy dělnického domu se po čtyřech letech částečně zřítla a musela být nahrazena novou konstrukcí – viz [45].

* **Otto Ehlen** (1831 - 1898) se narodil v Berlíně, v roce 1861 se usadil v Praze. Byl architektem a významným pražským stavebním podnikatelem, který se podílel na realizaci řady velkých staveb v Praze i v celém Rakousku – Uhersku. Se stavbou menších staveb – především dělnických domků se seznámil v zahraničí a přenesl tuto technologii do Čech. Konstrukce neověřoval žádnými statickými výpočty, řídil se empirickými pravidly pro stavbu zděných budov. Žádná z jeho škvárobetonových staveb se do současnosti nedochovala.

2.2.2 PRŮMYSLOVÉ STAVBY V SEVERNÍCH ČECHÁCH

Jedny z prvních opravdu železobetonových staveb v Čechách byly textilní továrny, jejichž němečtí majitelé přinášeli do pohraničí moderní zahraniční technologie. Zprvu se, stejně jako v zahraničí, jednalo především o betonové klenby do traverz, které znamenaly další vývojový stupeň předchozích konstrukcí s litinovými sloupy a dřevěnými trámovými stropy. První takovou, v literatuře dohledatelnou stavbou, je bývalá Preibischova tkalcovna v Dolní Smržovce z roku 1895 – Obrázek 41. Další významnou stavbou, u které byly použity betonové klenby do traverz, je budova překladiště v Krásném Březně z roku 1900 – Obrázek 42



Obrázek 41

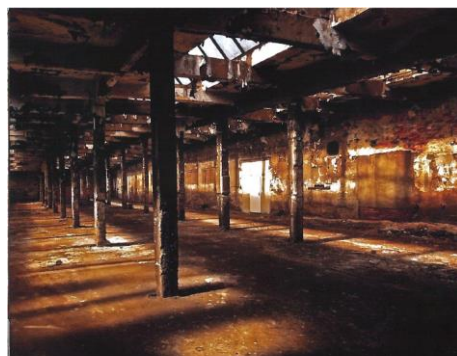


Obrázek 42

Typický pohled do výrobní haly, postavené v kombinaci ocelových, nýtovaných sloupů, ocelových průvlaků a betonových stropních desek je na následujícím Obrázku 43, převzatém z příručky [89]. Jde o halu přádelny bavlněné příze Honoré De Lisera v Kvíčku u Slaného, 1903.



Obrázek 43



Obrázek 44

Dalšími typickými stavbami pro období počátků železobetonu byly přízemní železobetonové haly továren se šedovými střechami. Ty začala v Českých zemích stavět liberecká pobočka vídeňské firmy Ed. Ast & Co. už od roku 1898. Příkladem takové tovární haly byla (již zbořená) Reichenberger Automobil Fabrik – R.A.F. (Architekt Max Kühn a Heinrich Fanta, realizace Ed. Ast & Co., 1907) na Obrázku 44. Krátce po vzniku prvních patrových železobetonových skeletů typu Hennebique ve Francii a v Německu na přelomu 19. a 20. století dorazila tato technologie po roce 1905 i do našich zemí. V roce 1906 začaly v Rakousku-Uhersku přípravy na vydání prvních předpisů pro navrhování betonových staveb, které vyvrcholily v listopadu 1907 vydáním *Předpisu o stavbě nosných konstrukcí z betonu prostého nebo vyztuženého při stavbách pozemních*. V návaznosti na to bylo již v roce 1907 v Českých zemích rozestavěno deset patrových skeletů, určených pro průmysl. Přádělna bavlny Johanna Liebiga ve Velkých Hamrech je jednou z nejstarších železobetonových skeletových staveb v Rakousku-Uhersku vůbec. Byla uvedena do provozu v roce 1907 – Obrázek 45.



Obrázek 45

První železobetonovou stavbou s trémovými stropy v Liberci, kterou se mi podařilo dohledat v archivech a v literatuře, je objekt bývalé Textilany v Jablonecké ulici a v ulici Na Bídě (dnes jediná stojící budova, památkově chráněná, známá jako tzv. Blaupunkt) z roku 1908 – Obrázek 46. Budovu navrhl architekt Heinrich Fanta, realizace firma Ed. Ast & Co., 1908.



Obrázek 46

Na ní navázala bývalá tkalcovna v Nitranské ulici (dnešní areál Babylon), jehož nejstarší železobetonová budova pochází z roku 1910.

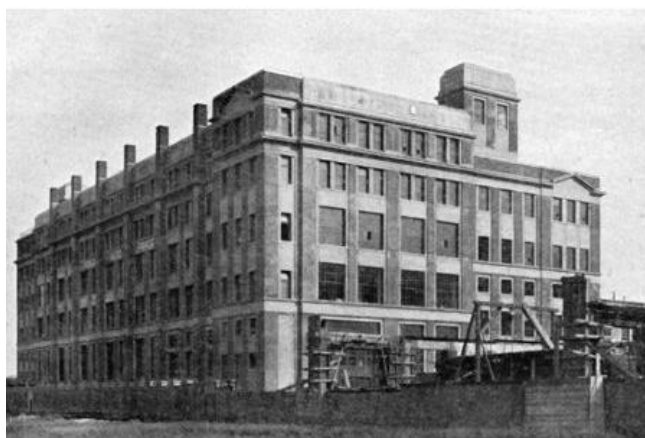
2.2.3 PRVNÍ ŽELEZOBETONOVÉ STAVBY V PRAZE

Mezi první významné železobetonové budovy v Praze patřila Vydrova továrna na požívatinu, postavená v letech 1910-1912 (dnes Ústav struktury a mechaniky hornin AV ČR) v Praze – Libni – viz Obrázek 47.



Obrázek 47

Z dalších pozoruhodných budov z počátků betonového stavitelství to je například palác Lucerna v Praze (Stanislav Bechyně 1919), nebo automobilka v Praze - Libni (Stanislav Bechyně 1916, demolice 2002) – Obrázek 48 a Obrázek 49.

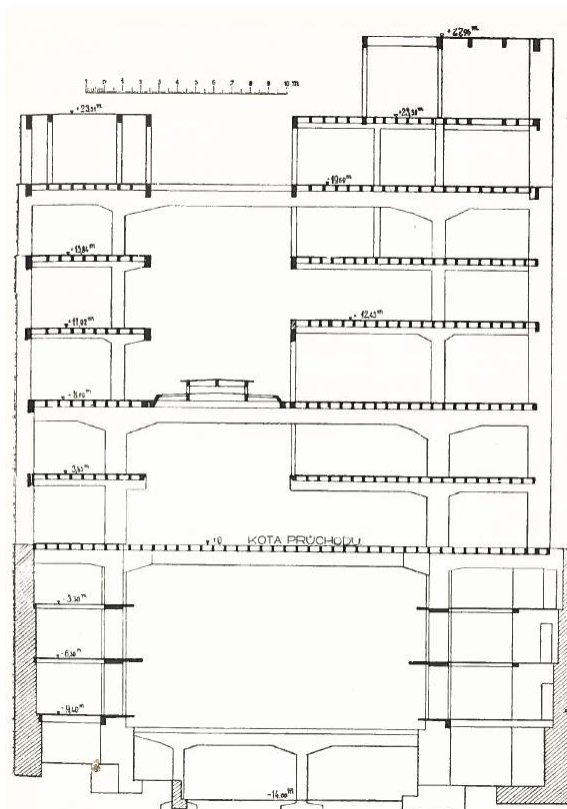


Obrázek 48

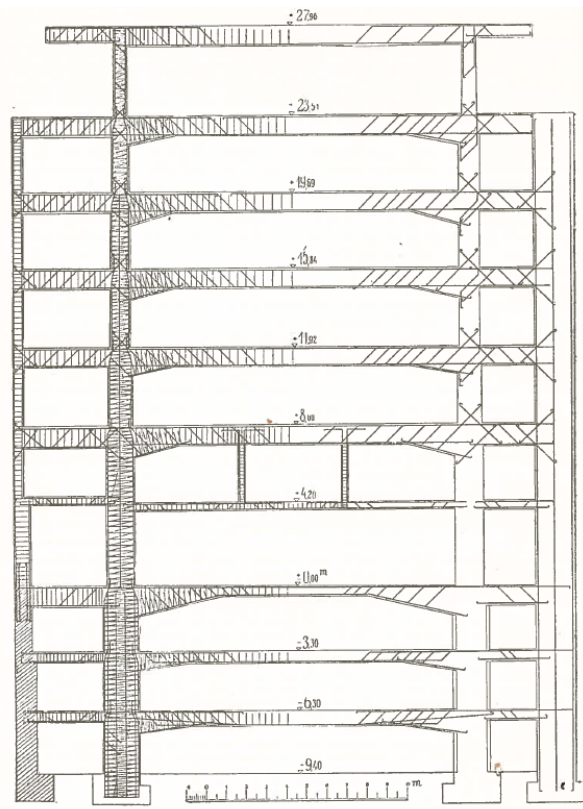


Obrázek 49

Příklady příčných železobetonových rámu paláce Lucerna z roku 1919 jsou na následujícím Obrázku 50 a Obrázku 51.



Obrázek 50



Obrázek 51

2.3 POČÁTKY TEORIE NAVRHOVÁNÍ A PRVNÍ PŘEDPISY

První, „klasickou“ teorii výpočtu železobetonových průřezů, založenou na teorii pružnosti a pevnosti, formulovali Mathias Koenen (1849-1924) a Edmond Coignet (1865-1915) postupně v letech 1886 až 1889.

Návrhy prvních železobetonových staveb vycházely z teorie pružnosti, využívaly i jednoduché empirické vztahy a částečně pracovaly i s metodou pokus - omyl. Jak uvádí Prof. Ing. J. Rieger v knize [8] „...způsob Koenenův a Hennebiqueův přičily se přímo zásadám nauky o pružnosti a pevnosti...“

V roce 1901 došlo k havárii pětipodlažní budovy Hotel zum Bären v Basileji, při které zahynulo několik lidí. Vyšetřovací komise konstatovala chyby v projektu, ve statickém výpočtu i při provádění stavby. To byl jeden z impulsů, které vedly k vydání první provizorní normy pro navrhování a provádění železobetonových konstrukcí *Provisorische Normen für Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armierten Beton*, kterou vydal Schweizerischer Ingenieur - und Architekten - Verein v roce 1903. Návrh tohoto švýcarského předpisu byl zveřejněn i v českém jazyce v Technickém obzoru v roce 1903 – viz [2]. Předpis v rozsahu jedné strany A4 měl 14

článků a pokrýval celý proces výstavby od návrhu konstrukce (způsob výpočtu zatížení, výpočet vzpěrného tlaku) přes požadované vlastnosti betonu až po způsob zhotovení konstrukce (bednění, hutnění betonu) a postup jejího zatěžování po dokončení.

Významným předpisem, týkajícím se navrhování železobetonových konstrukcí, byl francouzský *Úřední předpis o zřizování staveb ze železového betonu* z roku 1906. Také tento předpis byl zveřejněn v českém jazyce (J. Rieger, *Technický obzor* 1907 – viz [4]).

Podobné předpisy vznikaly v té době i v Německu, Prusku a v dalších zemích.

V návaznosti na tento vývoj byla i Rakousku-Uhersku v roce 1906 ustanovena komise expertů, která se skládala ze zástupců ministerstev, vysokých škol a podnikatelů-inženýrů pracujících o oboru betonových staveb. Úkolem této komise byla příprava předpisů pro navrhování a provádění betonových staveb. Analýzu různých zahraničních předpisů- především francouzských, ale i německých a dalších, uveřejnil Inženýr Josef Rieger, tehdejší asistent České techniky v Brně v *Technickém obzoru* v roce 1907 [4].

Prvním významným samostatným článkem o železobetonu, který vyšel v českém jazyce, byl článek *Beton a železo ve stavitelství od Monier-a k Hennebique-ovi* od Inženýra Otakara Otta, zemského stavebního rady v Praze, který vyšel na pokračování ve 2., 4. a 10. čísle *Technického obzoru* v roce 1903 – viz [1].

Prvním uceleným českým tiskem, který se zabýval betonovými stavbami, byla přednáška Karla Herzána – „*Beton a železo v moderních stavbách*“, která vyšla v Praze roku 1904. Na ní pak navázala v roce 1909 rovněž v Praze vydaná první česká kniha týkající se železobetonu, od autorů F. Klokner a J. Fidler – *Vyztužený beton. Jeho upotřebení a výpočty hlavně k účelům pozemního stavitelství*.

Prvním předpisem na našem území byl *Předpis o stavbě nosných konstrukcí z betonu prostého nebo vyztuženého při stavbách pozemních*, vydaný c.k. ministerstvem vnitřní věci dne 15.11.1907 – viz [5].

Z něho po malých úpravách vycházel rakouský *Předpis ze dne 15. června 1911 o zřizování nosných konstrukcí ze železového nebo prostého při stavbách pozemních*, viz [20] a [21], který byl v roce 1918 opatřen *Dodatkem ze dne 15. září 1918* v českém jazyce (viz [22] str. 331-334).

Do výuky na vysokých školách se železobetonové konstrukce dostaly poprvé v roce 1897 v Paříži, v našich zemích pak v roce 1910, kdy byla na univerzitě ve Vídni

zahájena první nepovinná přednáška „Úvod do železobetonového stavitelství“, která se v letech 1916/1917 stala povinnou.

První českou normou pro navrhování železobetonových konstrukcí byla česko-moravská norma ČSN 1090-1931 Navrhování betonových staveb z roku 1931 [58].

2.4 PRVNÍ HAVÁRIE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Začátkem 20. století došlo k velmi rychlému rozvoji železobetonových konstrukcí. V prvních letech nebyly k dispozici žádné úřední předpisy, za návrh konstrukce zodpovídal stavitel domu, který měl v otázce návrhových postupů v podstatě volnou ruku. To přirozeně vedlo i k neúspěchům, byť jich patrně nebylo příliš mnoho.

Jednou z prvních havárií železobetonové konstrukce bylo zřícení velkoryse řešené pěší lávky přemostění ulice Avenue Suffren při příležitosti Světové výstavy v Paříži v roce 1900. Konstrukce byla narychlo dokončována po zahájení výstavy. Lávka měla řadu polí se železobetonovými průvlaky o rozpětí 9 m, podepřenými železobetonovými sloupy o průřezu 300 x 300 mm. Mostovka byla celkově 114 m dlouhá a 5 m široká a byla vedena ve výšce zhruba 5 m nad ulicí Avenue Suffren. Křížem armované desky mostovky tloušťky 150 mm byly podepřeny lehkými příčnými ocelovými nosníky, spočívajícími na hlavních podélných železobetonových průvlacích. Boční zábradlí lávky tvořila podélně napnutá lana, která byla projektována jako přímá, ale dodatečně byla vyosena dvěma deviátory, aby nebylo nutno kácet překážející stromy. Příčné síly v lanech po jejich napnutí vysunuly podélné průvlaky z jejich uložení na sloupech a průvlaky i s mostovkou se v neděli dne 29.4.1900 zřítily. Při pádu mostovky, který na místě sledovaly davы nedělních návštěvníků výstavy, zahynulo celkem 9 lidí a mnoho dalších bylo zraněno.

Neznámější havárií, která významně ovlivnila vznik předpisů pro projektování a stavbu železobetonových budov, byla havárie rozestavěného pětipodlažní budovy Hotel zum Bären v Basileji dne 21.8.1901. Budova navržená podle Hennebiqueova patentu (podle některých pramenů navržená přímo společností Hennebique & Le Brun) se zřítily v průběhu stavby, zahynulo několik stavebních dělníků. Při následném vyšetřování, na kterém se významně podílel i berounský rodák Fritz Emperger*, se ukázalo, že chyby byly v přípravě, v projektu i při provádění stavby. Sloupy budovy byly navrženy pouze na centrické tlakové zatížení a ohybové momenty ve sloupech byly zohledněny pouze nedostatečně vysokým součinitelem

excentricity zatížení. Navíc betonářská výztuž sloupů nebyla průběžná, ale probíhala bez vzájemného propojení pouze po délce jednotlivých sloupů. Přířinou havárie však byly zděné pilíře suterénu, které nebyly včas vyzděny a byly nahrazeny provizorní výdřevou. Ta byla následně na části budovy odstraněna, aby bylo možno dozdít pilíře a některé ze sloupů v přízemí tak zůstaly nepodepřeny. Mimo to komise vyjmenovala ještě celou řadu dalších pochybení (použití znečištěného kameniva do betonu, špatné ukládání a zhutnění betonu, poddimenzované průřezy sloupů v přízemí, neexistující kontrolu na stavbě a přílišný spěch).

Nejvýznamnější českou havárií železobetonové konstrukce v období počátků železobetonu v Českých zemích byla havárie obchodního domu Jakesch na rohu ulic Biskupské a Na Poříčí v Praze dne 9.10.1928. Budova byla navržena s nosnou železobetonovou rámovou konstrukcí s cihelnými vyzdívkami. Měla dva suterény a pět nadzemních podlaží. Zřítla se téměř dokončená stavba, zahynulo 46 stavebních dělníků. Oficiální přířinou havárie bylo přetížení rohových sloupů pod arkýřem (v důsledku nedoceněného prostorového ohybu). Neoficiálně se uvádí i řada dalších pochybení – použití nekvalitního cementu a dalšího materiálu, příliš rychlé odbednění konstrukce, nepřiměřený spěch na stavbě. Šlo patrně o největší stavební havárii v novodobých dějinách českého stavebnictví.

* **Fritz Ignaz von Emperger** (1842-1942) byl jednou z výrazných osobností betonového stavitelství na přelomu 19. a 20. století. Narodil se v Berouně, studoval na Technické univerzitě v Praze, kde byl žákem Josepha Melana, a na Technické univerzitě ve Vídni. Specializoval se především na mosty. Rozvinul technologii vyztužování betonu tuhými profily patentovanou profesorem Melanem. Po ukončení studií odešel do USA, kde navrhl řadu významných mostů. Podílel se i na projektu metra v New Yorku a v Bostonu. Byl autorem systému Emperger, který kombinoval obetonované litinové tlačené prvky s podélnou a příčnou ovinutou výztuží. Viz kapitolu 2.1.4. Ten se uplatňoval především u sloupů budov, ale například i u mostů. Po návratu do Vídně v roce 1897 přednášel na Technické univerzitě ve Vídni. Navrhl řadu staveb i v Čechách – například dnes památkově chráněný most přes říčku Čistou v Hostinném (1926). V roce 1901 založil časopis Beton und Eisen, vydával Beton Kalendar. Napsal rozsáhlý dvanáctidílný spis Handbuch für Eisenbetonbau, který patřil k základní světové literatuře o železobetonu na přelomu 19. a 20. století. Emperger se považoval za Němce, své práce publikoval v němčině, v roce 1940 požádal o přijetí do NSDAP. Proto o něm v česky psané odborné literatuře po druhé světové válce nejsou téměř žádné informace.

3 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍCH KONSTUKCÍ

3.1 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍ KONSTRUKCE OBECNĚ

Spolehlivost konstrukce je definována v ČSN EN 1990 Zásady navrhování jako schopnost konstrukce nebo nosného prvku plnit stanovené požadavky během návrhové životnosti. Prakticky to znamená, že konstrukce bez poruch vyhovuje po celou dobu své předpokládané životnosti požadavkům, pro které byla navržena.

Spolehlivost se skládá z několika složek, mezi které lze zařadit únosnost, stabilitu, použitelnost, trvanlivost a dostatečnou robustnost.

Spolehlivost se vyjadřuje pomocí pravděpodobnostních ukazatelů, kterými jsou pravděpodobnost poruchy P_f a index spolehlivosti β .

Pravděpodobnost poruchy P_f je v obecném případě dána výrazem

$$P_f = \int_{g(\mathbf{X}) \leq 0} \varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{X}) \quad (1)$$

kde $\varphi_{\mathbf{X}}(\mathbf{X})$ je n-rozměrná hustota rozdělení pravděpodobnosti vektoru \mathbf{X}
 $\mathbf{X}[X_1, X_2, \dots, X_n]$, kde složky vektoru X_1, X_2, \dots, X_n popisují základní veličiny
stavební konstrukce

$g(\mathbf{X})$ je funkce mezního stavu

Pro funkci mezního stavu platí:

$$g(\mathbf{X}) = G = R - E \quad (2)$$

kde G je rezerva spolehlivosti

R je symbol pro odolnost konstrukce a

E je symbol pro účinek zatížení

Integračním oborem ve vztahu (1) je tedy oblast, kde je funkce mezního stavu záporná. Integrál ve vztahu (1) je obecně možno řešit pouze přibližně numerickými metodami. Jednou z takových metod je simulační metoda Monte Carlo.

Index spolehlivosti β je obecně dána vztahem

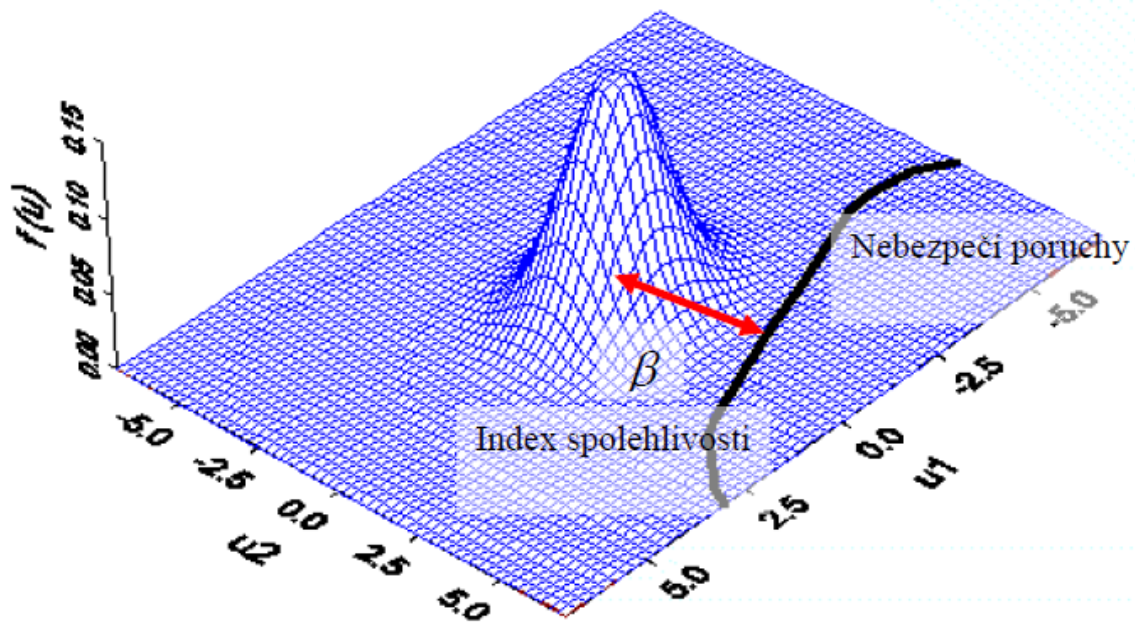
$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

kde Φ^{-1} je inverzní normovaná distribuční funkce normálního rozdělení

Pro opačný vztah pak platí

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4)$$

Graficky lze index spolehlivosti vyjádřit jako nejmenší vzdálenost průměru rezervy spolehlivosti od meze porušení, jak ukazuje Obrázek 52, převzatý ze skript [85].



Obrázek 52

Ve speciálním případě, kdy jsou odolnost konstrukce i účinek zatížení závislé pouze na jedné náhodné veličině a obě tyto náhodně proměnné veličiny mají normální rozdělení, se výrazy zjednoduší. To lze ilustrovat následujícím příkladem, převzatým ze skript [85].

Koule z nějakého materiálu, je zavěšena na ocelovém táhle. Síla v táhle (účinek zatížení) je pak dána tíhou koule jako:

$$E = \rho \frac{4}{3} \pi R^3 g$$

kde ρ je objemová hmotnost materiálu koule

R je poloměr koule

g je gravitační zrychlení

Odolnost táhla je dána vztahem:

$$R = \pi r^2 f_{yd}$$

kde r je poloměr průřezu táhla

f_{yd} je pevnost (mez kluzu) materiálu táhla

Pokud bude soustava „přesně“ vyrobena, lze rozměry R a r považovat za deterministické a účinek zatížení pak závisí pouze na náhodně proměnné veličině ρ , zatímco odolnost táhla závisí pouze na náhodně proměnné veličině f_{yd} . Pokud budou obě náhodné veličiny E i R mít normální rozdělení, bude i rezerva spolehlivosti $G = R - E$ mít normální rozdělení.

Pak lze průměr rezervy spolehlivosti stanovit jako rozdíl

$$\mu_G = \mu_R - \mu_E \quad (5)$$

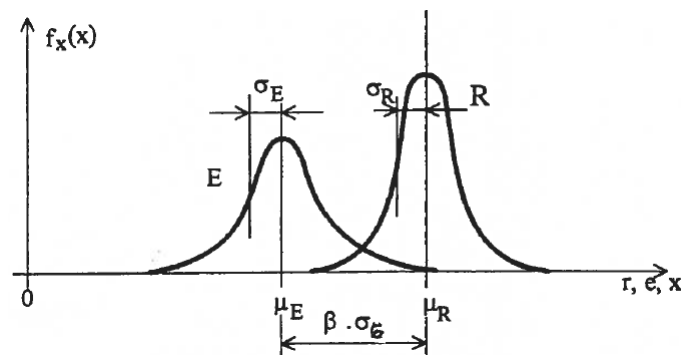
směrodatná odchylka je dána vztahem

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2} \quad (6)$$

a index spolehlivosti „konstrukce“ je dán vztahem

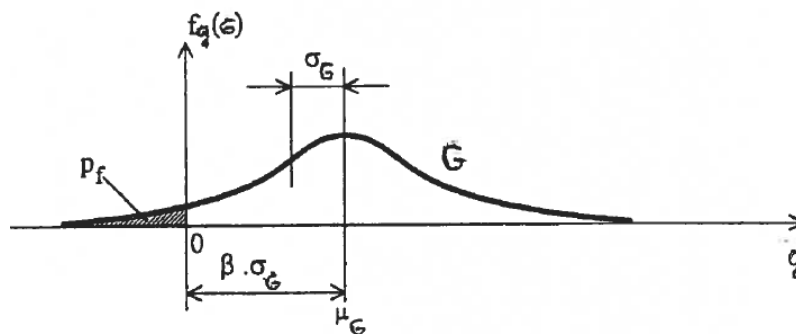
$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (7)$$

Pak lze index spolehlivosti zobrazit jako vzdálenost průměru veličin R a E v měřítku směrodatné odchylky rezervy spolehlivosti μ_G - viz obrázek 53.



Obrázek 53

Popřípadě jako vzdálenost rezervy spolehlivosti G od počátku v měřítku směrodatné odchylky rezervy spolehlivosti μ_G - viz Obrázek 54.



Obrázek 54

Obrázky 53 a 54 byly po malé formální úpravě převzaty ze skript [92].

Číselný vztah mezi pravděpodobností poruchy P_f a indexem spolehlivosti β udává následující tabulka, převzatá z normy ČSN EN 1990 [71].

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Tabulka 1

Daná spolehlivost konstrukce je vždy vázána na jistou referenční dobu. Za referenční dobu v případě návrhu nové stavby obvykle bereme návrhovou životnost konstrukce. Návrhová životnost konstrukcí je doporučena v normě ČSN EN 1990 [71], následující tabulky je převzata z této normy.

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	dočasné konstrukce ⁽¹⁾
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	15 až 30	zemědělské a obdobné stavby
4	50	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

⁽¹⁾ Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

Tabulka 2

Pro běžné budovy se uvažuje návrhová životnost 50 let. Požadovaná spolehlivost konstrukce dále závisí na třídě spolehlivosti konstrukce RC1 až RC3, která souvisí s třídou následků CC1 až CC3. Tabulky tříd následků poruchy je převzata rovněž z normy [71].

Třídy následků	Popis	Příklady pozemních nebo inženýrských staveb
CC3	velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo velmi významné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	stadióny, budovy určené pro veřejnost, kde jsou následky poruchy vysoké (např. koncertní sály)
CC2	střední následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	obytné a administrativní budovy a budovy určené pro veřejnost, kde jsou následky poruchy středně závažné (např. kancelářské budovy).
CC1	malé následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo malé/zanedbatelné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	zemědělské budovy, kam lidé běžně nevstupují (např. budovy pro skladovací účely, skleníky)

Tabulka 3

Doporučené hodnoty indexu spolehlivosti pro návrh podle I. mezního stavu (únosnost), převzaté z Přílohy B normy [71] jsou v závislosti na třídě spolehlivosti konstrukce a referenční době v následující tabulce:

Třída spolehlivosti	Minimální hodnoty β	
	referenční doba 1 rok	referenční doba 50 let
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Tabulka 4

Pro návrh běžné stavby se při uvažované návrhové životnosti 50 let nejčastěji požaduje index spolehlivosti $\beta = 3,80$, čemuž odpovídá pravděpodobnost poruchy $P_f = 7,52 \cdot 10^{-5}$.

3.2 SPOLEHLIVOST EXISTUJÍCÍCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Platné normy pro hodnocení existujících konstrukcí požadují posuzovat stávající konstrukce podle současně platných norem. Dříve platné normy a předpisy slouží pouze jako informativní podklad. Tato zásada byla poprvé zakotvena v prvním článku (článek 2.1 a článek 5.1) normy ČSN 73 0038 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách z roku 1986 (účinnost od 1.8.1987). Do té doby se často existující konstrukce posuzovaly podle starších předpisů, podle kterých byly v minulosti navrženy. Je však zřejmé, že řada starších konstrukcí nemůže splňovat požadavky dnes platných, moderních norem pro zatížení a navrhování konstrukcí, které někdy požadují vyšší úroveň spolehlivosti konstrukcí, než historické předpisy. Proto se na různých úrovních a fórech opakovaně setkáváme s odbornou diskuzí na toto téma.

ČSN 73 0038 – 1986 a následně i dnešní předpisy, tedy ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 – 2014 i návrh normy ČSN 73 0038 - 2019 se snaží tento problém částečně řešit ustanovením o posuzování existujících konstrukcí na základě jejich dřívější uspokojivé způsobilosti (viz především kapitulu 8 v ČSN ISO 13822). Tuto kapitolu však lze použít pouze v případech, kde do konstrukce nezasahujeme a neměníme její zatížení, což ve velké většině případů není při rekonstrukci budovy splněno.

V takovém případě je nutno přistoupit k hodnocení existující nosné konstrukce dle současně platných norem. Aby to bylo možné rozumným způsobem provést, je třeba znát souvislosti, týkající se navrhování a provádění historických železobetonových staveb v minulosti. Rozhodujícími prvky pro bezpečnost stavby jsou především sloupy. U prvních železobetonových skeletů se používaly zejména tři typy sloupů – sloupy typu Hennebique, typu Considère z ovinutého betonu a typu Emperger s tuhou výztuží z litinového sloupu v kombinaci s podélnou výztuží a ovinutým betonem – viz kapitolu 2.1.4 a Obrázky 29 až 31. Podrobnosti o některých z těchto typů sloupů nejsou dnes běžně známy, nejsou obsaženy ve výuce vysokých škol a nejsou ani v běžně používané soudobé literatuře. Proto v kombinaci s konzervativně stanovenou pevností betonu dochází v praxi velmi často ke konzervativnímu hodnocení celých historických konstrukcí, které vede na neadekvátní stavební úpravy

a zesilování existujících konstrukcí. Tento postup je v rozporu s některými požadavky na zacházení s nemovitými památkami, lze je však vztáhnout i na ostatní historické, často i jinak technicky cenné konstrukce. Mezi tyto požadavky patří například požadavek minimálních opatření, či požadavek zachování autentičnosti konstrukce a celé stavby – viz například Přílohu I (Konstrukce objektů kulturních památek) v ČSN ISO 13822.

4 VÝVOJ POSTUPŮ NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH STAVEB

4.1 VÝVOJ TEORIE NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

Cílem tohoto odstavce je velmi stručně shrnout vývoj teorie navrhování konstrukcí, především v první třetině 20. století, tedy v době vzniku nejstarších železobetonových konstrukcí u nás. To by mohlo pomoci získat představu, jakým způsobem byly tyto konstrukce pravděpodobně navrženy a co lze od takto navržené konstrukce očekávat.

Předchozí typy konstrukcí – dřevěné, litinové, železné, popřípadě později ocelové konstrukce fungovaly převážně jako prosté, nanejvýše spojitě nosníky. Nově se rozvíjející železobetonové monolitické konstrukce se vyznačovaly svou monoliticitou, vytvářením tuhých styčnic a rámců. To si vyžadovalo řešení staticky mnohonásobně neurčitých rámců, pro které však z počátku nebyly k dispozici vhodné nástroje.

Ze studia odborné literatury na přelomu 19. a 20. století je zřejmé, že v té době byla dobře propracována teorie spojitých nosníků, nebyly však běžně k dispozici metody řešení rámových konstrukcí, které vznikly později. Předpis z roku 1911 *O stavbě nosných konstrukcí z betonu železového a prostého při stavbách pozemních* [21] poskytoval návod, jak zjednodušeně uvažovat ohybové momenty na příčlích a sloupech sdružených a patrových železobetonových rámců. Teprve v roce 1917 vyšla kniha [9] *Výpočty rámových konstrukcí. Z praxe betonářské*, kterou napsal Dr. Ing. Stanislav Bechyně a která dávala širší technické veřejnosti k dispozici pokročilejší výpočtové metody pro řešení rámových konstrukcí - především metodu stálých bodů. Lze tedy očekávat, že stropní trámy prvních skeletových budov byly řešeny jako spojitě nosníky a ohybové momenty ve sloupech skeletu byly pouze odhadovány (a patrně často i podceňovány). To může souviset s prvními haváriemi železobetonových skeletů, u kterých selhaly sloupy skeletu – viz kapitolu 2.4.

První metodou, efektivně použitelnou metodou pro vyšetřování průběhů statických veličin na patrových rámech, byla metoda deformační. Její předchůdkyní byla metoda stálých bodů, která však byla v praxi použitelná více – méně pouze pro rámy s neposuvnými styčníky. Deformační metodu zformuloval roku 1926 dánský profesor Asger Skovgaard Ostenfeld v práci *Die Deformationsmethode*. Základní rovnice této metody byly uvedeny i ve druhém vydání knihy [10] *Výpočty rámových konstrukcí*, kterou vydal profesor Stanislav Bechyně v roce 1926. Následně byla metoda shrnuta v práci Ing. Dr. Františka Čížka [18] *Řešení patrových ráků metodou deformační* z roku 1935. Od té doby se metoda postupně rozšířila a začala se běžně používat.

4.2 PŘEDPISY PRO ZATÍŽENÍ STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

V rámci přípravy této práce byly shromážděny všechny dostupné historické předpisy pro zatížení a navrhování staveb, používané v Českých zemích.

- Nejstarší předpisy pro zatížení, které mají význam z hlediska betonových a železobetonových konstrukcí, jsou *normy Spolku Rakouských inženýrů a techniků ve Vídni z roku 1898*. Hodnoty zatížení jsou uvedeny například v *Technickém průvodci pro inženýra a stavitele, Svazek 3, Oddíl 16 – Statika stavebních konstrukcí, první vydání z roku 1901* viz [19]
- Aktualizace těchto předpisů vyšla ve *Zprávě Výboru pro stavebné látky ve Spolku Rakouských inženýrů a architektů ze dne 4.1.1902*. Hodnoty těchto zatížení jsou uvedeny například v *Technickém průvodci pro inženýry a stavitele, Svazek 2 – Předpisy, první vydání z roku 1917* [21]
- Podrobnější údaje o nahodilých zatíženích v budovách, rozšířené především o údaje o zatížení v různých továrních budovách, je v *Technickém průvodci pro inženýry a stavitele, Svazek 3 – Statika stavebních konstrukcí, druhé vydání z roku 1919*. [22] Stejně hodnoty jsou pak udávány i v dalších vydáních průvodce.
- První skutečná norma byla *Českomoravská norma ČSN 1050-1929 Zatížení konstrukcí a namáhání stavebních látek z roku 1929*. Tato norma byla dvakrát revidována, druhé revidované vyšlo v roce 1944 a třetí revidované vydání v roce 1950.
- ČSN 73 1311 *Váhy hmot a užitná zatížení*, 1953, změna 1955
- ČSN 73 1312 *Zatížení sněhem a větrem*, 1953, změna 1955
- ČSN 73 1310 *Zatížení stavebních konstrukcí*, 1958.

- ČSN 73 0035 *Zatížení konstrukcí pozemních staveb* z roku 1967, mimo jiné zavedla první sněhovou mapu ČR.
- ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí* vyšla ve vydání z roku 1976 (s platností od 1.2.1978) a naposledy v roce 1986 (s platností od 1.5.1988). Norma byla zrušena 1.4.2010 a nahrazena normou evropskou.

4.3 PŘEDPISY PRO NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH STAVEB

V průběhu času byly na našem území (v Rakousku – Uhersku a později v Československu) k dispozici následující předpisy.

- Návrh předpisův o výstuženém (armovaném) betonu – časopis *Schweiz Bauzeitung* č. 14 z roku 1903, v češtině publikováno v časopise *Technický obzor* ročník XI z roku 1903 [2].
- Francouzské předpisy pro vyztužený beton byly v českém jazyce publikovány v *Technickém obzoru* Prof. J. Riegrem dne 11.9.1907 [4].
- Nejstarším platným, rakouským předpisem v oblasti betonových staveb na našem území byl *Předpis o stavbě nosných konstrukcí z betonu prostého nebo vyztuženého při stavbách pozemních*, vydaný c.k. ministerstvem vnitra dne 15.11.1907 [5].
- Z něho s malými úpravami vycházel *Předpis ze dne 15.6.1911 O stavbě nosných konstrukcí z betonu železového a prostého při stavbách pozemních a také Předpis ze dne 15.6.1911 O stavbě nosných konstrukcí z betonu železového a prostého při mostech silnicových*. Oby tyto předpisy jsou uvedeny například v *Technickém průvodci pro inženýry a stavitele, Svazek 2 – Předpisy, první vydání z roku 1917* [21].
- K těmto předpisům vyšel dále *Dodatek ze dne 15. září 1918 ku Předpisu ze dne 15.6.1911 O stavbě nosných konstrukcí z betonu železového a prostého při stavbách pozemních* a také *Dodatek ze dne 15. září 1918 ku Předpisu ze dne 15.6.1911 O stavbě nosných konstrukcí z betonu železového a prostého při mostech silnicových*. Dodatky jsou uvedeny například v *Technickém průvodci pro inženýry a stavitele, Svazek 3 – Statika stavebních konstrukcí, druhé vydání z roku 1919* [22]. Tento průvodce také obsahuje kapitulu V. – Stavby ze železového betonu (68 stran, napsal prof. Ing. František Klokner).
- První skutečná norma byla *Českomoravská norma ČSN 1090-1931 Navrhování betonových staveb z roku 1931*. Norma byla zpracována podle

klasické teorie dovolených namáhání. Její druhé, revidované vydání vyšlo v roce 1948.

- Za 2. světové války vyšel *Výnos ministerstva dopravy a techniky ze dne 13.3.1942 Nouzové způsoby staveb*
- V roce 1948 vyšel *Dodatek k normě ČSN 1090-1948 Navrhování betonových staveb podle stupně bezpečnosti*.
- *ČSN 73 2001 Projektování betonových staveb* vyšla v roce 1958 (s platností od 1.1.1959). Poslední vydání této normy, která vycházela z teorie stupně bezpečnosti, vyšlo v roce 1970.
- *ČSN 73 1201 Navrhování betonových konstrukcí*, první norma, která vycházela z teorie mezních stavů, vyšla ve vydání z roku 1967 (s platností od 1.1.1970) a ve vydání z roku 1986 (s platností od 1.10.1988). Tato poslední česká národní norma byla zrušena 1.4.2010 a nahrazena normou evropskou ČSNEN 1992-1-1.

4.4 VÝVOJ ZPŮSOBŮ NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

První konstrukce byly navrhovány směsicí postupů, které vycházely částečně z teorie pružnosti, částečně z různých empirických vztahů získaných na základě pokusů, částečně se při navrhování používala metoda pokus – omyl.

K zvýšení úrovně navrhování přispěla mimo jiné havárie hotelu Hotel zum Bären v Basileji v roce 1901. První předpisy (Švýcarsko, Německo, Francie) začaly vznikat od roku 1903 a vycházely z klasické teorie dovolených namáhání.

Metoda dovolených namáhání

Metoda dovolených namáhání, běžně známá jako *klasická teorie*, vycházela z předpokladu, že v rámci dovolených namáhání se beton i ocel chovají dokonale pružně. Tahové napětí v tažené části ohýbaného průřezu se zanedbávalo. Dovolené namáhání se odvozovalo z průměrné pevnosti betonu.

Základní podmínka spolehlivosti z hlediska únosnosti se zapisovala ve tvaru:

$$\sigma_{k,max} \leq \sigma_{dov} \quad (8)$$

příčemž
kde

$$\sigma_{dov} = \frac{f_m}{k} \quad (9)$$

σ_{dov} je dovolené namáhání materiálu

$\sigma_{k,max}$ je maximální napětí v rozhodujícím průřezu od charakter. zatížení

f_m je průměrná hodnota pevnosti materiálu

k je součinitel bezpečnosti stanovený empiricky na základě zkušenosti

Úroveň spolehlivosti konstrukce v této metodě bylo tedy možno ovlivnit pouze jednou veličinou, a to součinitelem k . Jeho velikost se lišila podle jednotlivých materiálů (pro beton platilo velmi zhruba $k \approx 4$).

Podmínka spolehlivosti z hlediska použitelnosti (především průhybů) se zapisovala ve tvaru:

$$w_{k,max} \leq w_{dov} \quad (10)$$

kde

$w_{k,max}$ je přetvárný účinek zatížení (například průhyb)

w_{dov} je dovolená hodnota tohoto účinku

(například průhyb o velikosti $L/300$, kde L je rozpětí prvku)

Slabinou klasické teorie (kromě malé možnosti ovlivnění spolehlivosti konstrukce – obsahovala jediný součinitel bezpečnosti) bylo, že se v průřezích prokazovala velikost maximálních napětí za předpokladu lineárně pružného chování materiálu. To naráželo na problémy u konstrukcí z materiálů, které nejsou lineárně pružné – například právě u železobetonu. Ze zkoušek ohýbaných průřezů plynulo, že průřez po dosažení napětí v tlaku v krajních vláknech průřezu na úrovni pevnosti materiálu neselže, ale pouze se přerozdělí napětí po průřezu – přestane odpovídat teorii pružnosti. Neumožňovala tedy vzít v úvahu pružno-plastické chování betonu i oceli na mezi únosnosti. Tento nedostatek odstranila pokročilejší metoda stupně bezpečnosti.

Metoda stupně bezpečnosti

Stupeň bezpečnosti byl v našich betonářských předpisech zaveden dodatkem normy *ČSN 1090-1948 Navrhování betonových staveb podle stupně bezpečnosti*.

Tato teorie opustila předpoklady teorie pružnosti a prokazovala místo napětí celkovou odolnost průřezu, kterou bylo možno stanovit za obecnějších předpokladů, než jen podle teorie pružnosti.

V našich normách pro navrhování betonových konstrukcí byla poprvé použita v *Dodatku k normě ČSN 1090-1948 Navrhování staveb ze železového betonu podle*

stupně bezpečnosti vydaného v roce 1951. Do roku 1959 pak bylo možno navrhovat betonové konstrukce podle obou teorií. Od roku 1959 začala platit nová norma ČSN 73 2001 *Projektování betonových staveb*, (schválena 1958) která už vycházela pouze ze stupně bezpečnosti.

Základní podmínka spolehlivosti z hlediska únosnosti se zapisovala ve tvaru:

$$E_k \leq \frac{R_m}{\gamma} \quad (11)$$

kde

E_k vyjadřuje charakteristickou hodnotu účinku zatížení na průřez (například ohybový moment)

R_m vyjadřuje odolnost průřezu (například ohybový moment únosnosti), stanovený na základě průměrné pevnosti materiálu f_m

γ je stupeň bezpečnosti, který se lišil pro jednotlivé prvky podle jejich důležitosti, a pro různé sestavy zatížení, byl stanoven empiricky na základě přepočtu starších konstrukcí.

Podmínka spolehlivosti z hlediska použitelnosti se vyjadřovala stejným způsobem, jako v předchozí klasické teorii.

Nevýhodou tohoto způsobu navrhování byl pouze velmi omezený počet parametrů, kterým bylo možno vyjádřit a ovlivnit úroveň spolehlivosti konstrukce. Pokročilejší a do dnešních dnů nepoužívanější metodou, která umožňuje podrobnější vyjádření spolehlivosti konstrukce prostředky, založenými na matematické statistice a teorii pravděpodobnosti je metoda dílčích součinitelů, zjednodušeně nazývaná metodou mezních stavů.

Metoda dílčích součinitelů

Tento způsob navrhování konstrukcí byl do systému našich betonářských norem naveden normou ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí* s účinností od 1.1.1970 (schválena 1967).

Metoda dílčích součinitelů, zjednodušeně nazývaná metodou mezních stavů je dnes základní používanou metodou.

Mezní stav je stav konstrukce, kdy tato konstrukce přestává vyhovovat účelu, pro který byla navržena.

Mezní stavy se dělí do dvou základních skupin:

- Mezní stavy únosnosti (1. MS) – souvisí s bezpečností konstrukce proti zřícení
- Mezní stavy použitelnosti (2. MS) – souvisí s použitelností konstrukce, která se nesmí nadměrně deformovat (prohýbat), nesmí mít nadměrné trhliny, musí vyhovovat z hlediska vzhledu (estetické požadavky), pohody osob, bezporuchového chodu strojů apod.

Základní podmínku spolehlivosti z hlediska mezního stavu únosnosti zapisujeme ve tvaru:

$$R_d \geq E_d \quad (12)$$

Kde

E_d je návrhová hodnota účinku zatížení (například ohybový moment v průřezu od návrhového zatížení)

R_d je návrhová hodnota odolnosti průřezu (například návrhový moment únosnosti průřezu, stanovený na základě návrhové pevnosti materiálu)

Návrhová hodnota zatížení se stanoví z charakteristické hodnoty jejím vynásobením součinitelem spolehlivosti zatížení (viz kapitolu o zatížení).

Návrhová hodnota pevnosti betonu se stanoví charakteristické hodnoty pevnosti (viz kapitoly o pevnostech betonu a oceli), jejím vydělením součinitelem spolehlivosti materiálu. Zjednodušeně lze říct, že pro beton obvykle uvažujeme součinitel spolehlivosti $\gamma_c = 1,50$ a pro ocel součinitel spolehlivosti $\gamma_s = 1,15$.

Základní podmínku spolehlivosti z hlediska mezního stavu použitelnosti zapisujeme ve tvaru:

$$E_d \leq C_d \quad (13)$$

kde

E_d je návrhová hodnota účinku zatížení (například průhyb, šířka trhlin apod.)

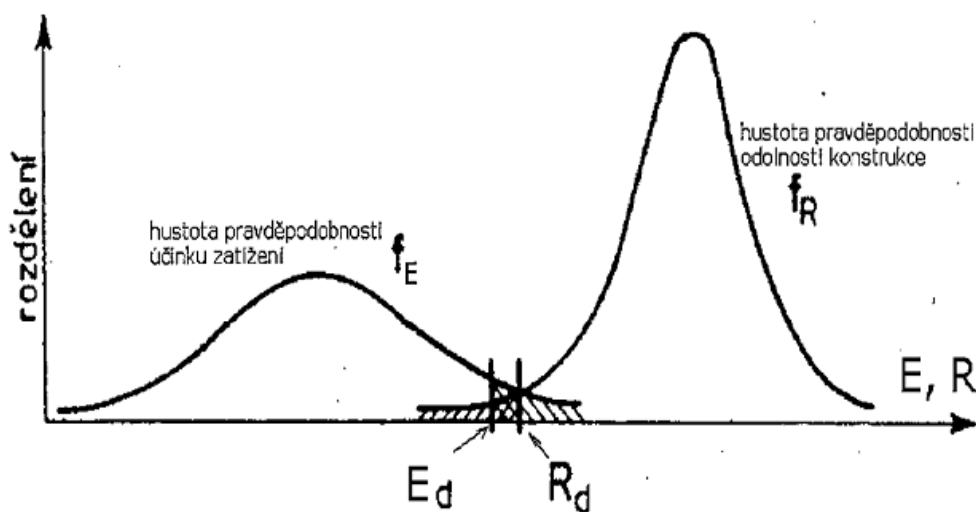
C_d je návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti

Pravděpodobnostní metody

Pokud v daném případě známe konkrétní statistické rozdělení hustoty pravděpodobnosti výskytu zatížení a stejně tak konkrétní statistické rozdělení hustoty pravděpodobnosti výskytu pevností materiálů, lze pomocí metod matematické

statistiky a teorie pravděpodobnosti stanovit nutné rozměry průřezů tak, aby konstrukce měla požadovanou úroveň spolehlivosti (to znamená, aby byla zajištěna požadovaná hodnota pravděpodobnosti selhání prvku).

Takový návrh konstrukce je na jedné straně pracnější, vede však na hospodárnější navrhování staveb při zajištění potřebné spolehlivosti konstrukce. V budoucnosti se bude tento způsob výpočtu stále častěji používat. V současné době brání jeho většímu rozšíření především nedostatek statistických dat.



Obrázek 55

Na Obrázku 55 je zobrazeno pravděpodobnostní chápání podmínek spolehlivosti – návrhovou hodnotu účinku zatížení je nutno stanovit natolik velkou a naopak návrhovou hodnotu odolnosti konstrukce je nutno stanovit natolik malou, aby pravděpodobnost jevu, že účinek zatížení bude větší, než odolnost průřezu (vyjádřená indexem spolehlivosti, nebo pravděpodobností poruchy), nepřekročila požadovanou (velmi malou) hodnotu.

5 HODNOCENÍ VLASTNOSTÍ MATERIÁLŮ EXISTUJÍCÍCH STAVEB

5.1 ÚVOD

Při hodnocení existující konstrukce je třeba vycházet z aktuálních konkrétních vlastností materiálu nosných konstrukcí hodnocené stavby. V případě existující betonové konstrukce jde především o pevnosti betonu a mez kluzu ocelové výztuže. Informace o skutečných vlastnostech použitých materiálů se získávají orientačně z archivních podkladů, popřípadě prostým odhadem, podrobné informace lze získat průzkumem na místě.

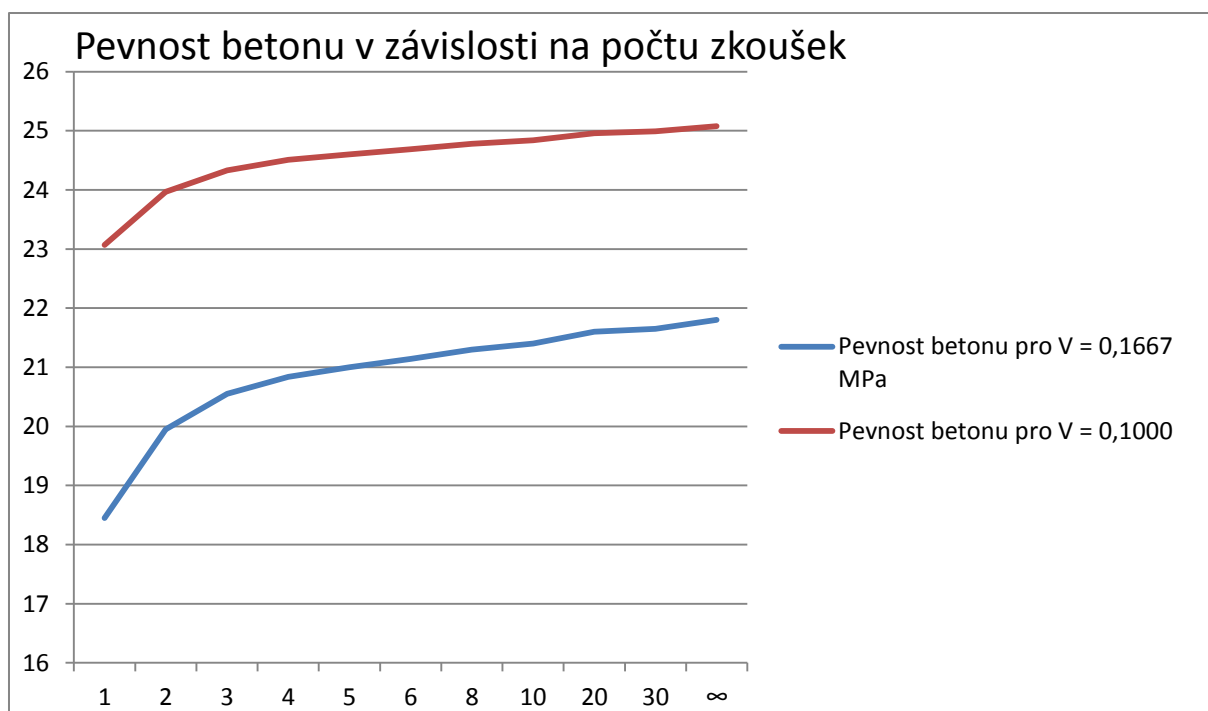
Pevnost betonu lze ověřit přibližně nedestruktivními metodami, přesněji destruktivní zkouškou pevnosti tlaku na tělesech tvaru válce, odebraných z konstrukce metodou jádrového vrtání.

5.2 PRŮZKUMY A ZKOUŠKY EXISTUJÍCÍCH BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Hodnocení existující konstrukce obvykle začíná zadáním stavebně technického průzkumu. Často je tento průzkum objednan zástupcem investora a zpracován před vstupem statika do zakázky, takže statik nemá možnost rozsah a způsob zpracování průzkumu ovlivnit. Pravidlem je velmi malý počet zkoušek, který přirozeně plyne z požadavku na nízkou cenu průzkumných prací. Zadání průzkumu je často prováděno na základě výběru podle nejnižší ceny. To vede k velmi konzervativně stanoveným hodnotám pevnosti materiálu.

Jedna ze základních úloh tedy je, stanovit počet zkoušek, které budou v rámci stavebně-technického průzkumu provedeny. Ze zkušenosti plyne, že cena destruktivní zkoušky jednoho vývrtu z existující konstrukce včetně odběru vzorku se v roce 2019 pohybuje kolem 4 tis. Kč. Na druhé straně, při větším počtu vzorků se zmenšuje nejistota, týkající se pevnosti betonu ve zkoumané konstrukci a dále, z tabulky [6] a vztahu (19) plyne, že při větším počtu vzorků dostaneme při stejném průměru pevnosti vyšší hodnotu charakteristické pevnosti betonu.

Na grafech v následujícím Obrázku 56 je vynesena závislost výsledné charakteristické pevnosti betonu pro průměrnou pevnost 30 MPa a směrodatnou odchylku 5 MPa (variační součinitel $V = 0,01667$) a směrodatnou odchylku 3 MPa (variační součinitel $V = 0,1000$). Na svislé ose je charakteristická pevnost betonu v MPa, na vodorovné ose je počet zkoušených vzorků. Z grafu je vidět, že pro malý počet zkoušek (počet zkoušek $n < 4$) je nejistota týkající se odhadu charakteristické hodnoty velká a tedy charakteristická hodnota pevnosti betonu, stanovená podle norem ČSN EN 1990 [71] a ČSN 73 0038 [67] se zmenšujícím se počtem zkoušek velmi rychle klesá.



Obrázek 56

Počet zkoušek samozřejmě závisí na celé řadě činitelů – například na rozsahu zkoumané konstrukce a na možnosti odběru zkušebních vzorků, aniž by došlo k poškození konstrukce. Pokud ale o počtu zkoušek rozhoduje finanční hledisko, bylo by správné při volbě počtu zkoušek vycházet z celkových nákladů na průzkum a opravu/rekonstrukci betonové stavby. V případě podrobnějšího průzkumu lze v některých případech získat příznivější podklady pro hodnocení konstrukce, což může vést k omezení nutných stavebních úprav a opatření a k úsporám v realizaci stavby. Pravidlo minimalizace celkových nákladů lze těžko zobecnit a je ho třeba posuzovat konkrétně pro každý případ. Z toho, že náklady na zkoušky rostou v závislosti na jejich počtu lineárně, zatímco odhad charakteristické pevnosti betonu roste v závislosti na počtu zkoušek rychle a zhruba u počtu 4 vzorků se jeho nárůst výrazně zpomaluje lze dovést, že obecně lze doporučit odběr minimálně 4 vzorků.

5.3 METODY ZKOUŠENÍ PEVNOSTI BETONU

Metody zkoušení pevnosti betonu lze rozdělit na nedestruktivní a destruktivní. Nedestruktivní zkoušku lze s výhodou použít u nových, nezkarbonatovaných betonů pro rychlé ověření aktuální pevnosti v tlaku, například při předběžném průzkumu. Používá se Schmidtovo kladívko. Jde o přístroj s pružinou a úderníkem, který je po zmáčknutí tlačítka vymrštěn proti betonovému povrchu zkoušeného vzorku betonu. Velikost odrazu se přenáší na stupnici, z jejíhož odečtu se po zohlednění polohy

přístroje při zkoušce (směr zkoušení nahoru, do boku, dolů) stanoví pevnost betonu v MPa. Na pevnost betonu tedy ve skutečnosti usuzujeme ze vztahu mezi pevností v tlaku a povrchovou tvrdostí betonu. Zkoušku nelze bez dalších úprav použít u staršího, zkarbonatovaného betonu. U povrchově zkarbonatovaných betonů je nejprve nutno zkarbonatovanou vrstvu z povrchu betonu odstranit (odsekat, obrousit).

Nejpřesnější je destruktivní zkouška betonu. Provádí se na zkušebních válcích, nebo na krychlích jejich tlakovým rozdrčením ve zkušebním lisu. U existujících konstrukcí se obvykle odebírají zkušební tělesa tvaru válců, získaných pomocí jádrového vrtání. Při použití menších rozměrů válců (50 až 100 mm) a různých poměrů průměru základny a výšky válce je nutno výslednou pevnost přepočítat na pevnost, odpovídající standardnímu válci o průměru 150 mm a výšce 300 mm.

Pro účely stanovení charakteristické válcové pevnosti, potřebné pro statický výpočet, přepočítáváme krychelné pevnosti na válcové převodním součinitelem 0,80 až 0,833 (pro C16/20 je $16/20 = 0,80$; pro C25/30 je $25/30 = 0,833$).

U destruktivních zkoušek na vývrtech se často, s ohledem na omezení poškození konstrukce, používají válce menších průměrů – od 50 do 100 mm a různé výšky, podle možností odběru vzorku. Hodnotu pevností, zjištěnou na těchto tělesech, je nejprve nutno převést na hodnotu, odpovídající normovému válci s průměrem 150 mm a s výškou 300 mm (tedy s poměrem 1:2). Převod provádíme podle vztahu uvedeného v normě ČSN 73 1317. Opravný součinitel má hodnotu:

$$k_{c,cy} = 0,80 + \sqrt{\frac{\lambda - 0,933}{26,667}} \quad (14)$$

kde λ je poměr výšky a průměru válce (nabývá hodnot od 1,0 do 2,0)

Norma ČSN 73 1317 byla sice ke dni 1.11.2012 zrušena, protože však tyto vztahy nejsou v současné době žádné platné normě uvedeny, používá se tato norma v praxi i nadále.

Teoreticky by ještě bylo správné převést u válců s průměrem jiným než 150 mm výsledky na základní průměr válce 150 mm. Tyto přepočítací součinitele nejsou v žádné normě uvedeny, v odborné literatuře lze dohledat součinitele, odvozené v Kloknerově ústavu ČVUT Praha. Pro průměry válců menší než 150 mm jsou převodní součinitele menší než 1. Protože však je známo, že při větších zrnech kameniva může u vývrtů menších profilů být tento efekt i opačný a protože tento přepočet nemá oporu v normě, uvažujeme tento součinitel často roven jedné.

Takto získané pevnosti porovnáváme s válcovou pevností betonu.

Alternativně by bylo možno použít také ustanovení odstavce 7.1 v ČSN EN 13791, který uvádí, že pevnosti získané z vývrtů o profilu 100 mm o výšce rovněž 100 mm lze považovat přímo za krychelnou pevnost.

5.4 METODY ZKOUŠENÍ PEVNOSTI VÝZTUŽE

Mez kluzu a mez pevnosti výztuže se obvykle stanoví s použitím archivních, historických předpisů, ve kterých byla uváděna pevnost betonářské výztuže. Typ použité výztužné oceli lze obvykle určit podle tvaru žebírek vyválcovaných na povrchu výztužných vložek. Tabulky pevností dříve používaných betonářských ocelí, přepočítaných pro použití při výpočtu průřezu metodou dílčích součinitelů, jsou například v normě [67] - ČSN 73 0038 *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení*.

5.5 HODNOCENÍ PEVNOSTI BETONU NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK

5.5.1 HODNOCENÍ PODLE ČSN EN 13 791

Pro stanovení charakteristické pevnosti betonu v tlaku v existující konstrukci lze v současné době použít dva normové předpisy.

Prvním předpisem je norma [73] ČSN EN 13791 *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*. Na tuto normu se odkazuje jak norma [79] ČSN EN 206+A1, tak příloha A normy [78] ČSN EN 1992-1-1.

Norma používá podobný postup, který je uplatněn v kapitole 8 normy [79] pro účely kontroly shody při výrobě betonu.

Norma ČSN EN 13791 obsahuje v kapitole 7.3 návod na stanovení charakteristické pevnosti betonu v konstrukci ze zkoušek. Rozlišuje dva případy podle dostupného počtu zkoušek.

Postup A používá v případě, kdy je k dispozici 15 nebo více zkoušek. Odhad charakteristické pevnosti betonu v konstrukci se pak získá jako menší z hodnot:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 \cdot s \quad (15)$$

nebo

$$f_{ck,is} = f_{is,min} + 4 \quad (16)$$

Kde $f_{ck,is}$ je charakteristická pevnost betonu v konstrukci

$f_{m(n),is}$ je střední hodnota n výsledků zkoušek pevnosti betonu v konstrukci

$f_{is,min}$ je nejnižší hodnota z n výsledků zkoušek pevnosti betonu v konstrukci

s je směrodatná odchylka výsledků zkoušek, avšak nejméně 2 MPa

k_2 je součinitel běžně rovný 1,48

Postup B používá v případě, kdy jsou k dispozici 3 až 14 zkoušek. Odhad charakteristické pevnosti betonu v konstrukci se pak získá jako menší z hodnot:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad (17)$$

nebo

$$f_{ck,is} = f_{is,min} + 4 \quad (18)$$

Kde součinitel k má hodnotu podle následující tabulky:

Počet zkoušek n	Součinitel k
10 až 14	5
7 až 9	6
3 až 6	7

Tabulka 5

Dále, norma ČSN EN 13791 v kapitole 9 uvádí návod, jak stanovit charakteristickou pevnost betonu v případech, kdy vzniká pochybnost o shodě betonu. Toto ustanovení však lze použít pouze v případě, že je k dispozici dostatečný počet zkoušek (15 nebo více zkoušek ve zkušební oblasti), což se stává pouze výjimečně.

Při hodnocení shody pevnosti betonu v konstrukci podle normy ČSN EN 13791 může být skutečná pevnost betonu v konstrukci o 15% nižší, než je charakteristická pevnost betonu dané třídy, uvažovaná v projektu. To se v normě vysvětluje tím, že tento rozdíl je pokryt součinitelem spolehlivosti materiálu, který se uvažuje při výpočtu konstrukce (u nově navrhované konstrukce obvykle 1,50).

5.5.2 HODNOCENÍ PODLE ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038

Druhým předpisem je základní norma pro navrhování stavebních konstrukcí podle mezních stavů, tedy ČSN EN 1990 – *Zásady navrhování konstrukcí*. Tato norma v Příloze D – Navrhování pomocí zkoušek uvádí obecný návod na stanovení charakteristické (popřípadě i návrhové) hodnoty pevnosti materiálu na základě výsledků zkoušek. Tento postup byl převzat i do odstavce 4.2.5 ČSN 73 0038 - *Hodnocení a ověřování existujících stavebních konstrukcí - Doplnující ustanovení*.

Při hodnocení pevnosti betonu podle ČSN 73 0038 se rozlišují dva případy podle toho, jestli je apriori známý variační součinitel betonu v konstrukci, nebo jestli tento součinitel známý není. Apriorní znalost či neznalost variačního součinitele je otázkou

inženýrského posouzení daného případu. Pokud je variační součinitel neznámý, neměla by uvažovaná hodnota variačního součinitele klesnout pod 0,10.

Volba variačního součinitele jako známého dává příznivější výsledky. Proto je obvykle výhodnější uvažovat variační součinitel jako známý a odhadnout ho konzervativně vyšší hodnotou, než ho uvažovat jako apriori neznámý.

Charakteristická hodnota pevnosti betonu (5% kvantil) na základě n zkoušek se pak za předpokladu normálního rozdělení pevnosti betonu určí jako:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is}(1 - k_{n,x}V_x) \quad (19)$$

Kde $f_{ck,is}$ je charakteristická pevnost betonu v konstrukci

$f_{m(n),is}$ je střední hodnota n výsledků zkoušek pevnosti betonu v konstrukci

V_x je variační součinitel

$k_{n,x}$ je součinitel podle následující tabulky

Počet n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
$k_{n,x}$ pro V_x známý	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
$k_{n,x}$ pro V_x neznámý	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Tabulka 6

Za předpokladu lognormálního rozdělení pevnosti betonu (doporučovaného v Model Code JCSS) se charakteristická hodnota pevnost betonu stanoví ze vztahu:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} \exp[-k_{n,x} \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} - 0,5 \ln(V_x^2 + 1)] \quad (20)$$

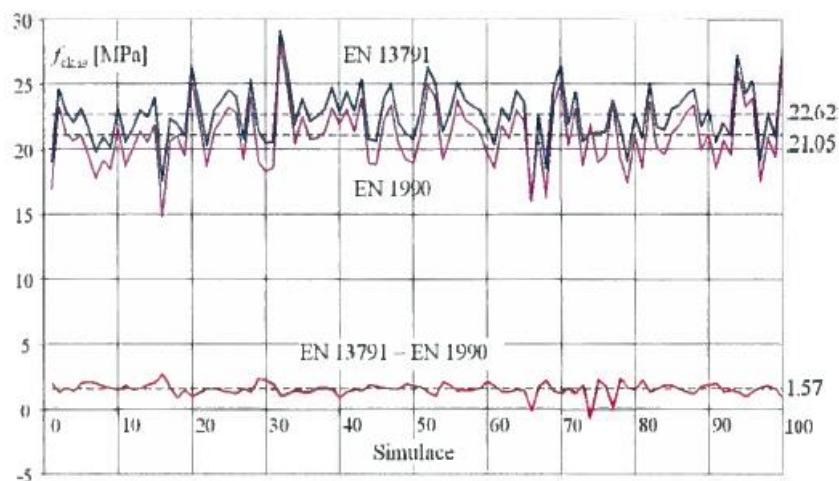
5.5.3 POUŽITÍ NOREM ČSN EN 13791 A ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038

V odborné veřejnosti je známo, že tyto dva předpisy nejsou ve vzájemném souladu a dávají různé výsledky. Podrobně jsou rozdíly v obou přístupech rozebrány v článku [84] v čísle 03/2009 časopisu Stavebnictví, napsaném předními odborníky v této oblasti z Kloknerova ústavu ČVUT Praha. Téměř shodný text byl uveřejněn i ve Sborníku [90].

Oba postupy nelze přímo porovnat, protože norma ČSN EN 13791 obsahuje pro každý postup dvě kritéria, odvozená jednak ze střední hodnoty a jednak z nejmenší hodnoty z počtu n zkoušek.

Následující obrázky jsou převzaty z článku [84]. Simulace jsou provedeny za předpokladu, že základní soubor pevnosti betonu v tlaku má normální rozdělení s průměrem pevnosti v tlaku 30 MPa a se směrodatnou odchylkou 5 MPa. To odpovídá běžným charakteristikám dle Model Code JCSS.

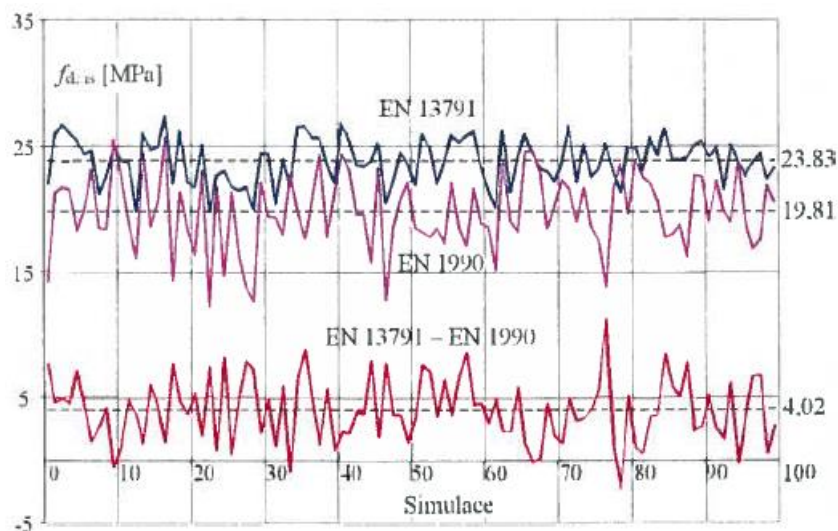
První obrázek ukazuje výsledky 100 simulací souboru zkoušek, kdy se každý soubor skládá z 15 nezávislých hodnot výsledků zkoušek, což odpovídá postupu A podle ČSN EN 13791.



Obrázek 57

Z obrázku je vidět, že postup podle normy ČSN EN 13791 dává zpravidla příznivější výsledky, než postup podle ČSN EN 1990. Rozdíl je v průměru zhruba 1,50 MPa. ČSN EN 13791 je tedy na nebezpečné straně vzhledem k ČSN EN 1990.

Druhý obrázek ukazuje výsledky rovněž 100 simulací souboru zkoušek, kdy se každý soubor skládá ze 7 nezávislých hodnot, což odpovídá postupu B podle ČSN EN 13791.

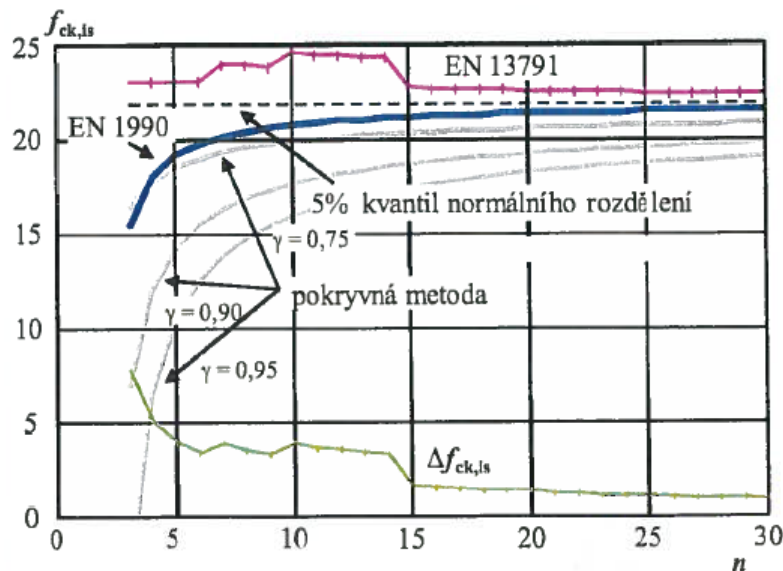


Obrázek 58

Výsledky jsou podobné, jako v předchozím případě, postup podle ČSN EN 13791 dává v tomto případě v průměru asi o 4 MPa vyšší výsledky, než ČSN EN 1990.

Následující obrázek, převzatý rovněž z článku [84], ukazuje porovnání charakteristických hodnot pevností betonu, stanovený podle obou norem. Hodnoty, stanovené

podle ČSN EN 13791 jsou obecně vyšší, než podle ČSN EN 1990, rozdíl může být při malém počtu zkoušek až 8 MPa. Navíc jsou takto stanovené hodnoty vyšší, než 5% kvantil normálního rozdělení základního souboru (čárkovaná čára v obrázku – pro průměr 30 MPa je 21,78 MPa).



Obrázek 59

V dalších tabulkách jsou hodnoty charakteristických pevností betonu, stanovené v posudku [98] (Bureš, 2016) podle obou norem. Z porovnání je opět vidět, že hodnoty, stanovené podle ČSN EN 13791 jsou většinou vyšší (i když to neplatí vždy), než podle ČSN EN 1990 a jsou tedy na nebezpečné straně.

Sloupec	Zkouška	Deklarovaná třída betonu	Charakter pevnost válec ČSN EN 13791	Charakt pevnost válec ČSN 73 0038
1	Krychle Cemex obecně	C25/30	27,59	25,09
2	Krychle Cemex obecně	C30/37	33,44	29,50
3	Vývrty deska 1.PP Qualiform	C25/30	16,98	19,76
4	Vývrty sloupy 1.PP a 1.NP Qualif.	C30/37	26,55	27,27
5	Schmidt sloupy 2.NP stavba	C25/30	29,40	28,85
6	Schmidt sloupy 3.NP stavba	C25/30	22,70	23,48
7	Schmidt desky 1.NP až 4.NP	C25/30	20,19	16,46

Tabulka 7

Sloupec	Zkouška	Deklarovaná třída betonu	Charakter pevnost válec ČSN EN 13791	Charakter pevnost válec ČSN 73 0038
1	Krychle Cemex obecně	C25/30	27,59	25,09
2	Krychle Cemex obecně	C30/37	33,44	29,50

3	Krychle laboratoř strop nad 4. NP	C25/30	17,21	15,87
4	Krychle stavba strop nad 4. NP	C25/30	12,30	11,88
5	Vývrty deska 1.PP	C25/30	12,90	16,57
6	Vývrty sloupy 1.PP a 1.NP	C30/37	21,99	22,88
7	Schmidt sloupy 2.NP až 4.NP	C25/30	22,89	20,67
8	Schmidt desky 2.NP až 4.NP	C25/30	18,30	18,44

Tabulka 8

5.5.4 ZÁVĚR PRO HODNOCENÍ BETONU NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK

V současné době existují dvě normy pro hodnocení pevnosti betonu v existující konstrukci na základě zkoušek.

Na normu ČSN EN 13791 se odkazuje („materiálová a technologická“) norma ČSN EN 206+A1. Používá se především k hodnocení shody pevnosti dodaného betonu. Vztahy uvedené v této normě jsou empirické, křivka takto vypočtených hodnot pevností v závislosti na počtu zkoušek, ze kterých je vypočtena, je navíc nespojitá (má skokový rozdíl mezi hodnotami vypočtenými pro 15 zkoušek a méně než 15 zkoušek). Norma dává většinou příznivější výsledky, než ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038. Na normu ČSN EN 13791 se v Příloze A odkazuje i norma ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí* v souvislosti se zkouškami betonu hotové konstrukce.

Normy ČSN EN 1990 + ČSN 73 0038 jsou normy, které se používají k navrhování, nebo ověřování spolehlivosti konstrukcí, norma ČSN 73 0038 je speciálně zaměřena na hodnocení existujících konstrukcí. Výpočet charakteristických pevností z výsledků zkoušek je důsledně založen na statistických metodách a teorii spolehlivosti. Takto získané výsledky je tedy bezpochyby správné použít v případě statického přepočtu existující konstrukce.

5.5.5 DOPORUČENÍ K VLOŽENÍ NÁRODNÍ POZNÁMKY – PŘ A ČSN EN 1992-1-1

Pokud jsou charakteristické pevnosti betonu odvozeny ze zkoušek na existující konstrukci, umožňuje *Příloha A Redukce dílčích součinitelů pro materiály* normy ČSN EN 1992-1-1 redukovat součinitel spolehlivosti betonu γ_c při statickém výpočtu. Jak však již bylo výše uvedeno, odkazuje Příloha A normy [78] pouze na normu ČSN EN 13 791.

Doporučuji tedy doplnit NÁRODNÍ POZNÁMKU *k odstavci A2.3. Redukce na základě hodnocení pevnosti betonu v hotové konstrukci* do Přílohy A ČSN EN 1992-1-1 ve znění:

V ČR se pro hodnocení zkoušek betonu existující konstrukce doporučuje přednostně použít postup podle Přílohy D ČSN EN 1990 v souladu s ČSN EN 73 0038.

5.6 HODNOCENÍ PEVNOSTI VÝZTUŽE NA ZÁKLADĚ ZKOUŠEK

Přímé hodnocení pevnosti výztuže zkouškami se provádí pouze výjimečně v případech, kdy buď nelze bezpečně stanovit druh použité betonářské výztuže podle povrchu vložky (například vložka s hladkým povrchem), nebo kdy je nutno z nějakého důvodu ověřit přesněji pevnost použité výztuže.

V takovém případě je třeba vyjmout z konstrukce dostatečně dlouhý vzorek betonářské výztuže a podrobit ho tahové zkoušce na trhacím stroji ve zkušebně. Výstupem zkoušky je pracovní diagram betonářské oceli, ze kterého lze stanovit buď mez kluzu, nebo v případě oceli bez vyznačené meze kluzu mez 0,20.

6 HODNOCENÍ SPOLEHLIVOSTI PRVKŮ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

6.1 ÚVOD

Hlavním cílem dizertační práce je alespoň orientační stanovení a porovnání spolehlivosti vybraných typů existujících konstrukcí, navržených podle jednotlivých předpisů, které se v minulosti používaly. Spolehlivost bude vyjádřena indexem spolehlivosti β . Úroveň spolehlivosti je dána vztahem mezi účinky zatížení na konstrukci a odolností konstrukce.

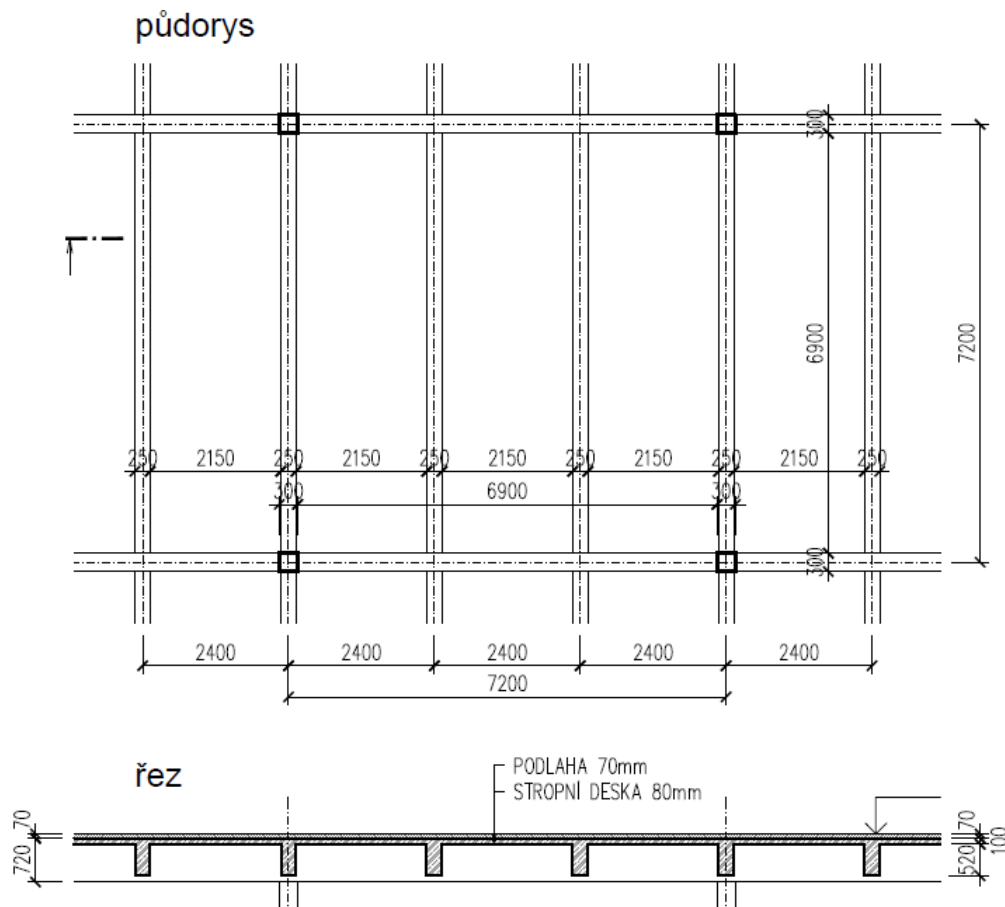
U vodorovných nosných stropních konstrukcí budeme uvažovat následující případy odolností rozhodujících průřezů jednotlivých prvků železobetonové konstrukce:

- Stropní deska v ohybu
- Stropní trám v ohybu
- Stropní trám ve smyku

U svislých nosných konstrukcí budeme uvažovat následující případy odolnosti rozhodujících průřezů jednotlivých typů prvků:

- Sloup zatížený osovou tlakovou silou působící v těžišti průřezu.

Jako modelovou konstrukci uvažujeme stropní konstrukci klasického systému „Hennebique“ podle následujícího obrázku.



Obrázek 60

Odhad celkového průměrného součinitele zatížení při výpočtu podle EC γ_E

Výrobní hala (tkalcovna). Pro tkalcovnu uvažuji součinitel kombinace $\psi_0 = 0,70$

Zatížení desky

Proměnné zatížení stropu (tkalcovna) 10,00 kN/m²

Stálé zatížení

podlaha prostý beton 70 mm	0,07.23	1,61 kN/m ²
stropní deska 100 mm	0,10.25	2,50

Celkem stálé na desku 4,11 kN/m²

Kombinace podle 6.10a) a 6.10b) ČSN EN 1990

6.10a) $1,35 \cdot 4,11 + 10,0 \cdot 1,50 \cdot 0,70 =$ 16,05 kN/m²

6.10b) $0,85 \cdot 1,35 \cdot 4,11 + 10,0 \cdot 1,50 \cdot 1,0 =$ 19,71 kN/m²

Rozhoduje kombinace 6.10 b)

Celkový průměrný součinitel zatížení pro desku je

$$\gamma_E = 19,71/(10,0 + 4,11) = 1,396$$

Zatížení na trámy

Proměnné zatížení stropu (tkalcovna) 10,00 kN/m²

Stálé zatížení

podlaha prostý beton 70 mm	0,07.23	1,61 kN/m ²
stropní deska 100 mm	0,10.25	2,50
stropní trámy	0,50.0,25.25/2,4	1,30
podhled stropu (světla, technologie, podhled) odhad		0,50

Celkem stálé		5,91 kN/m ²

Celkem liniové zatížení trámu při zatěžovací šířce 2,4 m

Kombinace podle 6.10a) a 6.10b) ČSN EN 1990

6.10a) (1,35.5,91 + 10,0.1,50.0,70).2,4 = 44,35 kN/m

6.10b) (0,85.1,35.5,91 + 10,0.1,50.1,0).2,4 = 52,28 kN/m

Rozhoduje kombinace 6.10 b)

Celkový průměrný součinitel zatížení pro trám je

$$\gamma_E = 52,28/(10,0 + 5,91).2,4 = 1,369$$

Závěr pro průměrný součinitel zatížení

Pro desku budeme nadále uvažovat s průměrným součinitelem zatížení $\gamma_E = 1,40$

Pro stropní trámy budeme uvažovat s průměrným součinitelem zatížení $\gamma_E = 1,35$

Odhad celkového průměrného součinitele zatížení při výpočtu podle ČSN γ_E

Platí pro výpočet podle původních českých norem pro zatížení z let 1967-76-86.

Výrobní hala (tkalcovna). Pro tkalcovnu uvažují součinitel kombinace $\psi_0 = 0,70$

Zatížení desky

Proměnné zatížení stropu (tkalcovna) 10,00 10,0 1,2 12,00 kN/m²

Stálé zatížení

podlaha prostý beton 70 mm	0,07.23	1,61	1,3	2,09 kN/m ²
stropní deska 100 mm	0,10.25	2,50	1,1	2,75

Celkem na desku		14,11	1,193	16,84 kN/m ²

Zatížení na trámy á 2,40 m

Proměnné zatížení stropu (tkalcovna)	10,0.2,4	24,0	1,2	28,80 kN/m
Stálé zatížení				
podlaha prostý beton 70 mm	1,61.2,4	3,86	1,3	5,02 kN/m
stropní deska 100 mm	2,50.2,4	6,00	1,1	6,60
stropní trámy	0,50.0,25.25	3,12	1,1	3,44
podhled stropu (světla, technologie, podhled) odhad	0,50.2,4	1,20	1,3	1,56
Celkem na trám		38,18	1,190	45,42 kN/m

Závěr pro průměrný součinitel zatížení – průměrný součinitel zatížení pro desky i trámy lez při výpočtu podle MS dle původních českých norem z let 1967 až 1986 uvažovat hodnotou $\gamma_E = 1,20$

6.2 ÚČINKY ZATÍŽENÍ

U stropních konstrukcí budeme uvažovat následující typy zatížení:

- Zatížení vlastní tíhou konstrukce a další stálá zatížení
- Proměnné užité zatížení

Stálé zatížení zahrnuje tíhu vlastní železobetonové konstrukce a tíhu podlahových vrstev. Pro výpočet budeme uvažovat typickou skladbu železobetonového trémového stropu. Tuto průměrnou hodnotu budeme současně považovat za charakteristickou hodnotu pro výpočet podle dnes platných norem.

Proměnné užité zatížení je obvykle uvažováno nominální, dohodnutou hodnotou, předepsanou v normách, která nemá vztah k žádnému statistickému rozdělení.

U střešních konstrukcí budeme uvažovat následující typy zatížení:

- Zatížení vlastní tíhou konstrukce
- Zatížení sněhem

Stálé zatížení zahrnuje tíhu vlastní železobetonové konstrukce a tíhu střešního pláště. Pro výpočet budeme uvažovat typickou skladbu jednoplášťové střechy se živičnou krytinou. Tuto průměrnou hodnotu budeme současně považovat za charakteristickou hodnotu pro výpočet podle dnes platných norem.

Přehled užitných zatížení, dle jednotlivých starších norem v [kN/m²]

Normy pro zatížení			byt	kancelář	školní učebna	kino, divadlo	obchod dům	lehká dílna
c.k. Předpis	1889	[19]	2,5		3,0		4,5	4,5
c.k. Předpis	1902	[21]	2,5		3,0	4,0	4,5	4,5
ČSN 1050-1929	1929	[51]	2,5		3,0	5,5	4,5	4,5
ČSN 1050-1950	1950	[52]	2,0	2,0	3,0	4,0	4,0	6,0
ČSN 731310	1958	[53]	1,5	1,5	2,5	4,0	4,0	5 -10
ČSN 73 0035	1967	[54]	1,5	2,0	2,0	4,0	min. 4,0	min. 4,0
ČSN 73 0035	1976	[55]	1,5	2,0	2,0	4,0	min. 4,0	min. 5,0
ČSN 73 0035	1986	[56]	1,5	2,0	2,0	4,0	min. 4,0	min. 5,0
ČSN EN 1991	2004		1,5	2,5	3,0	4,0	5,0	

Tabulka 9

Zatížení ve výrobních budovách nebylo v normách (s výjimkou normy [54]) uváděno, ale orientační doporučené zatížení bylo uváděno v technických průvodcích (TP) a statických tabulkách. Příklady jsou uvedeny v následující tabulce:

Přehled užitných zatížení – průmysl a skladování v [kN/m²]

TP, Statické tabulky			dílny mech. střední	dílny mech. těžké	tkalcovny	sklady
Statika	1919	[20]	10-12	16-20	7-10	6-20
Statika	1931	[24]	10-12	16-20	7-10	6-20
Statika	1946	[26]	10-12	16-20	7-10	6-20
Statické tabulky	1952	[34]	10-12	16-20	7-10	6-20
ČSN 731310	1958	[53]	10-15	15-20	5-10	
Statické tabulky	1959	[40]	10-12	16-20	7-10	6-20
Statické tabulky	1968	[41]	10-15	15-20	5-10	

Tabulka 10

Z obou výše uvedených tabulek je vidět, že názory na intenzitu nahodilého proměnného (užitného) zatížení v místnostech budov pozemních staveb se v minulosti příliš neměnily a nemá tedy smysl je dále statisticky zpracovávat. Významnější roli ve vývoji vlivu zatížení na spolehlivost konstrukcí hrají součinitele spolehlivosti zatížení.

Zatížení sněhem

Proměnné nahodilé klimatické zatížení sněhem bylo ve starých předpisech, platných do roku 1967, předepsáno jednotně pro celé území státu s výjimkou horských oblastí nominální hodnotou 0,75 kN/m². Po roce 1967 byla v normách pro zatížení zavedena sněhová mapa, která udávala přesnější zatížení sněhem po jednotlivých sněhových oblastech. Tato koncepce platí dosud, i když se hodnoty zatížení postupem času vyvíjely. Dnes je charakteristická hodnota zatížení sněhem stanovena tak, aby pravděpodobnost jejího překročení v průběhu jednoho roku byla 0,02, což odpovídá střední době návratu jednou za 50 let.

Zatížení sněhem se v některých oblastech ČR se v průběhu času vyvíjelo poměrně výrazným způsobem, což souviselo se zavedením sněhové mapy po roce 1967. Poté došlo k významnému nárůstu zatížení sněhem především v podhorských oblastech.

V následující tabulce je vývoj zatížení sněhem v průběhu času ve vybraných městech. Hodnoty podle ČSN EN 1991-1-3 jsou převzaty z aktuální sněhové mapy www.snahovamapa.cz. V mapě jsou uvedeny hodnoty tíhy sněhu na zemi, v tabulce jsou uvedeny hodnoty sněhu na ploché střeše, které byly z hodnoty zatížení sněhem na zemi získány násobením součinitelem 0,80.

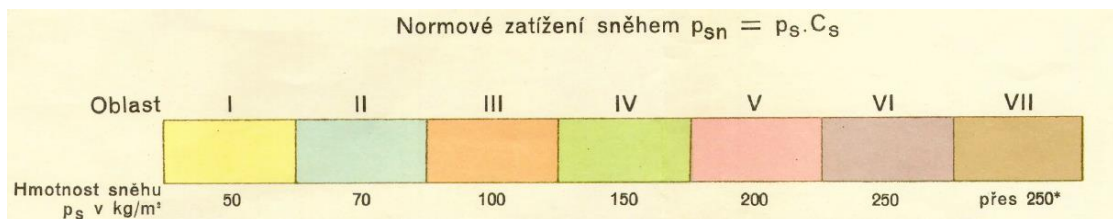
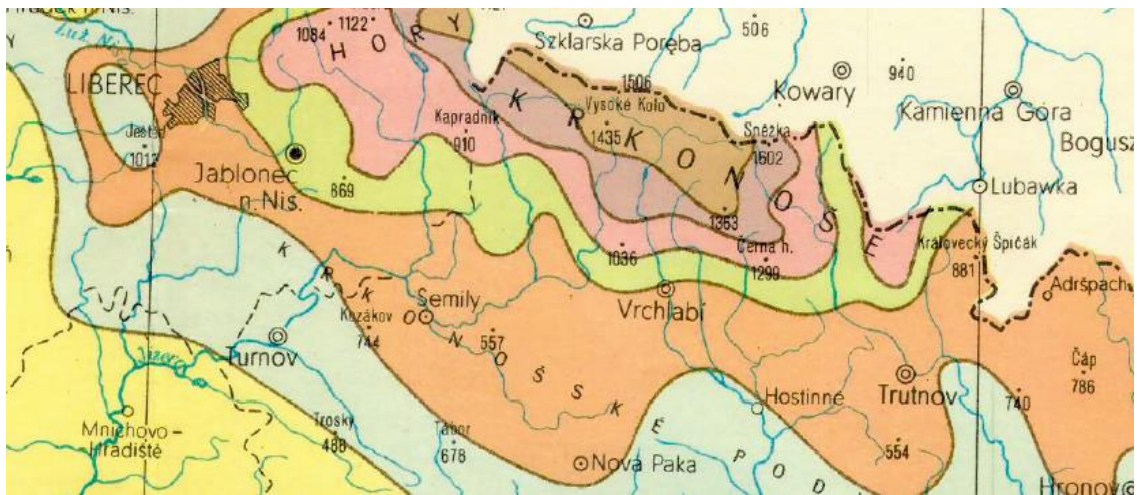
Zatížení sněhem na střeše v [kN/m²]

Zatížení sněhem			Praha	Liberec	Jablonec n/N
Do roku 1967			0,75	0,75	0,75
ČSN 73 0035	1967	[53]	0,50	1,00	1,50
ČSN 73 0035	1976	[54]	0,50	1,50	1,50
ČSN 73 0035	1986	[55]	0,50	1,50	1,50
ČSN EN 1991-1-3	2006		0,56	1,00 – 2,00	2,70 – 3,30

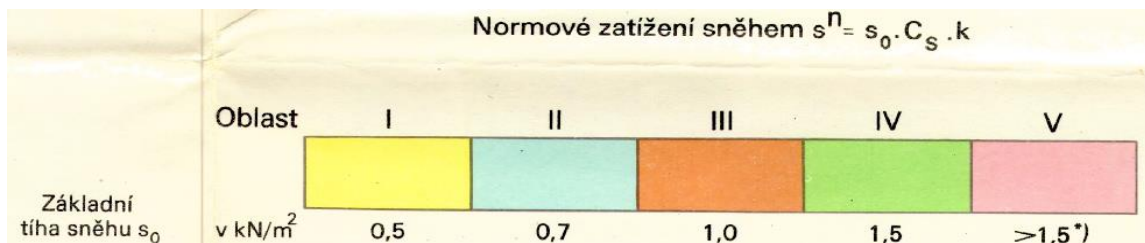
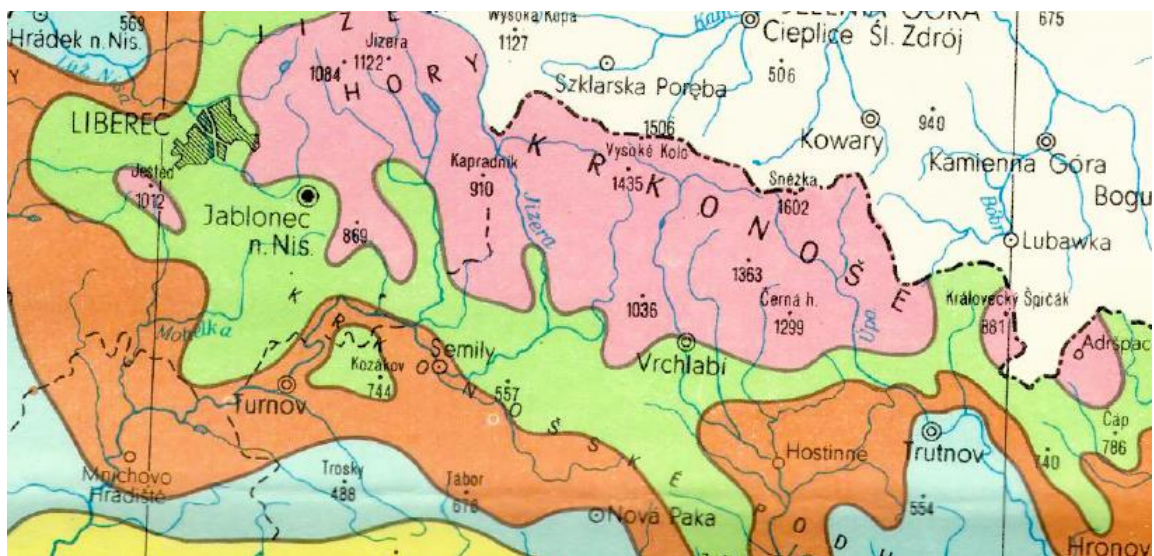
Tabulka 11

Z tabulky je vidět, že zatímco zatížení sněhem v Praze se v průběhu let prakticky neměnilo, zatížení sněhem v Liberci a především v Jablonci nad Nisou v průběhu let takovým způsobem, že je tuto změnu nutno brát při posuzování spolehlivosti starších konstrukcí v úvahu.

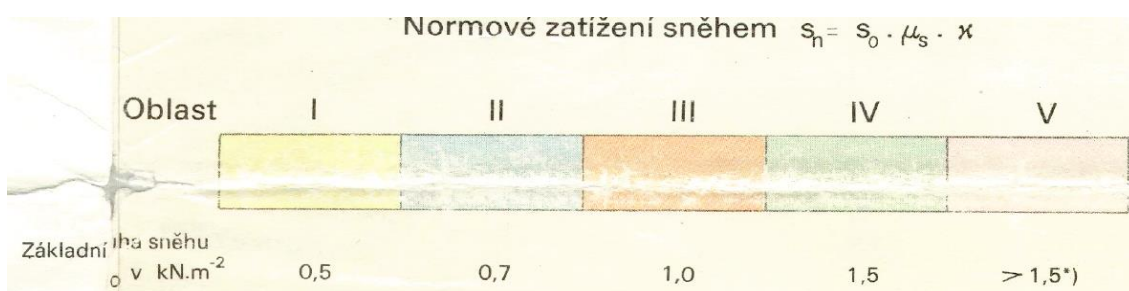
Výřezy ze sněhových map, zahrnující severní Čechy, jsou na následujících obrázcích, sněhové mapy celé republiky jsou na CD, které je přílohou této práce.



Obrázek 61 ČSN 73 1005 1967

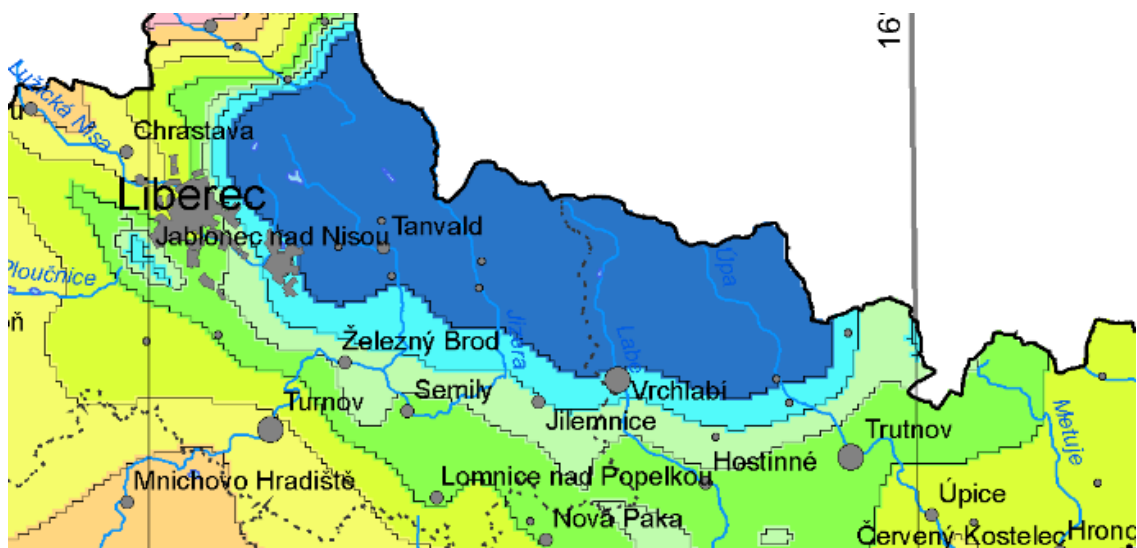


Obrázek 62 ČSN 73 1005 1976



Obrázek 63

ČSN 73 1005 1986



Zatížení sněhem na střechách $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$

Oblast

Charakteristická hodnota s_k [kPa]

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
0,7	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	>4,0*)

*) Charakteristickou hodnotu

Obrázek 64

ČSN 73 1005 2006

6.3 UVAŽOVANÉ MATERIÁLY

Materiály – beton a výztuž volíme takovým způsobem, aby bylo možno únosnosti jednotlivých průřezů a prvků porovnávat v co největším rozsahu z hlediska doby jejich použití. Proto uvažujeme beton s označením (dle jednotlivých starších předpisů a norem)

KT – SB – MS – MS – EC

d – 135 – I – B10 – C8/10

který se používal od začátku betonového stavitelství na území ČR až do roku 1948 a dále beton

f – 250 – III – B20 – C16/20

který se používal od roku 1931 až do současnosti.

Pokud jde o výztuž, uvažují výztuž s hladkým povrchem s návrhovou mezí kluzu 180 MPa, která se používala od počátku betonového stavitelství na území ČR až do roku 1956, dále ocel ROXOR, která se používala v letech 1942 až 1956 a konečně ocel V (10 425), která se používala od roku 1970.

Charakteristiky betonu – ohybané prvky – tlak za ohybu, hlavní zatížení [MPa]

				Dovolené namáhání betonu d (C8/10)	Návrhová pevnost betonu C8/10	Dovolené namáhání betonu f (C16/20)	Mezní napětí betonu 250 (C16/20)	Návrhová pevnost betonu C16/20
c.k. Předpis	1907	KT	k_b	4,0				
c.k. Předpis	1911	KT	k_b	4,2				
ČS dodatek	1918	KT	k_b	4,2				
ČSN 1090-1931	1931	KT	k_b	4,0		5,8		
válečná směrnice	1942	KT	k_b	4,0		7,5		
ČSN 1090-1948	1948	KT	k_b	4,0		5,8		
ČSN 1090-1948d	1948	SB	k_b				22,0 s=1,9	
ČSN 73 2001	1956	SB	k_b				20,7 s=1,9	
ČSN 73 2001	1970	SB	k_b				20,7 s=1,9	
ČSN 73 1201	1967	MS	R_{bi}					11,5
ČSN 73 1201	1986	MS	R_{bd}					11,5
EC 1992-1-1	2006	MS	f_{cd}		5,33			10,67

Tabulka 12

Charakteristiky betonu – tlačené prvky – centrický tlak, hlavní zatížení [MPa]

				Dovolené namáhání betonu d (C8/10)	Návrhová pevnost betonu C8/10	Dovolené namáhání betonu f (C16/20)	Mezní napětí betonu 250 (C16/20)	Návrhová pevnost betonu C16/20
c.k. Předpis	1907	KT	k_{b0}	2,8				
c.k. Předpis	1911	KT	k_{b0}	2,8				
ČS dodatek	1918	KT	k_{b0}	3,1				
ČSN 1090-1931	1931	KT	k_{b0}	3,0		4,5		
válečná směrnice	1942	KT	k_{b0}	3,0		5,5		
ČSN 1090-1948	1948	KT	k_{b0}	3,0		4,5		
ČSN 1090-1948d	1948	SB	k_{b0}				17,5 s=2,2	
ČSN 73 2001	1956	SB	k_{b0}				17,5 s=2,2	
ČSN 73 2001	1970	SB	k_{b0}				17,5 s=2,2	
ČSN 73 1201	1967	MS	R_{bc}					9,20
ČSN 73 1201	1986	MS	R_{bd}					11,5
EC 1992-1-1	2006	MS	f_{cd}		5,33			10,67

Tabulka 13

Materiálové charakteristiky betonu – smyk, hlavní zatížení [MPa]

				Dovolené namáhání betonu d (C8/10)	Návrhová pevnost betonu C8/10	Dovolené namáhání betonu f (C16/20)	Mezní napětí betonu 250 (C16/20)	Návrhová pevnost betonu C16/20
c.k. Předpis	1907	KT	k_b^+	0,45				
c.k. Předpis	1911	KT	k_b^+	0,45				
ČS dodatek	1918	KT	k_b^+	0,45				
ČSN 1090-1931	1931	KT	k_b^+	0,40		0,50		
válečná směrnice	1942	KT	k_b^+	0,40		0,60		
ČSN 1090-1948	1948	KT	k_b^+	0,40		0,50		
ČSN 1090-1948d	1948	SB	k_b^+				2,0 s=2,5	
ČSN 73 2001	1956	SB	k_b^+				2,0 s=2,5	
ČSN 73 2001	1970	SB	k_b^+				2,0 s=2,5	
ČSN 73 1201	1967	MS	R_{bz}					0,75
ČSN 73 1201	1986	MS	R_{btd}					0,90
EC 1992-1-1	2006	MS						

Tabulka 14

Materiálové charakteristiky oceli – tah, tlak, hlavní zatížení [MPa]

				Dovolené namáhání hladká ocel pevnost min. 340 MPa	Mezní napětí ocel ROXOR (10 512)	Mezní napětí Ocel V (10 425)
c.k. Předpis	1907	KT	k_s	95		
c.k. Předpis	1911	KT	k_s	100		
ČS dodatek	1918	KT	k_s	120		
ČSN 1090-1931	1931	KT	k_s	120		
válečná směrnice	1942	KT	k_s	120	220	
ČSN 1090-1948	1948	KT	k_s	120	120, C = 1,65	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	k_s		230, C = 1,65, s=2,2/1,9	
ČSN 73 2001	1956	SB	k_s		230, C = 1,65, s=2,2/1,9	
ČSN 73 2001	1970	SB	k_s			230, C=2,3

Tabulka 15

Materiálové charakteristiky oceli – podle MS [MPa]

				Návrhová pevnost hladká ocel pevnost min. 340 MPa	Návrhová pevnost Ocel ROXOR (10 512)	Návrhová pevnost ocel V (10 425)
ČSN 73 1201	1967	MS	R_{sd}			374
ČSN 73 1201	1986	MS	R_{sd}			375
EC 1992-1-1	2006	MS	f_{yd}	180	340	375

Tabulka 16

U oceli Roxor uvažují stejnou průřezovou plochu jako u oceli s hladkým povrchem (plocha $\varnothing 20$ odpovídá zhruba profilu Roxor 26 – s opsaným kruhem profilu 26 mm).

6.4 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ MODELY ZÁKLADNÍCH VELIČIN

Pro potřeby výpočtu indexu spolehlivosti β je nejprve nutno zvolit pravděpodobnostní model jednotlivých náhodně proměnných veličin. Při volbě tohoto modelu vycházíme z konvenčního modelu dle materiálů JCSS, převzatého z příručky [86].

Konvenční pravděpodobnostní modely vybraných základních veličin podle [86]

Součinitele modelových nejistot pro odolnost železobetonových prvků podle [86]

Prvek	Rozdělení	Průměr	Var. koef.
Ohybová únosnost nosníku, desky	LN	1,20	0,15
Smyková únosnost nosníku, desky	LN	1,00	0,10
Sloup	LN	1,20	0,15
Odolnost spojů	LN	1,00	0,15
Protlačení	LN	1,00	0,15

Tabulka 17

Č.	Kategorie veličin	Název základní veličiny	Značka X	Rozměr	Rozdělení	Průměr μ_X	Sm. odch. σ_X
1	Zatížení	Stálé	G	kN/m^2	N	G_k	$0,03-0,10\mu_X$
2		Užitné – 5 rok	Q	kN/m^2	GU	$0,2Q_k$	$1,1\mu_X$
3		Užitné – 50 let	Q	kN/m^2	GU	$0,6Q_k$	$0,35\mu_X$
4		Vítr – 1 rok	W	kN/m^2	GU	$0,3W_k$	$0,5\mu_X$
5		Vítr – 50 let	W	kN/m^2	GU	$0,7W_k$	$0,35\mu_X$
6		Sníh – 1 rok	S	kN/m^2	GU	$0,35 S_k$	$0,70 \mu_X$
7		Sníh – 50 let	S	kN/m^2	GU	$1,1 S_k$	$0,30 \mu_X$
8	Pevnost materiálů	Mez kluzu oceli	f_y	MPa	LN	$f_{yk}+2\sigma$	$0,07-0,10\mu_X$
9		Pevnost oceli	f_u	MPa	LN	$\kappa \mu_{fy}^*$	$0,05\mu_X$
10		Pevnost betonu	f_c	MPa	LN	$f_{ck}+2\sigma$	$0,10-0,18\mu_X$
11		Mez kluzu výztuže	f_y	MPa	LN	$f_{yk}+2\sigma$	30 MPa
12	Geometrie	IPE profily	A, W, I	$\text{m}^2 - \text{m}^4$	N	$0,99X_{\text{nom}}$	$0,01-0,04 \mu_X$
13	ocel. profilů	L-profilů, tyče	A, W, I	$\text{m}^2 - \text{m}^4$	N	$1,02X_{\text{nom}}$	$0,01-0,02 \mu_X$
14	Geometrie	Průřez. rozměry	b, h	m	N	b_k, h_k	$0,005-0,01$
15	betonových	Krycí vrstva	a	m	BET	a_k	$0,005-0,015$
16	průřezů	Náhodná excentr.	e	m	N	0	$0,003-0,01$
17	Modelové	Účinek zatížení	θ_E	–	N	1	$0,05-0,10$
18	nejistoty	Odolnost	θ_R	–	N	1–1,25	$0,05-0,20$

Tabulka 18

Při volbě pravděpodobnostního modelu pro výpočet zohledníme větší variabilitu pevnosti starších betonů a také větší variabilitu v tloušťce krycí vrstvy u starších betonů.

Pravděpodobnostní modely použité pro výpočet β

	Veličina	Zn.	Rozměr	Rozdělení	Průměr	Sm.odch.
Zatížení	Stálé	G	kN/m^2	N	G_k	$0,05\mu$
	Užitné 50 let	Q	kN/m^2	GU	$0,6Q_k$	$0,35\mu$
	Sníh 50 let	S	kN/m^2	GU	$1,1S_k$	$0,30\mu$
Pevnost materiálů	Pevnost betonu KT	f_c	MPa	LN	$f_{ck}+2\sigma$	$0,20\mu$
	Pevnost betonu SB + MS	f_c	MPa	LN	$f_{ck}+2\sigma$	$0,12\mu$
	Mez kluzu výztuže	f_y	MPa	LN	$f_{yk}+2\sigma$	30 MPa

Rozměry průřezů	Průřezové rozměry	h,b	m	N	h,b	0,0075
	Krycí vrstva KT	a	m	N	a	0,015
	Krycí vrstva SB + MS	a	m	N	a	0,006
	Náhodná excentricita	e	m	N	e	0,010
	Průřezová plocha výztuže	A _{s1}	m ²	N	A _{s1}	0,02μ
	Rozpětí nosníku	L	m	N	L	0,02

Tabulka 19

Součinitele modelových nejistot použité pro výpočet β

	Veličina	Zn.	Rozměr	Rozdělení	Průměr	Sm. odch.
Modelová nejistota	Účinek zatížení	θ _E	-	N	1,0	0,075
Modelová nejistota	Odolnost ohyb	θ _{R1}	-	LN	1,2	0,15
	Odolnost smyk	θ _{R3}	-	LN	1,0	0,10
	Odolnost sloup	θ _{R6}	-	LN	1,2	0,15

Tabulka 20

6.5 ODOLNOST KONSTRUKCE – OHÝBANÉ PRVKY

Klasická teorie (1907 – 1948)

Vyčerpání únosnosti průřezu v ohybu může podle klasické teorie nastat buď rozdrčením betonu, nebo protažením oceli.

Ohybový moment únosnosti průřezu s ohledem na tlačný beton je:

$$M_c = bx(d - \frac{x}{3}) \frac{k_b}{2} \quad (21)$$

Ohybový moment únosnosti průřezu s ohledem na taženou výztuž je:

$$M_s = A_{s1}(d - \frac{h}{3})k_s \quad (22)$$

O únosnosti průřezu rozhoduje nižší z obou hodnot.

Příčemž výška tlačné oblasti x je:

$$x = \frac{nA_{s1}}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_{s1}}} \right) \quad (23)$$

a pracovní součinitel

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (24)$$

Ve vzorcích (21) až (24) je:

- b šířka průřezu
- d účinná výška průřezu
- κ_b dovolené namáhání betonu v tlaku
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy
- A_{s1} průřezová plocha tažené výztuže
- κ_s dovolené namáhání výztuže
- E_s modul pružnosti výztuže
- E_b modul pružnosti betonu

Stupeň bezpečnosti (1948 – 1970)

Mezní ohybový moment na mezi únosnosti průřezu je:

$$M_m = (d - 0,5x)A_{s1}C\kappa_s \quad (25)$$

Přičemž výška tlačné oblasti x je podle normy ČSN 1090-1948d:

$$x = \frac{A_{s1}C\kappa_s}{0,94\kappa_b b} \quad (26)$$

Podle normy ČSN 73 2001 je výška tlačné oblasti:

$$x = \frac{A_{s1}C\kappa_s}{\kappa_b b} \quad (27)$$

Stupeň bezpečnosti pro ohýbané prvky je pro hlavní zatížení (stálé + nahodilé + sníh) roven $s = 1,90$.

Ve vzorcích (25) až (27) je:

- b šířka průřezu
- d účinná výška průřezu
- κ_b mezní napětí betonu v tlaku
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy
- A_{s1} průřezová plocha tažené výztuže
- κ_s mezní napětí výztuže v tahu
- C převodní součinitel plochy výztuže

Mezní stavy (od roku 1967)

Ohybový moment na mezi únosnosti průřezu je:

$$M_{Rd} = (d - 0,5x)A_{s1}R_{sd} \quad (28)$$

Příčemž výška tlačené oblasti x je podle normy ČSN 1090-1948d:

$$x = \frac{A_{s1}R_{sd}}{R_{bd}b} \quad (29)$$

Ve vzorcích (28) až (29) je:

b šířka průřezu

d účinná výška průřezu

R_{bd} návrhová pevnost betonu v tlaku

x vzdálenost krajních tlačených vláken betonu od neutrálné osy

A_{s1} průřezová plocha tažené výztuže

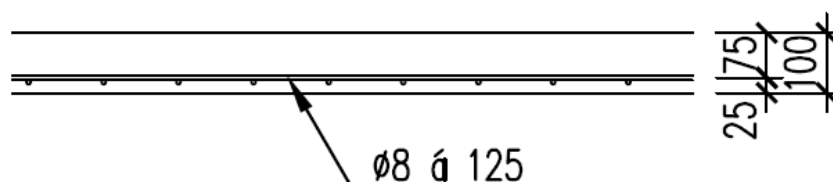
R_{sd} návrhová pevnost výztuže v tahu

Průměrný součinitel zatížení pro desky uvažují $\gamma_E = 1,35$, pro trámy $\gamma_E = 1,30$

Ohybové momenty únosnosti desky

Modelová deska má tloušťku 100 mm a výztuž $\varnothing 8$ á 125 mm.

Účinná výška $d = 75$ mm.



Obrázek 65

Ohybové momenty únosnosti desky, vypočtené podle vztahů (21) až (29) jsou v tabulce 21.

V tabulce 21 jsou uvedeny charakteristické (normové) hodnoty ohybových momentů. Aby bylo možno, alespoň přibližně, porovnávat momenty, vypočtené podle klasické teorie, podle stupně bezpečnosti a podle mezních stavů, jsou mezní momenty vypočtené podle stupně bezpečnosti děleny stupněm bezpečnosti $s = 1,90$ a návrhové momenty podle mezních stavů jsou děleny průměrným součinitelem spolehlivosti zatížení pro desku $\gamma_E = 1,40$ (viz kapitolu 6.1).

Charakteristické ohybové momenty únosnosti na desce podle Obr. 65 v [kNm/bm]

Deska 100 \varnothing 8 á 125 $\mu = 0,00536$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V – 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	2,55			
c.k. Předpis	1911	KT	M	2,68			
ČS dodatek	1918	KT	M	3,22			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	3,22	3,22		
válečná směrnice	1942	KT	M	3,22	3,22	5,90	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	3,22	3,22	4,77	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		3,54	5,73	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		4,05	5,73	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				7,53
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				7,72
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				7,46
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,40$	3,52	3,70	6,69	7,31

Tabulka 21

Charakteristické ohybové momenty únosnosti přepočítané vzhledem EC v [kNm/bm]

Deska 100 \varnothing 8 á 125 $\mu = 0,00536$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V – 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	0,724			
c.k. Předpis	1911	KT	M	0,761			
ČS dodatek	1918	KT	M	0,915			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	0,915	0,870		
válečná směrnice	1942	KT	M	0,915	0,870	0,882	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	0,915	0,870	0,713	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		0,957	0,857	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		1,095	0,857	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				1,030
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,056
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,021
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,40$	1,000	1,000	1,000	1,000

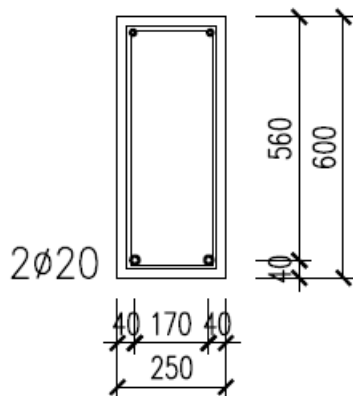
Tabulka 22

Ohybové momenty únosnosti trámu T1 - 2 \varnothing 20

Pro ověření spolehlivosti trámů byly zvoleny dva modelové trámy s různým stupněm vyztužení.

Modelový trám T1 má rozměry 250/600 mm a výztuž 2 \varnothing 20 mm.

Účinná výška $d = 560$ mm.



Obrázek 66

Ohybové momenty únosnosti trámu T1, vypočtené podle vztahů (21) až (29) jsou v tabulce 23.

Stejně jako u desky jsou uvedeny charakteristické (normové) hodnoty ohybových momentů. Mezní momenty vypočtené podle stupně bezpečnosti jsou děleny stupněm bezpečnosti $s = 1,90$ a návrhové momenty podle mezních stavů jsou děleny průměrným součinitelem spolehlivosti zatížení pro trám $\gamma_E = 1,35$ (viz kapitolu 6.1).

Charakteristické ohybové momenty únosnosti trámu podle Obr. 66 v [kNm]

Trám 250/600 2 \varnothing 20 $\mu = 0,00448$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	30,0			
c.k. Předpis	1911	KT	M	31,6			
ČS dodatek	1918	KT	M	37,9			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	37,9	37,9		
válečná směrnice	1942	KT	M	37,9	37,9	69,5	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	37,9	37,9	62,4	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		41,5	67,4	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		47,6	67,4	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				92,3
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				101,6
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				101,8
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,35$	56,3	58,6	82,2	89,9

Tabulka 23

Charakteristické ohybové momenty únosnosti přepočítané vzhledem EC v [kNm/bm]

Trám 250/600 2 \emptyset 20 $\mu = 0,00448$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	M	0,533			
c.k. Předpis	1911	KT	M	0,561			
ČS dodatek	1918	KT	M	0,673			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	0,673	0,647		
válečná směrnice	1942	KT	M	0,673	0,647	0,845	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	0,673	0,647	0,759	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		0,708	0,820	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		0,812	0,820	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				1,027
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,130
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,132
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000

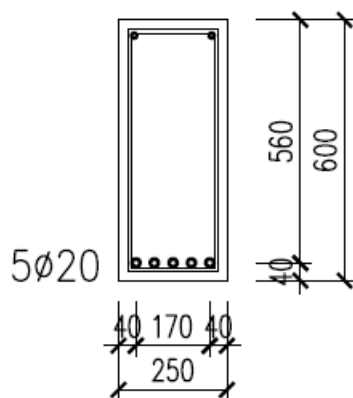
Tabulka 24

Ohybové momenty únosnosti trámu T2 - 5 \emptyset 20

Pro ověření spolehlivosti trámů byly zvoleny dva modelové trámy s různým stupněm vyztužení.

Modelový trám T2 má rozměry 250/600 mm a výztuž 5 \emptyset 20 mm.

Účinná výška $d = 560$ mm.



Obrázek 67

Ohybové momenty únosnosti trámu T2, vypočtené podle vztahů (21) až (29) jsou v tabulce 25.

Stejně jako v předchozích případech jsou uvedeny charakteristické (normové) hodnoty ohybových momentů. Mezní momenty vypočtené podle stupně bezpečnosti jsou děleny stupněm bezpečnosti $s = 1,90$ a návrhové momenty podle mezních stavů jsou děleny průměrným součinitelem spolehlivosti zatížení pro trám $\gamma_E = 1,35$ (viz kapitolu 6.1).

Charakteristické ohybové momenty únosnosti trámu podle Obr. 67 v [kNm]

Trám 250/600 5 ϕ 20 $\mu = 0,0112$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	58,4			
c.k. Předpis	1911	KT	M	61,3			
ČS dodatek	1918	KT	M	61,3			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	58,4	84,7		
válečná směrnice	1942	KT	M	58,4	90,2	109,5	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	58,4	84,7	84,7	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		99,9	157,6	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		113,7	157,6	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				210,0
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				224,1
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				224,5
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,35$	95,0	106,2	181,9	196,1

Tabulka 25

Maximální charakteristické ohybové momenty v kN, které trám unese, vztažené k „EC“

Trám 250/600 5 ϕ 20 $\mu = 0,0112$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	0,615			
c.k. Předpis	1911	KT	M	0,645			
ČS dodatek	1918	KT	M	0,645			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	0,615	0,798		
válečná směrnice	1942	KT	M	0,615	0,849	0,602	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	0,615	0,798	0,465	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		0,941	0,866	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		1,071	0,866	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				1,071
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,143
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,145
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000

Tabulka 26

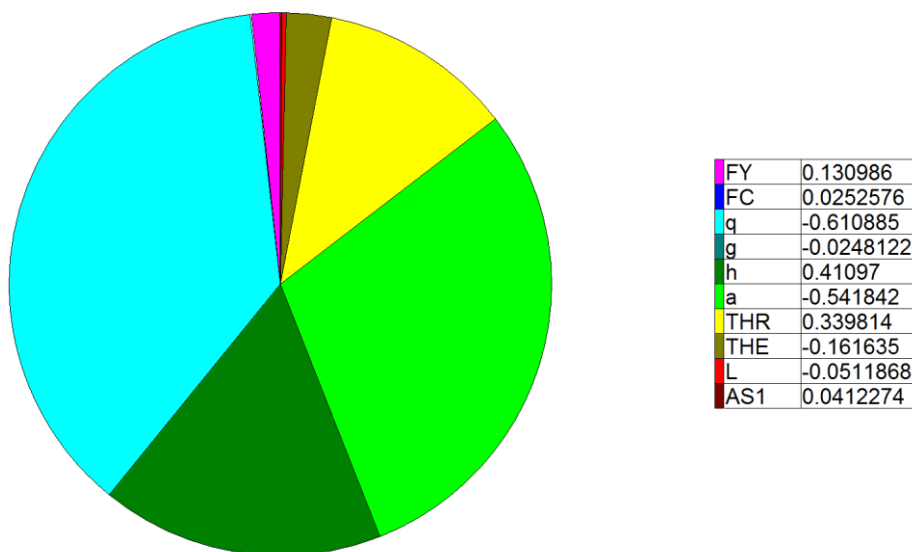
6.6 ROZBOR SPOLEHLIVOSTI OHÝBANÝCH PRŮŘEZŮ

Funkce mezního stavu $G(X) = R - E$ pro ohýbané průřezy je uvažována ve tvaru:

$$G(X) = M_R - M_E = \theta_R A_{s1} f_y \left[\left(h - a - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{A_{s1} f_y}{2b f_c} \right] - \theta_E \frac{1}{8} (g + q) l^2 = 0 \quad (30)$$

Na následujícím obrázku je zobrazena citlivost indexu spolehlivosti desky na jednotlivé náhodné proměnné.

Alphas of R-variables FLIM(1) [NOVYTRAM.PTI]



Obrázek 68

Deska dle obrázku 65

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti desek v Tabulce 27 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Deska 100 \varnothing 8 á 125 $\mu = 0,00536$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	4,699			
c.k. Předpis	1911	KT	4,560			
ČS dodatek	1918	KT	4,055			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,055	4,178		
válečná směrnice	1942	KT	4,055	4,178	4,023	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,055	4,178	4,628	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		3,918	4,105	
ČSN 73 2001	1956	SB		3,558	4,105	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,410
ČSN 73 1201	1967	MS				3,342
ČSN 73 1201	1986	MS				3,435
EC 1992-1-1	2006	MS	3,806	3,800	3,674	3,491

Tabulka 27

Indexy spolehlivosti desek v Tabulce 28 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Deska 100 ø 8 á 125 $\mu = 0,00536$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V – 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	4,114			
c.k. Předpis	1911	KT	4,029			
ČS dodatek	1918	KT	3,674			
ČSN 1090-1931	1931	KT	3,674	3,821		
válečná směrnice	1942	KT	3,674	3,821	3,642	
ČSN 1090-1948	1948	KT	3,674	3,821	4,061	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		3,613	3,704	
ČSN 73 2001	1956	SB		3,558	4,105	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,410
ČSN 73 1201	1967	MS				3,342
ČSN 73 1201	1986	MS				3,435
EC 1992-1-1	2006	MS	3,806	3,800	3,674	3,491

Tabulka 28

Z tabulek je vidět, že spolehlivost průřezu desky se v závislosti na předpisu, podle kterého byl průřez navržen, příliš nemění a pohybuje se zhruba od 3,50 do 4,0, což lze považovat za vyhovující hodnotu.

Deska dle obrázku 65 při zatížení sněhem v Jablonci nad Nisou

V následující tabulce 29 jsou vypočteny indexy spolehlivosti průřezu pro zatížení sněhem na střeše v Jablonci $n/N 3,0 \text{ kN/m}^2$ a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle příslušných předpisů. Indexy spolehlivosti jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny

Indexy spolehlivosti v Tabulce 29 zohledňují jak vliv odolnosti průřezu, tak vliv součinitele zatížení při výpočtu podle různých předpisů.

Tabulka tedy dává odpověď na otázku, jak se vyvíjela (z dnešního pohledu) spolehlivost střešní desky, navržené v minulosti na zatížení sněhem podle tehdy platných norem.

Tedy například – deska z betonu C8/10 s výztuží z hladké oceli byla v roce 1907 navržena na zatížení sněhem $0,75 \text{ kN/m}^2$. Její index spolehlivosti při tomto zatížení je $\beta = 4,544$. Stejná deska, navržena v letech 1918 až 1948 rovněž na zatížení sněhem $0,75 \text{ kN/m}^2$ má index spolehlivosti $\beta = 3,732$. Pokud tuto desku posoudíme dle aktuálně platných norem na charakteristické zatížení sněhem $3,0 \text{ kN/m}^2$, vyjde $\beta = 1,529$.

Deska z betonu C16/20 s výztuží 10 425 – V navržena v roce 1970 podle stupně bezpečnosti na zatížení sněhem $1,50 \text{ kN/m}^2$, má index spolehlivosti (z dnešního pohledu) $\beta = 2,458$. Pokud tuto desku posoudíme dle aktuálně platných norem na charakteristické zatížení sněhem $3,0 \text{ kN/m}^2$, vyjde $\beta = 1,499$.

Indexy spolehlivosti desek při zatížení sněhem na střeše v Jablonci nad Nisou, intenzita zatížení $3,0 \text{ kN/m}^2$, stejný pravděpodobnostní model pro všechny veličiny.

Deska 100 \varnothing 8 á 125					d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
					Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	0,75	-	4,544			
c.k. Předpis	1911	KT	0,75	-	4,394			
ČS dodatek	1918	KT	0,75	-	3,732			
ČSN 1090-1931	1931	KT	0,75	-	3,732	3,966		
válečná směr.	1942	KT	0,75	-	3,732	3,966	3,763	
ČSN 1090-1948	1948	KT	0,75	-	3,732	3,966	4,486	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	0,75	-		3,506	3,890	
ČSN 73 2001	1956	SB	0,75	-		2,783	3,890	
ČSN 73 2001	1970	SB	1,5	-				2,458
ČSN 73 1201	1967	MS	1,5	1,4				2,324
ČSN 73 1201	1986	MS	1,5	1,4				2,510
EC 1992-1-1	2006	MS	3,0	1,5	1,529	1,494	1,277	1,499

Tabulka 29

Z Tabulky 29 plyne, že spolehlivost desek, navržených v minulosti podle různých předpisů se (s výjimkou výpočtu podle stupně bezpečnosti podle normy z roku 1956 a dále s výjimkou novějších norem po roce 1967) pohybovala kolem hodnoty $\beta = 3,80$. Pokud však tyto konstrukce posoudíme podle dnešních norem z řady Eurokódů na významně vyšší zatížení, pohybuje se jejich index kolem hodnoty $\beta = 1,50$, což je zcela nepřijatelné, protože to odpovídá pravděpodobnosti poruchy větší, než 0,01 – viz Tabulku 1.

Trám T1 dle obrázku 66

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 30 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Trám 250/600 2 \varnothing 20, $\mu = 0,00448$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	5,796			
c.k. Předpis	1911	KT	5,559			
ČS dodatek	1918	KT	4,801			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,801	4,909		
válečná směrnice	1942	KT	4,801	4,909	4,689	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,801	4,909	5,111	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,558	4,807	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,067	4,807	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,779
ČSN 73 1201	1967	MS				3,686
ČSN 73 1201	1986	MS				3,680
EC 1992-1-1	2006	MS	3,413	3,373	4,083	3,866

Tabulka 30

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 31 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Trám 250/600 2 \emptyset 20 $\mu = 0,00448$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	5,766			
c.k. Předpis	1911	KT	5,531			
ČS dodatek	1918	KT	4,780			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,780	4,889		
válečná směrnice	1942	KT	4,780	4,889	4,669	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,780	4,889	5,087	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,541	4,785	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,067	4,807	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,779
ČSN 73 1201	1967	MS				3,686
ČSN 73 1201	1986	MS				3,680
EC 1992-1-1	2006	MS	3,413	3,373	4,083	3,866

Tabulka 31

Trám T2 dle obrázku 67

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85$, $1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 32 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Trám 250/600 5 \emptyset 20 $\mu = 0,0112$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	6,234			
c.k. Předpis	1911	KT	6,070			
ČS dodatek	1918	KT	6,070			
ČSN 1090-1931	1931	KT	6,234	5,064		
válečná směrnice	1942	KT	6,234	4,832	6,341	
ČSN 1090-1948	1948	KT	6,234	5,064	7,779	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,471	4,781	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,038	4,781	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,848
ČSN 73 1201	1967	MS				3,633
ČSN 73 1201	1986	MS				3,626
EC 1992-1-1	2006	MS	4,385	4,262	4,259	4,081

Tabulka 32

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 33 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Trám 250/600 5 \varnothing 20 $\mu = 0,0112$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	6,185			
c.k. Předpis	1911	KT	6,023			
ČS dodatek	1918	KT	6,023			
ČSN 1090-1931	1931	KT	6,185	5,041		
válečná směrnice	1942	KT	6,185	4,810	6,285	
ČSN 1090-1948	1948	KT	6,185	5,041	7,698	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,452	4,746	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,038	4,781	
ČSN 73 2001	1970	SB				3,848
ČSN 73 1201	1967	MS				3,633
ČSN 73 1201	1986	MS				3,626
EC 1992-1-1	2006	MS	4,385	4,262	4,259	4,081

Tabulka 33

6.7 ODOLNOST KONSTRUKCE – CENTRICKY TLAČENÉ PRVKY

Klasická teorie (1907 – 1948)

Normální síla, kterou centricky tlačенý sloup přeneše, je v klasické teorii z let 1907 – 1918 dána vztahem:

$$N = A_i k_{b0} \vartheta^{-1} \quad (31)$$

Přičemž ideální průřezová plocha A_i je

$$A_i = A_b + n A_s \quad (32)$$

Ve vzorcích (30) až (31) je:

A_b plocha průřezu betonu

A_s průřezová plocha veškeré výztuže

k_{b0} dovolené namáhání betonu v prostém tlaku

$n = 15$ je pracovní součinitel dle vztahu (24)

ϑ je součinitel vzpěru dle Tabulky 34

$\frac{l}{i}$	ϑ	$\frac{l}{i}$	ϑ	$\frac{l}{i}$	ϑ
60	1,000	80	1,316	100	1,923
61	1,012	81	1,337	101	1,969
62	1,025	82	1,359	102	2,018
63	1,037	83	1,381	103	2,068
64	1,050	84	1,404	104	2,119
65	1,064	85	1,429	105	2,174
66	1,078	86	1,453	106	2,232
67	1,092	87	1,479	107	2,294
68	1,108	88	1,506	108	2,358
69	1,121	89	1,534	109	2,427
70	1,138	90	1,563	110	2,500
71	1,152	91	1,592	111	2,577
72	1,168	92	1,623	112	2,660
73	1,185	93	1,656	113	2,747
74	1,202	94	1,689	114	2,841
75	1,220	95	1,724	115	2,941
76	1,238	96	1,761	116	3,049
77	1,258	97	1,799	117	3,165
78	1,276	98	1,838	118	3,289
79	1,295	99	1,880	119	3,425

Tabulka 34

Od roku 1931 bylo možno při výpočtu tlačného sloupu zohlednit vliv třmínků na únosnost sloupu a započitatelná ideální průřezová plocha sloupu byla:

$$A_i = A_b + n \left[A_s + 10 \left(2 - \frac{s}{b} \right) A_{sn} \right] \quad (33)$$

kde je

s vzájemná vzdálenost třmínků

b nejmenší rozměr průřezu sloupu

A_{sn} je průřezová plocha náhradního myšleného podélného železa, které má na 1mb délky sloupu stejnou hmotnost jako hmotnost třmínků v tomto úseku

Stupeň bezpečnosti (1948 – 1970)

Mezní normální síla, kterou centricky tlačný sloup přenese je ve stupni bezpečnosti dána vztahem:

$$N_m = (A_b \kappa_{b0} + A_s \kappa_s) \vartheta^{-1} \quad (34)$$

Ve vzorci (33) je:

A_b plocha průřezu betonu

A_s průřezová plocha veškeré výztuže

κ_{b0} mezní napětí betonu v prostém tlaku

κ_s mezní napětí oceli v tlaku

ϑ je součinitel vzpěru dle Tabulky 35

$\frac{l}{i}$	ϑ	$\frac{l}{i}$	ϑ
50	1,00	76	1,52
51	1,02	77	1,54
52	1,04	78	1,56
53	1,06	79	1,58
54	1,08		
55	1,10	80	1,60
56	1,12	81	1,62
57	1,14	82	1,64
58	1,16	83	1,66
59	1,18	84	1,68
		85	1,70
60	1,20	86	1,72
61	1,22	87	1,74
62	1,24	88	1,76
63	1,26	89	1,78
64	1,28		
65	1,30	90	1,80
66	1,32	91	1,82
67	1,34	92	1,84
68	1,36	93	1,86
69	1,38	94	1,88
		95	1,90
70	1,40	96	1,92
71	1,42	97	1,94
72	1,44	98	1,96
73	1,46	99	1,98
74	1,48		
75	1,50	100	2,00
		—	—

Tabulka 35

Stupeň bezpečnosti pro tlačené prvky je pro hlavní zatížení (stálé + nahodilé + sníh) roven $s = 2,20$.

Mezní stavy (od roku 1967)

Návrhová normální síla, kterou, kterou centricky tlačенý sloup přenese, je při výpočtu podle mezních stavů dána vztahem:

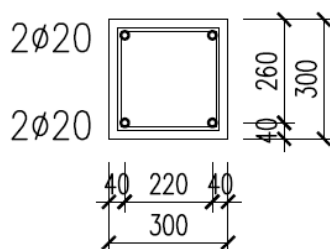
$$N_{Rd} = m_8(A_b m_6 R_{bc} + A_s R_{sd}) \quad (35)$$

Vliv vzpěru se zohledňuje součinitelem závislým na zatížení průřezu, který zvětšuje náhodnou excentricitu zatížení. Vliv vzpěru (geometrické nelinearity) je třeba uvažovat v případě, že štíhlost prvku λ překročí hodnotu 35.

Osově síly, které sloup přenese.

Modelový sloup má průřez tvaru čtverce o hraně 0,30 m a podélnou výztuž

4 $\varnothing 20$ mm. Síly jsou vypočteny pro štíhlosti sloupu $\lambda = 30, 60$ a 90 . Tomu při průřezu sloupu 300 x 300 mm odpovídá oboustranně kloubově uložený sloup o délce 2,60 m, 5,20 m a 7,80 m.



Obrázek 69

Osové síly, které sloup podle jednotlivých návrhových metodik unese, vypočtené podle vztahů (30) až (34), jsou v tabulce 36.

V tabulce 36 jsou uvedeny charakteristické (normové) tlakové síly. Aby bylo možno, alespoň přibližně, porovnávat momenty, vypočtené podle klasické teorie, podle stupně bezpečnosti a podle mezních stavů, jsou mezní osové síly vypočtené podle stupně bezpečnosti děleny stupněm bezpečnosti $s = 2,20$ a návrhové síly podle mezních stavů jsou děleny průměrným součinitelem spolehlivosti zatížení pro sloup $\gamma_E = 1,35$ (viz kapitolu 6.1).

Charakteristické síly, které sloup přeneše při centrickém tlaku [kN]

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 30$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	289			
c.k. Předpis	1911	KT	P	305			
ČS dodatek	1918	KT	P	338			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	331	496		
válečná směrnice	1942	KT	P	331	606	606	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	331	496	496	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$		847	933	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$		867	933	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				1005
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				985
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				941
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	419	690	790	808
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	410	669	738	740

Tabulka 36

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 60$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	238			
c.k. Předpis	1911	KT	P	305			
ČS dodatek	1918	KT	P	338			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	331	496		
válečná směrnice	1942	KT	P	331	606	606	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	331	496	496	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$		705	777	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$		722	777	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				837
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				815
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				814
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	402	650	692	692
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	379	592	495	469

Tabulka 37

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 90$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V – 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	185			
c.k. Předpis	1911	KT	P	211			
ČS dodatek	1918	KT	P	233			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	228	343		
válečná směrnice	1942	KT	P	228	418	418	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	228	343	343	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$		470	518	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$		481	518	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				558
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				704
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				470
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	350	554	462	442
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	277	347	250	238

Tabulka 38

Maximální charakteristické síly, které sloup unese, vztahené k „EC Rovina“

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 30$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V – 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	0,690			
c.k. Předpis	1911	KT	P	0,728			
ČS dodatek	1918	KT	P	0,807			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	0,790	0,719		
válečná směrnice	1942	KT	P	0,790	0,828	0,767	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	0,790	0,719	0,628	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$			1,181	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$			1,181	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				1,244
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,219
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,164
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	0,978	0,970	0,934	0,916

Tabulka 39

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 60$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	0,592			
c.k. Předpis	1911	KT	P	0,759			
ČS dodatek	1918	KT	P	0,841			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	0,823	0,736		
válečná směrnice	1942	KT	P	0,823	0,932	0,878	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	0,823	0,736	0,717	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$			1,123	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$			1,123	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				1,210
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,178
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,176
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	0,943	0,911	0,715	0,678

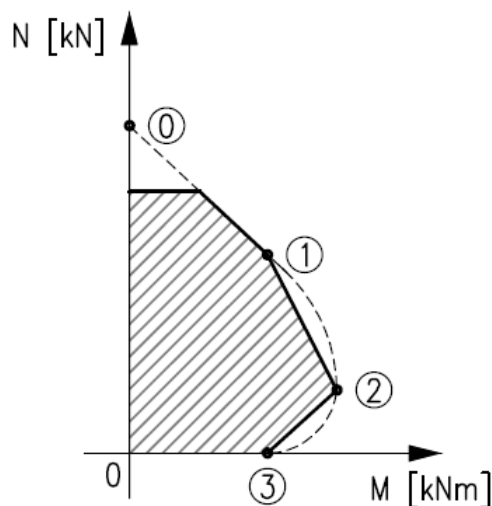
Tabulka 40

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 90$				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	P	0,529			
c.k. Předpis	1911	KT	P	0,603			
ČS dodatek	1918	KT	P	0,637			
ČSN 1090-1931	1931	KT	P	0,651	0,619		
válečná směrnice	1942	KT	P	0,651	0,754	0,905	
ČSN 1090-1948	1948	KT	P	0,651	0,619	0,742	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$P_m/2,2$			1,121	
ČSN 73 2001	1956	SB	$P_m/2,2$			1,121	
ČSN 73 2001	1970	SB	$P_m/2,2$				1,262
ČSN 73 1201	1967	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,592
ČSN 73 1201	1986	MS	$N_{Rd}/1,20$				1,063
EC Rovina	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000
EC Prostor	2006	MS	$N_{Rd}/1,35$	0,791	0,626	0,541	0,538

Tabulka 41

6.8 ROZBOR SPOLEHLIVOSTI CENTRICKY TLAČENÉHO SLOUPU

Funkce mezního stavu $G(X) = R - E$ pro tlačené průřezy vychází z interpolace mezi jednotlivými základními body interakčního diagramu excentricky tlačeného průřezu.



Obrázek 70

Pro interpolaci mezi body 0 a 1 interakčního diagramu má funkce tvar

$$G(X) = N_R - N_E = \theta_R \frac{N_{R0}M_{R1}}{M_{R1} + e(N_{R0} - N_{R1})} - \theta_E(g + q)l^2 = 0 \quad (36)$$

Pro interpolaci mezi body 1 a 2 interakčního diagramu má funkce tvar:

$$G(X) = N_R - N_E = \theta_R \frac{N_{R1}M_{R2} - N_{R2}M_{R1}}{M_{R2} - M_{R1} + e(N_{R1} - N_{R2})} - \theta_E(g + q)l^2 = 0 \quad (37)$$

Pro interpolaci mezi body 2 a 3 interakčního diagramu má funkce tvar:

$$G(X) = N_R - N_E = \theta_R \frac{N_{R2}M_{R3}}{-M_{R2} + M_{R3} + eN_{R2}} - \theta_E(g + q)l^2 = 0 \quad (38)$$

kde souřadnice základních bodů interakčního diagramu excentricky tlačeného průřezu jsou

$$N_{R0} = bhf_c + (A_{s1} + A_{s2})f_y \quad (39)$$

$$N_{R1} = 0,8b(h - a - \frac{\varrho}{2})f_c + A_{s2}f_y \quad (40)$$

$$N_{R2} = 0,494b(h - a - \frac{\varrho}{2})f_c \quad (41)$$

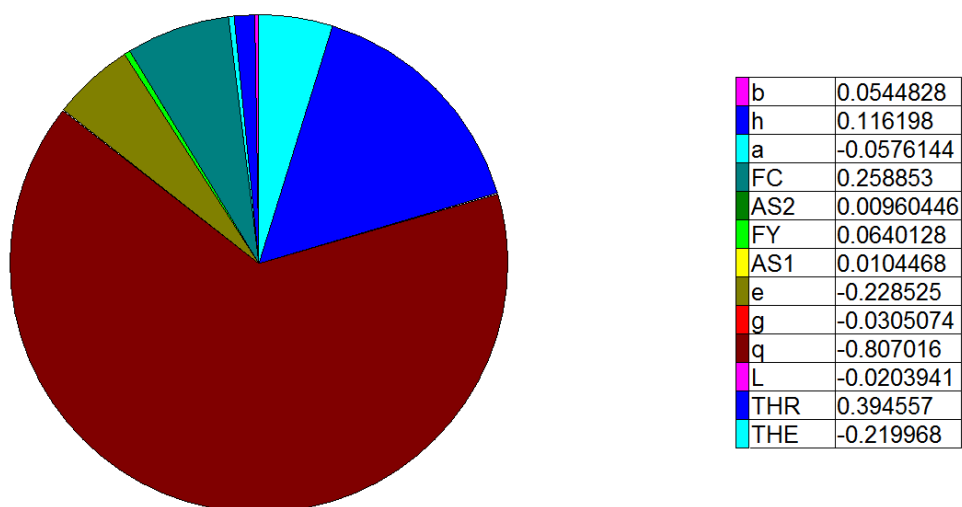
$$M_{R1} = 0,8b(h - a - \frac{\varrho}{2})f_c \left[0,5h - 0,4(h - a - \frac{\varrho}{2}) \right] + A_{s2}f_y z_2 \quad (42)$$

$$M_{R2} = 0,494b(h - a - \frac{\varrho}{2})f_c \left(0,5h + 0,247(h - a - \frac{\varrho}{2}) \right) + 2A_{s1}f_y z_1 \quad (43)$$

$$M_{R3} = A_{s1}f_y \left[\left(h - a - \frac{\varrho}{2} \right) - \left(\frac{A_{s1}f_y}{2 \cdot b \cdot f_c} \right) \right] \quad (44)$$

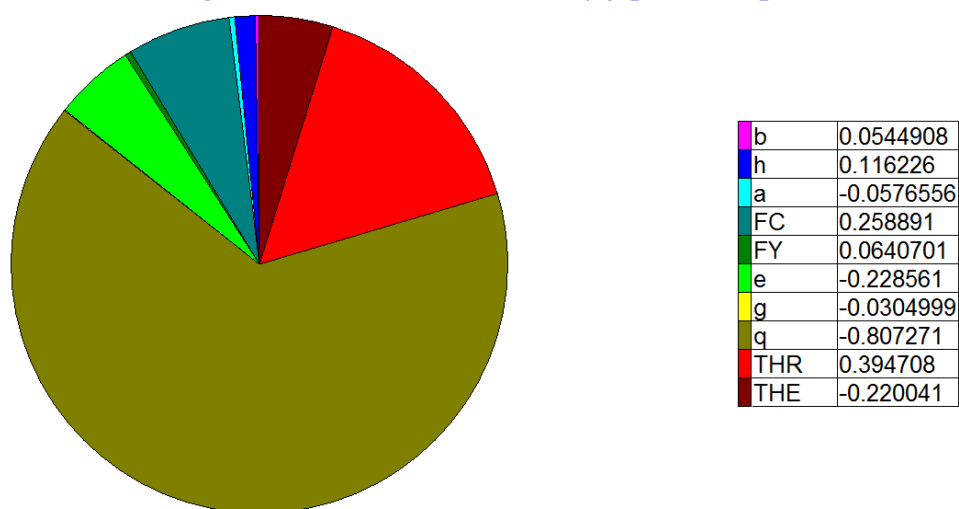
Na následujících obrázcích je zobrazena citlivost indexu spolehlivosti sloupu na jednotlivé náhodné proměnné. Na Obrázku 71 je výstup z výpočtu, kdy byly všechny vstupní veličiny uvažovány jako náhodně proměnné. Z analýzy je vidět, že citlivost indexu spolehlivosti na změnu průřezové plochy výztuže a na osové vzdálenosti sloupů (rozteč skeletu) je minimální. Vypočtený index spolehlivosti pro tento modelový případ je $\beta = 4,874$. Na druhém Obrázku 72 je výstup z výpočtu, kdy byly tyto veličiny (průřezová plocha A_{s1} a A_{s2} a vzdálenost sloupů L) uvažovány jako konstanty. Vypočtený index spolehlivosti pro stejný modelový případ je $\beta = 4,874$. Proto budeme pro zjednodušení výpočtu nadále uvažovat průřezovou plochu a vzdálenosti sloupů skeletu jako deterministické veličiny.

Alphas of R-variables FLIM(1) [NS3.PTI]



Obrázek 71

Alphas of R-variables FLIM(1) [NS3.PTI]



Obrázek 72

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 42 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 30$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	5,015			
c.k. Předpis	1911	KT	4,977			
ČS dodatek	1918	KT	5,056			
ČSN 1090-1931	1931	KT	5,012	5,273		
válečná směrnice	1942	KT	5,012	5,294	5,099	
ČSN 1090-1948	1948	KT	5,012	5,273	5,252	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,701	4,747	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,624	4,747	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,543
ČSN 73 1201	1967	MS				4,589
ČSN 73 1201	1986	MS				4,740
EC Rovina	2006	MS	4,870	5,208	4,973	4,982

Tabulka 42

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 43 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 30$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	4,777			
c.k. Předpis	1911	KT	4,744			
ČS dodatek	1918	KT	4,761			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,720	4,870		
válečná směrnice	1942	KT	4,720	4,839	4,777	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,720	4,870	4,903	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,343	4,439	
ČSN 73 2001	1956	SB		4,624	4,747	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,543
ČSN 73 1201	1967	MS				4,589
ČSN 73 1201	1986	MS				4,740
EC Rovina	2006	MS	4,870	5,208	4,973	4,982

Tabulka 43

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 44 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 60$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	5,143			
c.k. Předpis	1911	KT	4,952			
ČS dodatek	1918	KT	4,983			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,993	5,232		
válečná směrnice	1942	KT	4,993	5,265	5,021	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,993	5,232	5,156	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		5,290	5,049	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,176	5,049	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,905
ČSN 73 1201	1967	MS				4,919
ČSN 73 1201	1986	MS				4,919
EC Rovina	2006	MS	4,876	5,220	5,093	5,004

Tabulka 44

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 45 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 60$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	4,888			
c.k. Předpis	1911	KT	4,725			
ČS dodatek	1918	KT	4,730			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,743	4,843		
válečná směrnice	1942	KT	4,743	4,822	4,720	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,743	4,843	4,837	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,875	4,711	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,176	3,948	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,905
ČSN 73 1201	1967	MS				4,919
ČSN 73 1201	1986	MS				4,919
EC Rovina	2006	MS	4,876	5,220	5,093	5,004

Tabulka 45

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 46 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Sloup 4 \varnothing 20 štíhlost $\lambda = 90$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	5,253			
c.k. Předpis	1911	KT	5,138			
ČS dodatek	1918	KT	5,062			
ČSN 1090-1931	1931	KT	5,078	5,439		
válečná směrnice	1942	KT	5,078	5,275	5,042	
ČSN 1090-1948	1948	KT	5,078	5,439	5,161	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		5,188	4,950	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,116	4,950	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,801
ČSN 73 1201	1967	MS				4,853
ČSN 73 1201	1986	MS				4,853
EC Rovina	2006	MS	4,903	4,646	4,980	4,876

Tabulka 46

Indexy spolehlivosti sloupů v Tabulce 47 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Sloup 4 \varnothing 20, štíhlost $\lambda = 90$			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V - 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	4,985			
c.k. Předpis	1911	KT	4,894			
ČS dodatek	1918	KT	4,830			
ČSN 1090-1931	1931	KT	4,844	5,016		
válečná směrnice	1942	KT	4,844	4,891	4,767	
ČSN 1090-1948	1948	KT	4,844	5,016	4,870	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		4,821	4,684	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,116	4,950	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,801
ČSN 73 1201	1967	MS				4,853
ČSN 73 1201	1986	MS				4,853
EC Rovina	2006	MS	4,903	4,646	4,980	4,876

Tabulka 47

6.9 ODOLNOST KONSTRUKCE – SMYK NA TRÁMECH

Klasická teorie (1907)

Předpis z roku 1911 požadoval, aby napětí betonového průřezu ve smyku nepřekročilo hodnotu dovoleného namáhání betonu ve smyku k_b^+ . Vypočtené napětí, které přesahovalo hodnotu dovoleného namáhání betonu, musela přenést smyková výztuž. Tehdejší teorie vycházela z modelu, ve kterém třmínky fungovaly jako hmoždinky, bránící vzájemnému posunutí průřezů a pracovala tedy s pevností oceli ve smyku. Maximální posouvající síla, kterou průřez vyztužený třmínky přenesl, byla

$$V_R = \left(k_b^+ + \frac{A_{sw}k_{ss}}{b \cdot s_t} \right) \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad (45)$$

Kde:

- b šířka průřezu
- d účinná výška průřezu
- k_b^+ dovolené namáhání betonu ve smyku
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy
- A_{sw} průřezová plocha všech větví třmínku
- k_{ss} dovolené namáhání výztuže ve smyku, $k_{ss} = 60$ MPa
- s_t je vzdálenost třmínků

Klasická teorie (1911-1918)

Zůstal zachován výpočet podle předpisů z roku 1907, avšak předpis z roku 1911 kromě toho požadoval, aby smyková výztuž přenesla alespoň 60% celkové smykové síly. Zbývající část smyku se přisuzovala betonu. Navíc v ČS dodatku z roku 1918 bylo zvětšeno dovolené namáhání smykové výztuže na $k_{ss} = 70$ MPa

$$V_R = \frac{A_{sw}k_{ss}}{0.60 \cdot b \cdot s_t} \cdot b \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad (46)$$

Klasická teorie (1931-1948)

První norma z roku 1931 požadovala, aby smyková výztuž přenesla celou posouvající sílu. Teorie vycházela z odlišného modelu, oproti dřívějším předpisům a třmínky uvažovala jako tažené – pracovala tedy s pevností oceli v tahu.

Maximální posouvající síla, kterou průřez vyztužený třmínky přenesl, byla

$$V_R = \frac{A_{sw}k_s}{s_t} \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad (47)$$

Kde:

- d účinná výška průřezu
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy
- A_{sw} průřezová plocha všech větví třmínku
- k_s dovolené namáhání výztuže v tahu
- s_t je vzdálenost třmínků

Stupeň bezpečnosti (1948 – 1970)

Normy z let 1948 a 1956 požadovaly, aby smyková výztuž přenesla alespoň 90% celkové posouvající síly. Norma z roku 1970 pak tento požadavek upravila, aby smyková výztuž přenesla 80 % smykové síly. Zbývající část smyku se přisuzovala betonu.

Maximální posouvající síla, kterou průřez vyztužený třmínky přenesl, byla

$$V_R = \frac{A_{sw} \cdot C \cdot \sigma}{0,8 \cdot s_0 \cdot s_t} \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (48)$$

Kde:

- d účinná výška průřezu
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy
- A_{sw} průřezová plocha všech větví třmínku
- σ je mezní napětí výztuže v tahu $\sigma = 230$ MPa
- C je převodní součinitel pochy výztuže
- s_t je vzdálenost třmínků
- s_0 je stupeň bezpečnosti pro hlavní zatížení $s_0 = 1,90$.

Mezní stavy (1967)

Norma z roku 1967 požadovala, aby smyková výztuž přenesla alespoň 80% celkové posouvající síly. Zbývající část smyku se přisuzovala betonu.

Maximální posouvající síla, kterou průřez vyztužený třmínky přenesl, byla

$$V_R = \frac{A_{sw} \cdot R_{sd}}{0,8 \cdot s_t} \left(d - \frac{x}{2} \right) \quad (49)$$

Kde:

- d účinná výška průřezu
- x vzdálenost krajních tlačných vláken betonu od neutrálné osy

- A_{sw} průřezová plocha všech větví třmínku
 R_{sd} je návrhové napětí výztuže v tahu
 C je převodní součinitel plochy výztuže
 s_t je vzdálenost třmínků

Mezní stavy (1986)

Norma z roku 1986 přisuzovala betonu smykovou sílu Q_{bu} a třmínkům smykovou sílu Q_{ss} . Maximální posouvající síla, kterou průřez vyztužený třmínky přenese

$$V_R = Q_{bu} + Q_{ss} = \frac{1}{3} \cdot b \cdot h \cdot R_{btd} + A_{sw} R_{ssd} \frac{c}{s_t} \quad (50)$$

$$c = 1,20 \cdot \frac{b \cdot R_{btd}}{(Q_d - Q_{bu})} d^2$$

Kde:

- Q_{bu} je smyková síla přenášená betonem
 Q_{ss} je smyková síla přenášená třmínky
 h je výška průřezu
 b je šířka průřezu
 R_{btd} je návrhová pevnost betonu v tahu
 A_{sw} průřezová plocha všech větví třmínku
 R_{ssd} je návrhové napětí výztuže v tahu
 c je délka kolmého průmětu šikmého řezu do směru střednice
 s_t je vzdálenost třmínků

Charakteristické posouvající síly únosnosti trámu s výztuží 2 \emptyset 20 podle Obr. 66, třmínky \emptyset 6 á 100 mm v [kN]

Trám 250/600, 2 \emptyset 20, TŘ \emptyset 6 á 100				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	T	73,7			
c.k. Předpis	1911	KT	T	28,7			
ČS dodatek	1918	KT	T	33,4			
ČSN 1090-1931	1931	KT	T	34,4	34,4		
válečná směrnice	1942	KT	T	34,4	34,4	63,1	
ČSN 1090-1948	1948	KT	T	34,4	34,4	56,7	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$T_m/1,9$		41,9	67,9	
ČSN 73 2001	1956	SB	$T_m/1,9$		41,9	67,9	
ČSN 73 2001	1970	SB	$T_m/1,9$				104,7
ČSN 73 1201	1967	MS	$V_{Rd}/1,20$				115,3
ČSN 73 1201	1986	MS	$V_{Rd}/1,20$				149,6
EC 1992-1-1	2006	MS	$V_{Rd}/1,35$	68,9	71,7	130,7	143,0

Tabulka 48

Charakteristické posouvající síly únosnosti trámu přepočítané vzhledem EC v [kN]

Trám 250/600, 2 \varnothing 20, TŘ \varnothing 6 á 100				d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
				Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Hladká ocel $f_{yd} = 180$ MPa	Roxor 10512 $f_{yd} = 340$ MPa	V - 10425 $f_{yd} = 375$ MPa
c.k. Předpis	1907	KT	M	1,070			
c.k. Předpis	1911	KT	M	0,417			
ČS dodatek	1918	KT	M	0,485			
ČSN 1090-1931	1931	KT	M	0,499	0,480		
válečná směrnice	1942	KT	M	0,499	0,480	0,483	
ČSN 1090-1948	1948	KT	M	0,499	0,480	0,433	
ČSN 1090-1948d	1948	SB	$M_m/1,9$		0,584	0,520	
ČSN 73 2001	1956	SB	$M_m/1,9$		0,584	0,520	
ČSN 73 2001	1970	SB	$M_m/1,9$				0,732
ČSN 73 1201	1967	MS	$M_{Rd}/1,20$				0,806
ČSN 73 1201	1986	MS	$M_{Rd}/1,20$				1,046
EC 1992-1-1	2006	MS	$M_{Rd}/1,35$	1,000	1,000	1,000	1,000

Tabulka 49

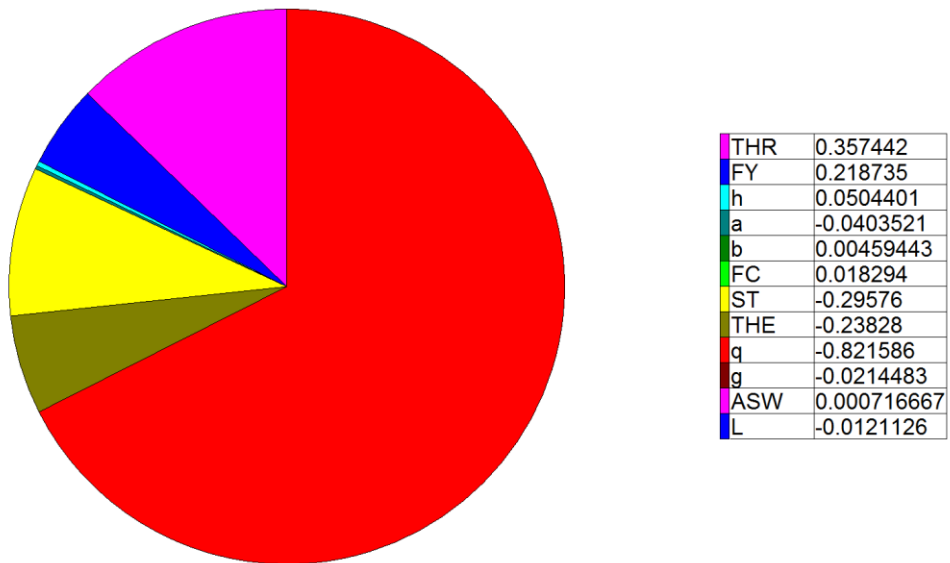
6.10 ROZBOR SPOLEHLIVOSTI PRŮŘEZŮ ZATÍŽENÝCH SMYKEM

Funkce mezního stavu $G(X) = R - E$ pro průřezy zatížené smykem a vyztužené svislými třmínky je uvažována ve tvaru:

$$G(X) = V_R - V_E = \theta_R \frac{A_{sw} f_y \cdot \left[(h - a - \frac{\varnothing}{2}) - \frac{A_{s1} f_y}{2 \cdot b \cdot f_c} \right] \cdot \cot g \theta}{s_t} - \theta_E \frac{1}{2} (g + q) l = 0 \quad (51)$$

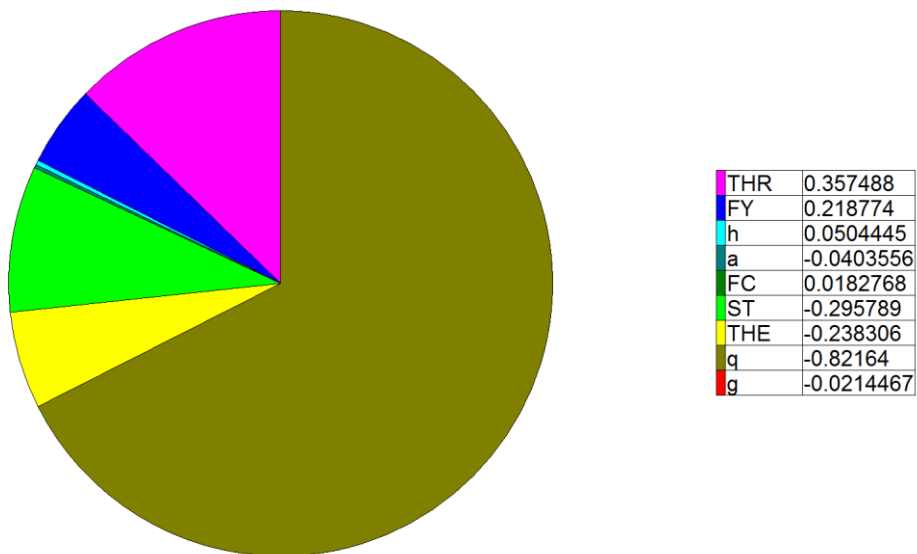
Na následujících obrázcích je zobrazena citlivost indexu spolehlivosti trámu zatíženého smykem na jednotlivé náhodné proměnné. Na Obrázku 73 je výstup z výpočtu, kdy byly všechny vstupní veličiny uvažovány jako náhodně proměnné. Z analýzy je vidět, že citlivost indexu spolehlivosti na změnu průřezové plochy smykové výztuže, na šířku trámu a na rozpětí trámu je minimální. Vypočtený index spolehlivosti pro tento modelový případ je $\beta = 7,159$. Na druhém Obrázku 74 je výstup z výpočtu, kdy byly tyto veličiny (průřezová plocha smykové výztuže A_{sw} , šířka trámu b a rozpětí trámu L) uvažovány jako konstanty. Vypočtený index spolehlivosti pro stejný modelový případ je $\beta = 7,160$. Proto budeme pro zjednodušení výpočtu nadále uvažovat průřezovou plochu třmínků, šířku trámu a rozpětí trámu jako deterministické veličiny.

Alphas of R-variables FLIM(1) [SMYK.PTI]



Obrázek 73

Alphas of R-variables FLIM(1) [SMYK.PTI]



Obrázek 74

Indexy spolehlivosti pro proměnné zatížení 10 kN/m^2 a pro součinitele spolehlivosti zatížení dle EC $\gamma_G = 0,85 \cdot 1,35 = 1,15$ a $\gamma_Q = 1,50$

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 50 jsou vypočteny s použitím stejného pravděpodobnostního modelu pro všechny náhodně proměnné veličiny.

Trám 250/600, 2 \varnothing 20, TŘ \varnothing 6 á 100			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V – 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	3,360			
c.k. Předpis	1911	KT	7,514			
ČS dodatek	1918	KT	6,598			
ČSN 1090-1931	1931	KT	6,437	6,749		
válečná směrnice	1942	KT	6,437	6,749	6,817	
ČSN 1090-1948	1948	KT	6,437	6,749	7,537	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		5,746	6,378	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,746	6,378	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,474
ČSN 73 1201	1967	MS				3,962
ČSN 73 1201	1986	MS				3,170
EC 1992-1-1	2006	MS	3,579	3,664	3,545	3,320

Tabulka 50

Indexy spolehlivosti trámů v Tabulce 51 zohledňují vliv větší variability pevnosti betonu a tloušťky krycí vrstvy u prvků zhotovených do roku 1948.

Trám 250/600, 2 \varnothing 20, TŘ \varnothing 6 á 100			d - C8/10	f - C16/20	C16/20	C16/20
			Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Hladká ocel $f_{yd} = 180 \text{ MPa}$	Roxor 10512 $f_{yd} = 340 \text{ MPa}$	V – 10425 $f_{yd} = 375 \text{ MPa}$
c.k. Předpis	1907	KT	3,346			
c.k. Předpis	1911	KT	7,462			
ČS dodatek	1918	KT	6,559			
ČSN 1090-1931	1931	KT	6,400	6,713		
válečná směrnice	1942	KT	6,400	6,713	6,771	
ČSN 1090-1948	1948	KT	6,400	6,713	7,480	
ČSN 1090-1948d	1948	SB		5,720	6,338	
ČSN 73 2001	1956	SB		5,746	6,378	
ČSN 73 2001	1970	SB				4,474
ČSN 73 1201	1967	MS				3,962
ČSN 73 1201	1986	MS				3,170
EC 1992-1-1	2006	MS	3,579	3,664	3,545	3,320

Tabulka 51

7 KONTROLA A PROHLÍDKY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

7.1 KONTROLA STAVEB DLE PLATNÝCH PŘEDPISŮ

Podle § 110, odstavce (2), písmene f) zákona č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon) ve znění poslední novely dle vyhlášky č. 225/2017, platné od 1.1.2018, musí stavebník k žádosti o stavební povolení přiložit **návrh plánu kontrolních prohlídek stavby.**

Povinnost zpracovat **plán kontroly zajištění spolehlivosti konstrukcí** (tedy stanovení kontrol spolehlivosti konstrukcí stavby z hlediska jejich budoucího využití) v rámci zpracování stavebně-konstrukční části projektu ve stupni projektu pro stavební povolení (DSP) ukládala zpracovateli projektu Příloha č. 5 vyhlášky č. 499/2006 Sb. o dokumentaci staveb ve znění vyhlášky č. 62/20013 Sb. Bylo to zakotveno v části D.1.2 Stavebně konstrukční řešení, pod písmenem d).

V posledním znění vyhlášky č. 499/2006 Sb. ve znění vyhlášky č. 405/2017 Sb., platné od 1.1.2018, již tato povinnost v příslušné Příloze č. 12 (rozsah a obsah projektové dokumentace pro ohlášení stavby nebo pro vydání stavebního povolení) uvedena není (ustanovení písmene d) bylo z části D.1.2 Přílohy č. 12 vypuštěno).

Za dané situace není tedy z předpisů jasné, kdo plán kontrolních prohlídek stavby zpracovává.

Požadavek na provádění periodických prohlídek existujících konstrukcí je dále uveden v odstavci 4.1 návrhu doplňkové normy ČSN 73 0038 z roku 2019.

Požadavky na prohlídky ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb jsou uvedeny v normě ČSN 73 2604 - [69].

Požadavky na prohlídky mostů pozemních komunikací jsou uvedeny v ČSN 73 6221- [70].

Tyto normy upřesňují požadavky na kontrolu příslušného typu konstrukcí. Norma [69], týkající se ocelových konstrukcí, stanoví na základě zatřídění konstrukce do tříd následků poruchy druhý a intervaly prohlídek, stanoví kdo je oprávněn prohlídky provádět a stanoví dále co, a jakým způsobem se má kontrolovat.

7.2 PORUCHY ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Pro železobetonové konstrukce žádný takový předpis v ČR neexistuje. Poruchy železobetonových konstrukcí se však i u pozemních staveb běžně vyskytují. Mezi nejčastější poruchy patří následující problémy:

- Degradace betonu i výztuže, v důsledku působení rozmrazovacích solí a následné koroze výztuže v železobetonu. To je běžné například u předložených železobetonových schodišť a jiných podobných konstrukcí, vystavených působení rozmrazovacích solí – tedy v prostředí se stupněm vlivu XC, popřípadě XF podle ČSN EN 206. Příklad takové konstrukce je na Obrázku 76. Na obrázku je podhled předloženého železobetonového schodiště u budovy Vrchního soudu v Praze.
- Degradace betonu i výztuže v důsledku karbonatce povrchové vrstvy betonu a následné koroze výztuže, která již v důsledku poklesu pH betonu není pasivována a tedy chráněna proti korozi. To je běžné u konstrukcí, vystavených velké vlhkosti a současně působení vzdušného CO₂, především v suterénech budov - tedy v prostředí se stupněm vlivu XD podle ČSN EN 206. Příklady takových konstrukcí jsou na Obrázcích 75 až 78. Na Obrázku 75 je strop suterénu bytového domu v Zámečnické ulici v Liberci (foto autor textu). Na Obrázcích 77 a 78 je stropní trám v suterénu paláce Adria v Liberci (foto autor textu). Všechny budovy byly v době, kdy byly fotografie pořízeny, v provozu.
- Poškození styků, ozubů, krátkých konzol a dalších poruchových oblastí, zejména u prefabrikovaných montovaných staveb. Zde se často vyskytuje poškození trhlinami. Příklad takových poruch je na Obrázcích 79 až 86.



Obrázek 75



Obrázek 76



Obrázek 77



Obrázek 78



Obrázek 79 – detail trhliny z Obr. 73 Plaza Plzeň, 2010



Obrázek 80 Parkovací dům OC Nisa, Liberec, 2015



Obrázek 81



Obrázek 82

Obrázky 81 až 84 představují mimořádně závažné poškození stropu přiletové haly na mezinárodním letišti. Poškození bylo zjištěno zcela náhodou při úpravách elektroinstalace v podhledu haly. Fotografie byly pořízeny autorem textu.



Obrázek 83



Obrázek 84

7.3 DOPORUČENÍ K PROHLÍDKÁM ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Na základě dlouhodobé zkušenosti s podobnými konstrukcemi navrhuji zpracovat normový předpis, týkající se prohlídek železobetonových konstrukcí, obdobný k normě ČSN 73 2604 - [69], určené pro ocelové konstrukce pozemních staveb.

Vydáním takového předpisu by nevznikly žádné další povinnosti vlastníkům budov, protože požadavky na prohlídky stavebních konstrukcí jsou zakotveny již ve stávajících předpisech – stavební zákon a ČSN 73 0038. Vznikl by pouze návod, jak tyto prohlídky v praxi provádět a na které problémy je vhodné a potřebné se při provádění prohlídek zaměřit.

8 PŘÍKLADY HISTORICKÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH STAVEB

V této kapitole jsou uvedeny typické příklady historických železobetonových staveb, které jsou předmětem zájmu předkládané dizertační práce. Platí pro ně následující charakteristiky:

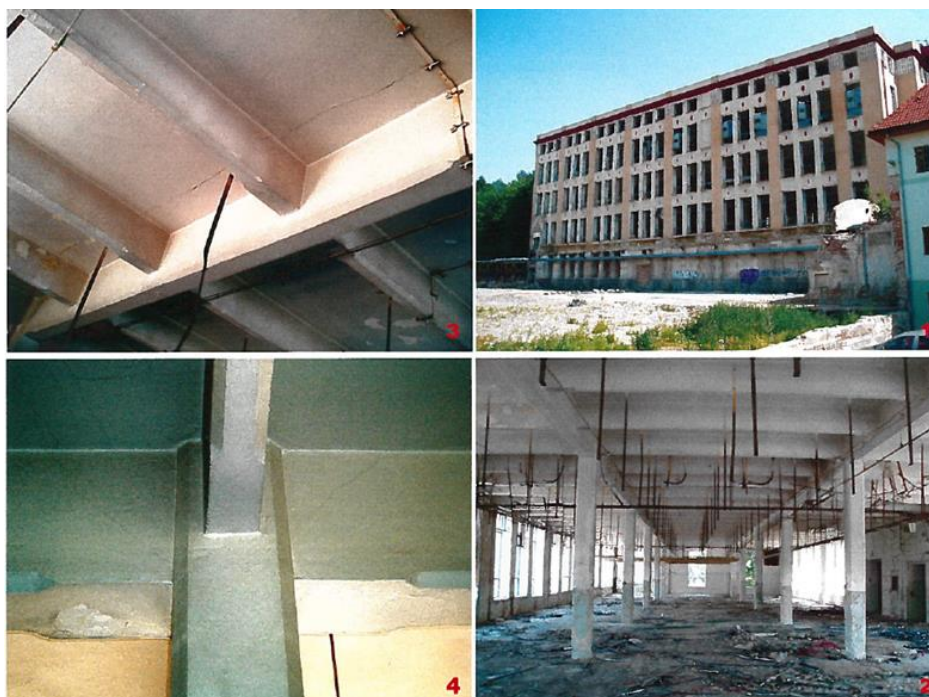
- Jedná se o jedny z prvních skeletových železobetonových staveb na území České republiky (a v širším kontextu i bývalé Rakousko-Uherské monarchie).
- Jsou řešeny v technologii vnitřního železobetonového skeletu kombinovaného s obvodovým nosným cihelným zdívem.
- Jde po technické stránce o typické a vyspělé ukázky staveb z počátků betonového stavitelství na našem území, které jsou součástí průmyslového dědictví společnosti.
- V současné době jsou objekty nevyužívané a čekají na svou konverzi pro nové využití (nebo v horším případě na demolici).

Přádelna bavlny Johanna Liebiga ve Velkých Hamrech

Jedna z nejstarších železobetonových skeletových staveb v Rakousku-Uhersku vůbec, uvedená do provozu v roce 1907 – viz Obrázek 45.

Budova Blaupunkt v ulici Na Bídě, Liberec

Pravděpodobně první železobetonová stavba skeletového typu s trémovými stropy v Liberci. Poslední z objektů bývalé Textilany v Jablonecké ulici a v ulici Na Bídě (dnes jediná stojící budova, památkově chráněná) – viz Obrázek 46.



Obrázek 85

9 ZÁVĚR

9.1 ZÁVĚREČNÁ REKAPITULACE

V úvodu práce byl shrnut historický vývoj novodobých železobetonových konstrukcí od počátku používání železobetonu v polovině 19. století zhruba do 20. let 20. století a to jak ve světě, tak následně i v Českých zemích. Tyto historické souvislosti jsou obsahem kapitoly 2 této práce. Podklady pro tuto kapitolu tvoří velké množství různých českých i zahraničních publikací a popisu historického vývoje jsem věnoval prostor proto, že jsem takové celkové shrnutí v tomto rozsahu nenašel v žádné dosud vydané a dostupné literatuře.

Kapitola 3 byla věnována spolehlivosti stavebních konstrukcí obecně, představuje východisko pro následné zkoumání spolehlivosti zvolených prvků existujících železobetonových konstrukcí.

V kapitole 4 byly shromážděny veškeré dostupné předpisy pro zatížení a navrhování železobetonových konstrukcí. Podle mých znalostí se podařilo dohledat všechny hlavní předpisy, které byly v minulosti dostupné a podle kterých mohly být železobetonové konstrukce na území dnešní České republiky v průběhu let navrhovány. Kapitola 4 také obsahuje přehled teorií a způsobů, které se v minulosti pro navrhování železobetonových konstrukcí používaly.

Kapitola 5 byla věnována problematice stavebně-technických průzkumů a hodnocení vlastností materiálů existujících staveb. Doporučení pro volbu minimálního počtu vzorků pro zkoušky materiálů a doporučení hodnocení zkoušek betonu existující konstrukce jsou uvedena v kapitolách 5.2 a 5.5.

Těžištěm celé práce je kapitola 6, která obsahuje modelové výpočty indexů spolehlivosti vybraných prvků klasického železobetonového skeletu typu „Hennebique“ (systém deska – průvlak – trám – sloup), navržených podle všech předpisů, které se v minulosti na území české republiky používaly. Pro výpočet indexu spolehlivosti byl použit program COMREL verze 6.0, zapůjčený pro studijní účely Kloknerovým ústavem ČVUT. Výpočet indexů spolehlivosti β byl proveden metodou FORM.

Kapitola 7 se zabývá problematikou prohlídek železobetonových konstrukcí, které v ČR nejsou žádným předpisem regulovány. Považuji takový předpis za potřebný, protože se ve své praxi setkávám s poruchami, které někdy vyvolávají diskuze, popřípadě i spory s vlastníky budov, týkající se povinností kontrolovat stavby a

udržovat jejich spolehlivost na přijatelné úrovni tak, aby nemohlo docházet k ohrožení lidského zdraví, případně i života a majetku. Příslušné doporučení z toho plynoucí je v kapitole 7.3.

Hlavním přínosem práce je alespoň orientační prvků a jejich průřezů, navržených v minulosti podle různých historických norem a předpisů a jejich porovnání s výpočtem prvku podle aktuálně platných norem. Porovnány byly jak absolutní charakteristické hodnoty únosností průřezů, namáhaných ohybem, tlakem a smykem, navržených podle starších předpisů s únosností, plynoucí z výpočtu, provedeného podle aktuálně platných norem, tak jejich indexy spolehlivosti. To umožňuje získat alespoň orientační představu o úrovni spolehlivosti prvků, navržených podle různých historických předpisů. Obecně lze konstatovat, že se nepotvrdily názory některých projektantů, že aktuálně platné normy ze soustavy eurokódů jsou výrazně konzervativnější, než starší (případně i historické) návrhové předpisy. Z provedených výpočtů naopak plyne, že až na výjimky byly ve většině případů historické návrhové předpisy konzervativnější.

9.2 ODPOVĚDI NA VÝZKUMNÉ OTÁZKY

Výzkumné otázky jsou uvedeny v kapitole 1.4.

- Úroveň spolehlivosti existujících železobetonových konstrukcí industriálních staveb, navržených podle starších předpisů byla zkoumána na vybraných prvcích klasického železobetonového skeletu typu „Hennebique“.

Byly provedené modelové výpočty spolehlivosti desky, trámy a sloupů různých štíhlostí. U trámů bylo zkoumáno zatížení ohybovým momentem a posouvající silou.

Protože byla práce zaměřena především na průmyslové stavby, bylo uvažováno zatížení konstrukcí od výroby a skladování s proměnným užitným zatížením 10 kN/m^2 .

Dále byl zkoumán vliv zatížení sněhem v oblasti Liberce a Jablonce nad Nisou, kde v průběhu let došlo ke značnému nárůstu zatížení sněhem – viz kapitolu 6.2.

Výsledky z provedených modelových výpočtů jsou uvedeny v tabulkách v kapitolách 6.5 až 6.10. Lze je stručně shrnout do následujících bodů:

- Pokud jde o ohýbané konstrukce (deska, trám) lze konstatovat, že ve zkoumaných případech byly starší předpisy až na výjimky konzervativnější, než jsou předpisy platné v současné době. Vypočtené indexy spolehlivosti se pohybují převážně nad hodnotou $\beta = 3,80$ a to i v případě, že vezmeme v úvahu vyšší variabilitu rozměrů a pevností betonu u konstrukcí, navržených do roku 1948.
- Výjimkou jsou střešní konstrukce, které byly v minulosti navrženy na zatížení sněhem podle historických norem a u kterých je zatížení sněhem podle současných norem několikanásobně vyšší. Indexy spolehlivosti, vypočtené na deskách při uvažování zatížení, požadovaných aktuálně platnými předpisy se u všech starších konstrukcí typicky pohybují kolem hodnoty $\beta = 1,50$, což je zcela nepřijatelný výsledek. U těchto konstrukcí nelze jejich spolehlivost prokázat výpočtem. Jednou z možností pro jejich zachování je jejich hodnocení na základě jejich dřívější uspokojivé způsobilosti podle kapitoly 8 ČSN ISO 13822 [66]. S ohledem na jejich nízkou úroveň spolehlivosti lze však důrazně doporučit provozování těchto konstrukcí v režimu řízení rizik – to znamená monitorovat průběžně jejich aktuální zatížení sněhem, nebo ještě lépe monitorovat odezvu konstrukce na aktuální zatížení a v případě, že sledované hodnoty (například průhyby) překročí předem stanovenou mez, přijmout příslušná opatření k zajištění spolehlivosti konstrukce (například odklidit sníh ze střechy, nebo konstrukci provizorně podepřít, je-li to možné). Příklady takových opatření lze nalézt například v podkladech [93] a [94].
- U modelových sloupů, jejichž zatížení se blížilo centrickému tlaku, byly vypočtené indexy spolehlivosti vyhovující a pohybovaly se kolem hodnoty $\beta = 4,0$ až $5,0$ bezpečně splňující aktuální předpisy. Přestože tedy historické návrhové předpisy podceňovaly vliv štíhlosti prvku (součinitel vzpěru byl roven 1 až do štíhlosti 50 - viz Tabulky 34 a 35), byl celkově návrh sloupu z hlediska působící tlakové síly konzervativní. Pozornost je tedy nutno spíše věnovat vlivu ohybu, který byl v prvních letech navrhování železobetonových konstrukcí podceňován.

- Pokud jde o průřezy trámů zatížené smykem, jsou výsledky podobné, jako u ohybu. Ve zkoumaných případech byly starší předpisy konzervativnější, než jsou předpisy aktuálně platné. To znamená, že vypočtené hodnoty splňovaly požadavky aktuálních norem s rezervami. Výjimku tvoří nejstarší konstrukce, navržené před rokem 1911. Index spolehlivosti průřezů, navržených podle předpisů z roku 1907 dosáhl hodnoty $\beta = 3,346$. Přitom je třeba ještě vzít v úvahu, že účinky smyku mohou být ještě zhoršeny vlivem kroucení, se kterým nebylo většinou uvažováno. Podhodnocení smyku v nejstarších předpisech z roku 1907 odpovídá i zkušenosti s nejstaršími železobetonovými konstrukcemi, jejichž trámy bývají u podpor porušeny smykovými trhlinami – viz smykové trhliny na průvlaku na 4. fotografii Obrázku 85. Zvýšenou pozornost je proto nutno věnovat problematice smyku na střešních konstrukcích v horských lokalitách, kde došlo v posledních letech k přehodnocení (výrazné zvýšení) zatížení sněhem.
- Hodnocení zkoušek pevnosti betonu existující konstrukce pro účely statického přepočtu spolehlivosti konstrukce, doporučuji provádět postupem podle Přílohy D ČSN EN 1990 v souladu s ČSN EN 73 0038. Toto doporučení navrhuji zakotvit do Národní poznámky k odstavci A2.3. Redukce na základě hodnocení pevnosti betonu v hotové konstrukci do Přílohy A ČSN EN 1992-1-1. Podrobněji viz kapitolu 5.5
- Pokud jde o prohlídky existujících železobetonových konstrukcí, navrhuji zpracovat normový předpis, týkající se prohlídek železobetonových konstrukcí, obdobný k normě ČSN 73 2604 - [69], určené pro ocelové konstrukce pozemních staveb.

10 LITERATURA, PODKLADY A PROGRAMY

Použitá starší odborná literatura

- [1] Ott, O.: *Beton a železo ve stavitelství od Monier-a k Hennebique-ovi*, Technický obzor, Ročník XI. str. 9-12, 29-32 a 87-89, Spolek architektův a inženýrů v království Českém, Praha, 1903
- [2] *Návrh předpisův o výstuženém (armovaném) betonu*, převzato z časopisu „Schweiz Bauzeitung“ č. 14 z roku 1903, uveřejněno v Technickém obzoru, Ročník XI. str. 251-252, Spolek architektův a inženýrů v království Českém, Praha, 1903
- [3] Herzán, K.: *Beton a železo v moderních stavbách*, Tiskem české grafické akciové společnosti „Unie“ v Praze, 1904
- [4] Rieger, J.: *Francouzské předpisy pro vyztužený beton*, Technický obzor, Ročník XV. str. 209, 215, 221, Spolek architektův a inženýrů v království Českém, Praha, 1907
- [5] Klokner, F., Fidler, J.: *Vyztužený beton. Jeho upotřebení a výpočty hlavně k účelům pozemního stavitelství*, nákladem vlastním – v komisi nakladatelství F. Šimáčka, Praha 1909
- [6] Emperger F.: *Handbuch für Eisenbetonbau, Erster Band*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín 1911
- [7] Kersten C.: *Der Eisenbetonbau, Ein Leitfaden für Schule und Praxis, Teil I., Teil II.* Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlín 1911 + 1912
- [8] Rieger, J.: *Příručka theorie žebetu (ztuženého betonu)*, Tiskem Akciové moravské tiskárny v komisi u knihkupce A. Píši v Brně a E. Weinfurtera v Praze, Brno 1919
- [9] Bechyně, S.: *Výpočty rámových konstrukcí. Z praxe betonářské.* Spolek posluchačů inženýrství při C.K. české vysoké škole v Praze, 1917
- [10] Bechyně, S.: *Výpočty rámových konstrukcí*, Spolek posluchačů inženýrství v Praze, 1926
- [11] Bechyně, S.: *Stavitelství betonové, Díl I – Vlastnosti složek a zásady vyztužování*, Nákladem české matice technické v komisi knihkupectví F: Řivnáče v Praze, 1934
- [12] Bechyně, S.: *Stavitelství betonové, Díl II – Konstruktivní prvky a jejich statické výpočty*, Nákladem české matice technické v komisi knihkupectví F: Řivnáče v Praze, 1938
- [13] Kazda, J., Laciný, J.: *Železový beton I.*, Nakladatel O. Pyšvejc, Praha 1930

- [14]Kazda, J., Schwarz, Z.: *Železový beton II.*, Nakladatel O. Pyšvejc, Praha 1931
- [15]Laciný, J.: *Železový beton – jeho příprava, zpracování a použití v pozemním stavitelství*, Nakladatel O. Pyšvejc, Praha 1931
- [16]Kovář, A.: *Teorie železového betonu*, Nakladatelství Šolc a Šimáček spol. s r.o., Praha 1931
- [17]Kukač, R.: *Železový beton – teorie doplněná praktickými příklady*, Nákladem české matice technické v komisi knihkupectví F: Řivnáče v Praze, 1944
- [18]Čížek, F.: *Řešení patrových ráků metodou deformační*, nákladem vlastním, výtiskly Grafické závody V. & A. Janata v Novém Bydžově, 1935
- [19]Červený, F., Řehořovský V.: *Technický průvodce pro inženýra a stavitele, svazek třetí*, Nákladem vlastním v komisi knihkupectví Fr. Řivnáče, 1901
- [20]Červený, F., Řehořovský V.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, svazek třetí, Statika stavebných konstrukcí*, Nákladem České matice technické v komisi Fr. Řivnáče, 1917
- [21]Červený, F., Klokner, F.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, svazek druhý, Stavební předpisy*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1917
- [22]Červený, F., Klokner, F.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, svazek třetí, Statika stavebních konstrukcí, Druhé opravené a doplněné vydání*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1919
- [23]Bažant, Z., Klokner, F.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, sešit čtvrtý, Statika stavebních konstrukcí, Třetí opravené a doplněné vydání dřívějšího svazku třetího*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1923
- [24]Bažant, Z., Klokner, F., Kolář, J.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, sešit čtvrtý, Statika stavebních konstrukcí, Čtvrté opravené a doplněné vydání*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1931
- [25]Bažant, Z., Klokner, F., Kolář, J.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, sešit čtvrtý, Statika stavebních konstrukcí, Páté opravené a doplněné vydání*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1941
- [26]Bažant, Z., Klokner, F., Kolář, J., Hruban, K.: *Technický průvodce, svazek čtvrtý, Statika stavebních konstrukcí, Šesté vydání*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1946
- [27]Klokner, F., Hruban, K.: *Technický průvodce TP 24, Železový beton, Páté vydání*, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1947

- [28]Klokner, F., Hruban, K.: *Technický průvodce TP 24 Železový beton I., Šesté přepracované vydání, SNTL Praha, 1959*
- [29]Klokner, F., Hruban, K.: *Technický průvodce TP 24 Železový beton II., Třetí přepracované a rozšířené vydání, SNTL Praha, 1960*
- [30]Hruban, K.: *Betonové konstrukce, Nakladatelství Československé akademie věd Praha, 1959*
- [31]Jílek, A., Grenčík, L., Novák, V.: *Betonové konstrukce, I. díl, Třetí přepracované vydání, SNTL Praha, 1985*
- [32]Jílek, A., Novák, V.: *Technický průvodce TP 52 Betonové stavitelství I, SNTL Praha, 1986*
- [33]Tichý, M.: *Technický průvodce TP 45 Zatížení stavebních konstrukcí, SNTL Praha, 1987*
- [34]Feld, J., Carper, K.,L.: *Construction Failure, John Wiley & Sons, Second Edition, 1997*

Statické tabulky

- [35]Bažant, Z., Jareš, V., Klokner, F.: *Technický průvodce pro inženýry a stavitele, Statické tabulky, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1924*
- [36]Čuřík, F., Jareš, V., Klokner, F.: *Technický průvodce, sešit 19., Statické tabulky, druhé přepracované a rozšířené vydání, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1939*
- [37]Čuřík, F., Jareš, V., Klokner, F.: *Technický průvodce, svazek 19., Matematické a statické tabulky, třetí vydání, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1944*
- [38]Čuřík, F., Jareš, V., Klokner, F.: *Technický průvodce, svazek 19., Matematické a statické tabulky, třetí vydání, Nákladem České matice technické v komisi knihkupce Fr. Řivnáče, 1947*
- [39]Klokner, F.: *Technický průvodce, svazek 19., Statické tabulky, čtvrté přepracované a rozšířené vydání, Technicko-vědecké vydavatelství Praha, 1952*
- [40]Klokner, F.: *Technický průvodce, svazek 19., Statické tabulky, páté přepracované a rozšířené vydání, SNTL Praha, 1954*
- [41]Klokner, F.: *Technický průvodce, svazek 19., Statické tabulky, šesté přepracované a rozšířené vydání, SNTL Praha, 1959*
- [42]Novák, O., Hořejší, J.: *Technický průvodce, svazek 51, Statické tabulky pro stavební praxi, SNTL Praha, 1968*

[43] Novák, O., Hořejší, J.: *Technický průvodce, svazek 51, Statické tabulky pro stavební praxi, druhé, zcela přepracované vydání*, SNTL Praha, 1978

[44] Hořejší, J., Šafka, J.: *Technický průvodce, svazek 51, Statické tabulky*, SNTL Praha, 1987

Literatura o historii betonových konstrukcí

[45] Seidlerová, I., Dohnálek, J.: *Dějiny betonového stavitelství v Českých zemích do konce 19. století*, ČBZ + ČKAIT, Praha 1999

[46] Vítek, J.: *Historie předpjatého betonu*, ČBZ + ČKAIT, Praha 2016

[47] Collins, P.: *Concrete – The Vision of a New Architecture*, McGill-Queen's University Press, 2004

Literatura o architektuře historických průmyslových staveb

[48] Haas, F.: *Architektura 20. století*, Státní pedagogické nakladatelství, 1978

[49] Rous, I.: *Postindustriál*, nakladatelství Knihy 555 Liberec, 2016

[50] Beran, L., Valchářová, V.: *Industriál Libereckého kraje*, ČVUT Praha, 2007

[51] Beran, L., Valchářová, V.: *Industriál Prahy*, ČVUT Praha, 2005

Použité starší technické normy a předpisy

[52] ČSN 1050-1929 *Českomoravská norma Zatížení konstrukcí a namáhání stavebních látek* (2. vydání, 1940)

[53] ČSN 1050-1950 *Československá norma Zatížení stavebních konstrukcí* (3. vydání, 1951)

[54] ČSN 73 1310 *Zatížení stavebních konstrukcí*, 1958

[55] ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí*, 1967

[56] ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí*, 1976

[57] ČSN 73 0035 *Zatížení stavebních konstrukcí*, 1986

[58] ČSN 1090-1931 *Českomoravská norma Navrhování betonových staveb* (2. vydání, 1940)

[59] *Výnos ministerstva dopravy a techniky ze dne 13.3.1942 Nouzové způsoby staveb*

[60] ČSN 1090-1948 *Československá norma Navrhování betonových staveb*, (2. revidované vydání, 1951)

- [61] ČSN 1090-1948 *Dodatek Československá norma Navrhování staveb ze železového betonu podle stupně bezpečnosti*, 1951
- [62] ČSN 73 2001 *Projektování betonových staveb*, 1958
- [63] ČSN 73 2001 *Projektování betonových staveb*, 1970
- [64] ČSN 73 1201 *Navrhování betonových konstrukcí*, 1986
- [65] ČSN P ENV 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí*, 1994

Použité platné normy

- [66] ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*, 2014
- [67] ČSN 73 0038 *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení*, 2014
- [68] ČSN 73 0038 *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení*, návrh 2019
- [69] ČSN 73 2604 *Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb*, 2012
- [70] ČSN 73 6221 *Prohlídky mostů pozemních komunikací*, 2018
- [71] ČSN EN 1990 *Zásady navrhování staveb*, 2015
- [72] ČSN ISO 2394 *Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí*, 2016
- [73] ČSN EN 13791 *Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích*, 2007
- [74] ČSN 73 1317 *Stanovení pevnosti betonu v tlaku*, vydáno 1987, zrušeno 2012
- [75] ČSN EN 12390-1 *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 1: Tvar, rozměry a jiné požadavky na zkušební tělesa a formy*, 2013
- [76] ČSN EN 12390-2 *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 2: Výroba a ošetřování zkušebních těles pro zkoušky pevnosti*, 2019
- [77] ČSN EN 12390-3 *Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: pevnost v tlaku zkušebních těles*, 2019
- [78] ČSN EN 1992-1-1 *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, 2011 + Změna A 2015 + Změna Z1 2016
- [79] ČSN EN 206+A1 *Beton – specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*, 2018

Obecně závazné předpisy

- [80] *Stavební zákon 183/2006 ve znění podle stavu k 1.1.2013*, ČKAIT Praha, 2012
- [81] *Vybrané předpisy stavebního práva podle stavu k 1.6.2013*, ČKAIT Praha, 2013
- [82] *Stavební zákon 183/2006 ve znění účinném k 1.1.2018*, ČKAIT Praha, 2017
- [83] *Novela stavebního zákona – Prováděcí předpisy*, ČKAIT Praha, 2018

Spolehlivost existujících staveb

- [84] Holický, M., Jung, K., Sýkora, M.: *Stanovení charakteristické pevnosti konstrukcí z betonu na základě zkoušek*, Časopis Stavebnictví, 03/09, str. 53-57, 2009
- [85] Holický, M., Marková, J.: *Základy teorie spolehlivosti a hodnocení rizik*, skripta ČVUT Praha, Fakulta stavební a Kloknerův ústav
- [86] Holický, M.: *Hodnocení existujících konstrukcí*, Česká technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2018
- [87] Holický, M., Sýkora, M. a kol.: *Příručka pro hodnocení existujících konstrukcí*, Česká technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2007
- [88] Holický, M., Marková, J.: *Zásady navrhování stavebních konstrukcí*, Příručka k ČSN EN 1990, Informační centrum ČKAIT s.r.o. Praha, 2007
- [89] Sýkora, M., Marková, J.: *Hodnocení industriálních staveb*, Česká technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2015
- [90] Holický, M. a kol. *Současné problémy hodnocení existujících staveb*, Sborník k semináři konaném 15.11.2007 v Masarykově koleji ČVUT Praha, Česká technika – nakladatelství ČVUT Praha, 2015
- [91] Sýkora, M., Holický, M., Marková, J., Šenberger, T.: *Probabilistic Reliability Assessment of Existing Structures, Focused on industrial heritage buildings*, ČVUT Praha, 2016
- [92] Teplý, B., Novák, D.: *Spolehlivost stavebních konstrukcí*, Akademické nakladatelství CERM s.r.o. Brno, 2004

Články, příspěvky a odborné posudky

- [93] Marková, J., Jung, K., Bureš, V., Vlček, M.: *Expertní posouzení spolehlivosti a návrh oprav nebo výměny nosných konstrukcí dvou postranních hal Svijanské arény v Liberci*, 2017
- [94] Marková, J., Jung, K., Bures, V.: *Reliability assessment of lateral halls of Svijanska arena, Liberec*, Příspěvek na konferenci WTA Praha, 2017

- [95] Marková, J., Holický, M., Jung, K., Podstawka, A., Bureš, V.: *Reliability assessment of cast-iron heritage structures*, Příspěvek na ESREL Conference, 2014
- [96] Marek, P., Brozzetti, J., Guštar, M., Tikalsky, P.: *Probabilistic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation*, Institut of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, Second edition, Praha 2003
- [97] Bureš, V.: *Dům č.p. 764/7, Štefánikovo náměstí, Liberec – statické posouzení poruch na objektu*, květen 2013
- [98] Bureš, V.: *Bytový dům panorama Liberec B7 – vyhodnocení pevnosti betonu v hotové konstrukci*, duben 2016
- [99] Bureš, V.: *Mahle Behr Ostrava – Posouzení možnosti nástavby administrativní budovy*, duben 2019

Diagnostické průzkumy

- [100] *Zpráva č. 109/04 - Diagnostický průzkum konstrukcí objektu SVÚT v ulici U Nisy Liberec*, Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o. Liberec, 07/2004
- [101] *Zpráva č. 124/05 – Doplnující diagnostický průzkum konstrukcí bývalého objektu SVÚT v ulici U Nisy Liberec*, Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o. Liberec, 09/2005
- [102] *Zpráva č. 71/06 – Diagnostický průzkum konstrukcí objektu „Blaupunkt“ v bývalém areálu Textilany Liberec*, Diagnostika stavebních konstrukcí s.r.o. Liberec, 06/2006

Použité programy

- Comrel verze 6.0
- Scia Engineer 2019
- DICSN V08/89
- FINE beton 2D, 3D
- Excel, Word

Liberec, 23.8.2019

Ing. Vladislav Bureš

V3S (www.v3s.cvut.cz)

MARKOVÁ, J., K. JUNG a V. BUREŠ. Reliability Assessment of Lateral Halls of Svijanska Arena. In: KOSTELECKÁ, M., ed. *Rehabilitation and Reconstruction of Buildings*. 19th International Conference on Rehabilitation and Reconstruction of Buildings, Praha, Česká republika, 2017-11-23/2017-11-24. Zurich: Trans Tech Publications, 2018. s. 215-220. sv. Vol.776. ISSN 1013-9826. ISBN 978-3-0357-1361-9. DOI [10.4028/www.scientific.net/KEM.776.215](https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.776.215).