



**Sborník konference**

# **STATIKA STAVEB**

**2020 Plzeň**

**9. září 2020**





Sborník konference  
**STATIKA STAVEB**

Plzeň 2020

10. září 2020

Sborník neprošel jazykovou ani technickou úpravou.



**Konference Statika staveb Plzeň 2020**

Vydalo Informační centrum ČKAIT, s. r. o., Sokolská 15, Praha 2

1. vydání

Koordinace: Ing. Šárka Janoušková

Editor: Zdeňka Raduševičová

Praha, září 2020

**OBSAH**

<b>ÚVOD.....</b>	<b>5</b>
<b>NAVRHOVÁNÍ A VÝSTAVBA PREFABRIKOVANÝCH SKELETOVÝCH KONSTRUKCÍ .....</b>	<b>7</b>
<b>Ing. Pavel Čížek</b>	
<b>HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ.....</b>	<b>21</b>
<b>prof. Ing. Milan Holický, DrSc.</b>	
<b>REVIZE EUROKÓDŮ PRO KLIMATICKÁ ZATÍŽENÍ.....</b>	<b>33</b>
<b>doc. Ing. Jana Marková, CSc.</b>	
<b>ZPEVNĚNÍ HISTORICKÉHO CIHELNÉHO A KAMENNÉHO ZDIVA INJEKTÁŽÍ .....</b>	<b>38</b>
<b>prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc.</b>	
<b>STABILIZACE A ZPEVNĚNÍ KLENBOVÝCH KONSTRUKCÍ HISTORICKÝCH OBJEKTŮ .....</b>	<b>42</b>
<b>prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc.</b>	
<b>NOVÁ ČSN 73 1004 NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ .....</b>	<b>47</b>
<b>doc. Ing. Jan Masopust, CSc.</b>	
<b>PROTLAČENÍ STROPNÍCH DESEK PODLE PŘIPRAVOVANÉ PREC2 DRUHÉ GENERACE .....</b>	<b>51</b>
<b>Ing. Jiří Šmejkal, CSc.</b>	
<b>VÁPENOPÍSKOVÝ STAVEBNÍ SYSTÉM KS-QUADRO PRO STROJNÍ ZDĚNÍ.....</b>	<b>66</b>
<b>Ing. Martin Konečný</b>	
<b>NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V KONTEXT EUROKÓDU 2.....</b>	<b>72</b>
<b>Ing. Michal Drahorád, Ph.D.</b>	
<b>TAKTO SE STAVÍ DNES S PREFABRIKÁTY FIRMY DENNERT .....</b>	<b>91</b>
<b>Ing. Jiří Zacharda, Michal Zacharda</b>	
<b>PRVKOVÁ SCHODIŠTĚ FIRMY DENNERT.....</b>	<b>102</b>
<b>Ing. Jiří Zacharda, Michal Zacharda</b>	
<b>HELUZ .....</b>	<b>108</b>
<b>Ing. Zuzana Hejlová</b>	



## STATIKA STAVEB 2020 PLZEŇ

### ÚVOD

V Plzni proběhne 10. září 2020 již třetí ročník celostátní odborné konference Statika staveb. Tato konference, pořádaná Českou komorou autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě (ČKAIT), se orientuje na problematiku navrhování a posuzování nosných konstrukcí staveb, kterou zjednodušeně nazýváme statikou staveb.

Základním posláním konference je výměna informací o současných postupech při návrhu, realizaci a hodnocení nosných konstrukcí. Předmětem přednášek našich předních odborníků ze stavební fakulty ČVUT v Praze, Kloknerova ústavu a z praxe jsou přístupy a zkušenosti s použitím platných technických norem a nových technologií ve stavebnictví. Jedná se zejména o oblasti zatížení stavebních konstrukcí, zděné a betonové konstrukce a zakládání staveb.

Konference je určena nejen pro stavební odborníky, projektanty a statiky, ale i pro investory a další pracovníky ve stavebnictví, kteří se zabývají přípravou, prováděním a opravami staveb a jejich nosných konstrukcí.

Roky 2019 a 2020 jsou obdobím, kdy dochází k přípravě výrazných změn pro stavebnictví. Po oba roky je připravován nový stavební zákon, který slouží jako základní dokument pro přípravu, povolování a realizaci staveb. To konkrétněji znamená, že zákon určuje podmínky pro provedení jednotlivých legislativních a technických kroků při výstavbě a stanovuje postavení a úkoly jednotlivých aktérů stavebně investičního procesu. To se samozřejmě týká i nosných konstrukcí staveb, které zabezpečují jejich stabilitu a mechanickou odolnost, provozní bezpečnost a spolehlivost.

V letošním roce je tematika konference nejvíce zaměřena na železobetonové stavby. Toto téma bylo vybráno z několika důvodů. Prvním důvodem bylo to, že právě železobetonové konstrukce jsou základním a obvyklým typem nosné konstrukce staveb. Dalším důvodem jsou technické aspekty návrhu a provádění těchto konstrukcí. Pro vysvětlení, konstrukce jsou dnes navrhovány a stavěny podle českých technických norem sladěných s celoevropskými normami a podle předpisů a ustanovení v dalších normách, ustanoveních a vyhláškách. Předmětem příspěvků na konferenci jsou příklady dobrých realizací staveb a úprav nosných konstrukcí. Konference ale ukazuje i na některé negativní stránky přípravy a provádění staveb. Například do hotových projektů staveb zasahují dodatečné změny prováděné ze strany investorů a dodavatelů. To ovlivňuje nosný systém stavby a jeho úpravy je třeba často řešit v omezeném časovém a finančním prostoru. Celkový stav přípravy a provádění staveb není tak jednoduchý, jak by se z pohledu zvenčí zdálo. Je vidět určitý rozdíl mezi přípravou a realizací státem zajišťovaných dopravně inženýrských staveb a staveb pozemních. Sem patří jak bytové domy, tak stavby veřejné nebo průmyslové. Zatímco dopravní stavby jsou v oblasti přípravy řešeny a často projektovány podle určených zásad a stavěny velkými odborně zdatnými firmami, u drobnějších a často soukromých pozemních staveb bývá situace někdy jiná. Na proces plánování, zadávání a přípravy výstavby dnes působí atomizace projektové činnosti do malých skupin a nedostatečné a neprofesionálně stanovené vstupní podklady a koordinace činností. Vliv má i nevhodný výběr zpracovatelů projektové dokumentace a dodavatelů konstrukce stanovovaný většinou podle nabízené ceny. Práci tak získávají i osoby a společnosti s nízkou mírou zkušenosti, včetně účasti manažerů s odborně slabou nebo i chybějící kvalifikací, svoji roli také hraje dominance architektonické obce a ztráta profesní cti. Podle regulí stavebního zákona by zárukou odborné způsobilosti měla být vždy účast tzv. autorizovaných osob, které podle zákona absolvují zkoušky v oblasti projektování nebo provádění staveb a v oboru svojí stavební specializace. Bylo konstatováno, že ne všechny činnosti spojené s prováděním nosných konstrukcí staveb projdou kontrolou odborně způsobilé autorizované osoby. Jedná se například o malé stavby nebo dílčí konstrukce, které neprocházejí povolením nebo jsou řešeny jen dokumentací u výrobce.

Důležitým tématem konference je také hodnocení stavu již existujících konstrukcí. Jedná se o využití původních nosných konstrukcí budov pro další období nebo i nové využití. Tyto konstrukce již mají za sebou mnoho let životnosti a projevují se u nich vlivy stárnutí a působení vnějšího prostředí. Na konferenci budou uvedeny špatné příklady, kdy u starších betonových staveb nebyl jejich stav správně odborně vyhodnocen a vznikl rozpor v doložení únosnosti konstrukce. Jednalo se o úpravy ploché střechy panelového domu na střechu vegetační a o stanovení stavu nosné železobetonové konstrukce po požáru v bytu panelového domu. Může se zdát, že tato problematika je věcí čistě odbornou. Ale je třeba si uvědomit, že se jedná o spolehlivost konstrukce spojenou s obecnou bezpečností staveb a osob po dobu dalšího užívání dané konstrukce. Vhodným požadavkem je, že by tudíž takové konstrukce měly projít třeba dodatečnou odbornou kontrolou. A to třeba na podnět z povolenáčního řízení na úřadech.

V období posledních dvou let byly mezi odborníky ČKAIT také řešeny havárie a poškození stavebních konstrukcí, které jsou známy ze sdělovacích prostředků. Jednalo se například o zřícení střechy tělocvičny v České Třebové, havárii lávky v Troji nebo požáry v bytech panelových domů. Konference a její účastníci se zabývají také těmito tématy.

Vedení ČKAIT bude zastupovat místopředseda Ing. Robert Špalek. Pan místopředseda byl požádán o krátké vystoupení k probíhajícímu procesu rekodifikace stavebního práva a přípravě nového stavebního zákona, v němž má řešení nosných konstrukcí pro stavby nezastupitelnou úlohu.

Na konferenci se vždy ukazuje více vhodných a nových postupů a stavebních technologií. Předpokládám, že přednášející poukáží i na výhled, který bude stavební odborníky do budoucna čekat při používání jednotných evropských norem pro návrh konstrukcí.

Na závěr bych rád zdůraznil, že vytvoření vhodných poměrů při navrhování a výstavbě nosných konstrukcí není věcí pouze jednotlivých projektantů, firem nebo jen profesních organizací jako je ČKAIT. Je nutné stav napravovat společným úsilím pod jednotným centrálním vedením a s přispěním dalších stavebních institucí, organizací, úřadů a společností. A tak účastníci konference mohou jen doufat, že zlepšení přinese právě zmíněná novela stavebního zákona. A na ní se snaží Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků co nejvíce podílet.

Za přípravný výbor konference

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D.  
předseda výboru oblasti Plzeň, statik a projektant pozemních staveb  
znalec v oborech stavebnictví a projektování, vysokoškolský učitel

## NAVRHOVÁNÍ A VÝSTAVBA PREFABRIKOVANÝCH SKELETOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Pavel Čížek a kolektiv

STATIKA Čížek s.r.o., Štrossova 567, 530 03 Pardubice, cizek@statikacizek.cz

### 1 Úvod

Náš příspěvek se dotýká značně neuspokojivého současného stavu navrhování a výstavby většiny staveb pozemního stavitelství. Třicet let po tak zvané sametové revoluci, tedy společenského přechodu od totalitního politického diktátu a policejních represí do státu s demokratickým zřízením a charakterem pozdního kapitalismu postindustriální globální společnosti. Poukazujeme na problémy a nedostatky s navrhováním a výstavbou železobetonových prefabrikovaných konstrukcí staveb, se kterými jsme se setkávali od stádia jejich zrodu až po kolaudaci v naší projektové praxi [1, 2].

Příčiny tohoto stavu mohou být důsledkem:

1. Atomizace projekční a stavební činnosti po roce 1990: rozpad projektových ústavů, stavebních organizací, zrušení ministerstva stavebnictví.
2. Negativní ovlivňování odborné a legislativní činnosti politickou garniturou a právní komunitou.
3. Nepřehlednost přebujelé stavební legislativy a norem.
4. Účast manažerů a úředníků s pochybnou kvalifikací na různých postech ovlivňujících schvalovací, návrhové a výstavbové procesy.
5. Nevhodný výběr zpracovatelů projektové dokumentace, hlavních dodavatelů staveb a jejich subdodavatelů.
6. Často nedostatečné a neprofesionálně stanovované vstupní podklady a jejich dodatečné změny v průběhu navrhování a výstavby konstrukcí.
7. Zanedbávání kontrolní činnosti v procesu navrhování, výroby a výstavby konstrukcí.
8. Podceňování cenového a časového faktoru jak při navrhování, tak i výstavbě konstrukcí.
9. Problematická dominance architektů, developerů a oligarchů.
10. Ztráty profesní cti, kritického myšlení, empatie a důstojnosti.

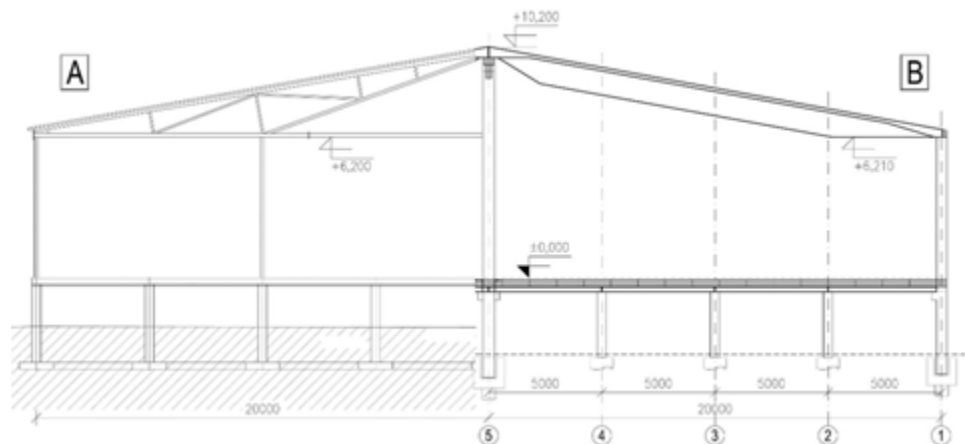
### 2 Skladová hala WITTE Nejdek

#### Situování

Dvoupodlažní halová přístavba se suterénem navazuje na stávající výrobní ocelovou halu III v areálu společnosti WITTE Nejdek s. r. o. s půdorysnými rozměry 40/111 m je umístěna v prostoru nivy vymezené strmým svahem a potokem.

#### DSP

Pro halový prostor byla použita typová ocelová konstrukce jakožto soustava příhradových vazníků a vaznic s plnostěnnými sloupy situovanými v roztečích 4 x 10/4,5 m. Podlahu tvořila monolitická bezprůvlaková stropní deska tloušťky 200 mm podepřená osnou suterénních sloupů s rastrem 5,0/4,5 m. Pro založení byla navržena ortogonální soustava základových pasů s průřezem 1,5/0,3 m (obr. 1A).



Obr. 1 Příčný řez konstrukcí:

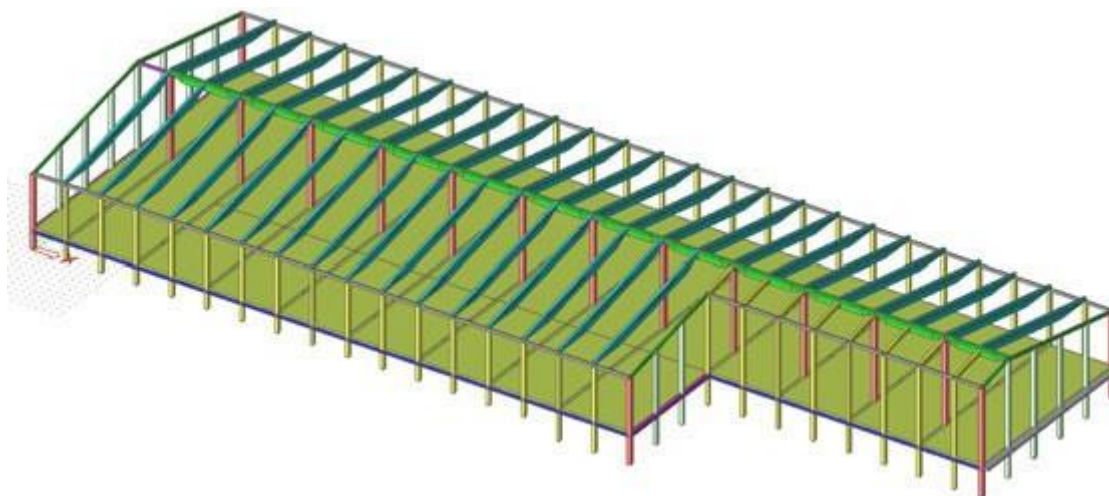
A – původní návrh v dokumentaci pro stavební povolení s příčnou soustavou v modulu 4,5 m



B – realizovaná prefabrikovaná konstrukce v modulu 9,0 m

Projekt neobsahoval statickou složku, ani udání zatěžovacích parametrů a hydrogeologických poměrů. Tato dokumentace se stala podkladem pro výběrové řízení konstrukce a jejího založení.

Po kritickém zhodnocení konstrukce navržené v dokumentaci pro stavební povolení bylo stavebními účastníky pro výstavbu halového objektu dohodnuto, rozhodnuto a stavebníkem odsouhlaseno použít výhradně železobetonovou prefabrikovanou konstrukci (obr. 1B, 2) založenou prostřednictvím pilotových základů [3, 4].



Obr. 2 Prostorový model prefabrikované konstrukce

### DPS a RDS

Střešní konstrukce sedlového tvaru šířky 40 m s převýšením 3,7 m má dva základní tyčové dílce: vaznice, ukládané ve spádu s roztečí 4,5 m a rozpory 20 m. Po obvodu jsou uloženy přímo na obvodové sloupy a v hřebeni na střední sloupy s roztečí 9 m, respektive na hřebenové vazníky (obr. 1B).

Pro 9 m modul stropní konstrukce jsme použili panely HCE 320 uložené na příčně orientovanou soustavu nosníků s 5 m rozpory. Zatížení od zakladačů bylo uvažováno pro původní světlost 6,2 m. Výrazné zvýšení této světlosti ve střední části umožnilo investorovi navýšení regálů. Aby zvýšenému zatížení stropní konstrukce vyhověla, původně separovanou betonovou podlahovou vrstvu jsme využili ke spřažení s panely a nosníky.

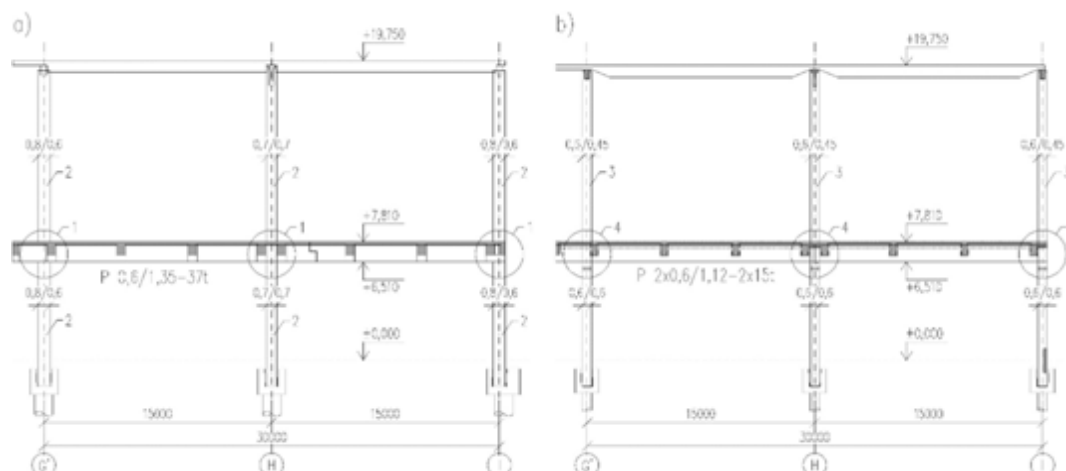
### Resumé

- Nestandardní a nezodpovědný přístup k návrhu konstrukcí a zakládání v rámci DSP.
- Pozitivní konsensus účastníků výstavby pro nový návrh konstrukce a zakládání.
- Zvýšení užitných vlastností objektu: prostorové flexibility a kapacity pro skladování.
- Vytvořeny příznivé podmínky pro využití suterénního podlaží v celoplošném rozsahu.
- Snížení staveništní pracnosti, doby výstavby a finančních nákladů.

### 3 Sklad EPP

Pro výstavbu dvoupodlažní haly určené na rozšíření logistiky JSP International v Chebu s půdorysem 50,9/32,5 m a výškou 20,4 m a podlažím pro skladové zásobníky granulí určených na výrobu plastů byla v tendrové dokumentaci navržena železobetonová prefabrikovaná konstrukce:

Srovnané proměnné užitné zatížení stropu na kótě +7,81 m činilo 7,5 kN/m<sup>2</sup>. Moduly v příčném řezu 2x15 m s konzolovým přesahem ke stávajícímu halovému objektu. Podélné moduly střešní konstrukce 17,5 – 15 – 17,5 m a stropní 10 – 7,5 – 7 – 8 – 7,5 – 10 m. V příčném směru navrženy rámy s příčlemi průřezu 0,6/1,3 m sevřené dvojicemi krajních a střídavě vnitřních sloupů s průřezem 0,6/0,8 m resp. 0,7/0,7 m s robustními a obtížně proveditelnými rámovými styčníky. Stropní filigránová deska tloušťky 200 mm navazuje na podélně orientované a kloubově uložené trámy a rámové příčle. Střešní konstrukce je vazníková s vaznicemi (obr. 3a). V podélném směru uvažovány sloupy jako soustava konzol vetknutých do pilotových základů.

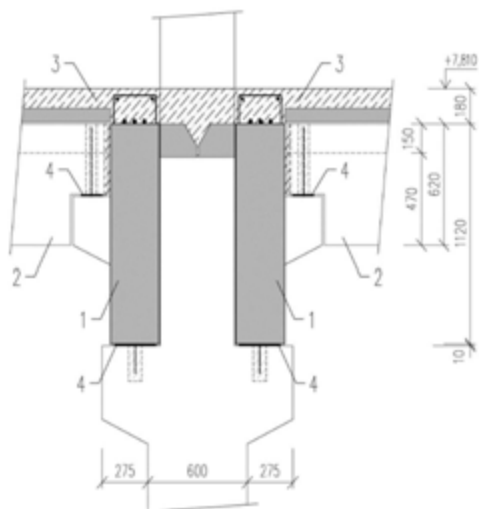


Obr. 3 Příčný řez konstrukcí:

- původní návrh s rámovým působením: 1 – rámový styčník, 2 – dělené sloupy
- realizovaná konstrukce: 3 – průběžné sloupy, 4 – kloubové uložení stropní konstrukce

## RDS

Jakožto zpracovatelé realizační a výrobní dokumentace jsme byli vybraným dodavatelem předmětné konstrukce požádáni o úpravy, které by zjednodušily montáž a vyhovovaly jeho výrobním a logistickým možnostem. Navrhli jsme průběžné sloupy délky 20,85 m s hmotností 15,9 t se sjednocenými průřezy 0,6/0,6 m ve spodní části a 0,45/0,6 m nad stropem. Hmotné rámové příčle jsme nahradili spojitými nosníky průřezu obráceného U složené z dvojic dodatečně propojených dílců ve zhlaví a s uložením na boční konzoly průběžných sloupů (obr. 3b, 4). Došlo tak ke snížení maximální hmotnosti dílců rámových příčelí z 37 t na přijatelných 15 t. Současně se zkrátily rozpory částečně spojitých stropních trámů. Stropní filigránové desky tloušťky 200 mm jsou spřažené s trámy i s příčlemi. Tuhá ortotropní stropní konstrukce ve své horizontální ploše zajišťuje rovnoměrný roznos vodorovného zatížení od větru a místní seizmicity do podpůrné soustavy sloupů [4].



- zdvojené spojitě nosníky,
- stropní trámy, 3
- stropní deska, 4 –
- pryžová ložiska

Obr. 4 Uložení stropní konstrukce na konzoly průběžných sloupů

## Resumé

Změnou statické soustavy a popsányi úpravami konstrukce byly splněny vhodné podmínky pro výrobu prefabrikovaných dílců, jejich dopravu a montáž s maximální hmotností dílců do 15,7 t. Byla snížena spotřeba betonu a výztuže.

V průběhu výstavby se vyskytly nedostatky zejména při provádění stropní desky čtyřmi nezávislými subdodavateli. Koordinace subdodavatelů filigránových desek, podpůrných věží, výztuže a betonu monolitické

vrstvy byla nedostatečná. Výrobce dodal filigránové desky s nadměrným převýšením vyčnívající výztuže ocelových žebříčků, tloušťka 170 mm původně navržené desky tak musela být navýšena o 30 mm.

Po dokončení montáže konstrukce byl vznesen požadavek na zvýšený přenos zatížení v oblasti závěšůpotrubí pro plnění kamionů s celkovou hmotností 17,5 t, s kterým se v tendrové dokumentaci neuvažovalo. V rámci technické pomoci bylo prokázáno, že díky spojitosti prvků ortotropní stropní konstrukce a využitím redistribuce bylo možné doplňkové zatížení připustit.

#### 4 Přístavba základní školy

Základní škola v Luštěnicích byla postavena a dána do provozu v roce 1909. Z provozních a kapacitních důvodů byla pro jedno až třípodlažní přístavbu s komplikovanějším půdorysem navržena prefabrikovaná skeletová konstrukce s vazbou na lokálně situované monolitické stěnové útvary.

#### DSP

Často se setkáváme s architekty, kteří si vynucují při návrhu konstrukce použít co nejsubtilnější sloupy nebo jejich rozměry přímo stanovují, jako tomu bylo v našem případě. Ve vstupním halovém prostoru s modulovou osnovou sloupů  $3 \times 9 / 6,0 + 7,8$  m bylo uvažováno v interiéru příznání tektoniky konstrukce – sloupů a na jejich konzoly uložené stropní nosníky. Podkladem pro vypracování realizační a výrobní dokumentace byla závazná dokumentace pro provedení stavby se závaznými rozměry prefabrikovaných dílců. Prefabrikovaná skeletová konstrukce byla napojena na monolitické stěnové útvary tloušťky 200 mm. Jednalo se o stavbu dotovanou z fondů EU. Projektant statické části DPS odmítl vypracování realizační a výrobní dokumentace [5].

Detaily návaznosti štíhlých sloupů na dílce stropních konstrukcí jsou vždy problematické (*obr. 5, 6*). V našem případě sloupy délky 9,8 m s průřezem 0,3/0,3 m a čtyřstrannými konzolami pro uložení nosníků stropní a střešní konstrukce. Byly kotveny do kalichů základových patek. V průběhu montáže vykazovaly nepravidelné vodorovné výchylky způsobené jednak jednostranným osluněním během dne a dočasným jednostranným zatížením od excentricky uložených nosníků v průběhu montáže. Bylo prakticky nemožné splnit požadavky na předepsanou tloušťku z pohledu viditelných styčných spár architektonicky přiznané ortogonální soustavy stropních nosníků uložených na konzoly průběžných sloupů [5]. Z uvedeného vyplývají těžko předvídatelné problémy při výstavbě skeletových konstrukcí s extrémně vysokými a štíhlými sloupy. Selhávání štíhlých betonových sloupů s experimentálním ověřením a variabilitou predikce jejich selhání různými výpočtovými programy je uvedeno v [6].



Obr. 5 Detail uložení nosníků střešní konstrukce



Obr. 6 Detaily uložení nosníků na konzoly průběžného sloupu s odlišně širokými styčnými spárami

#### Resumé

- Při navrhování konstrukcí EU (evropskou unií) dotovaných staveb je nutné už v přípravných projektových pracích věnovat velkou pozornost konceptnímu návrhu s reálně stanovenými rozměry a ověřením podstatných konstrukčních detailů.
- Původně v interiéru přiznané prefabrikované dílce a detaily jejich styků bylo nutné kapotovat.
- Při výstavbě konstrukce dvěma nezávislými subdodavateli se negativně projevil nevhodné vazby prefabrikovaných dílců na monolitické konstrukce, zejména stěnové útvary.

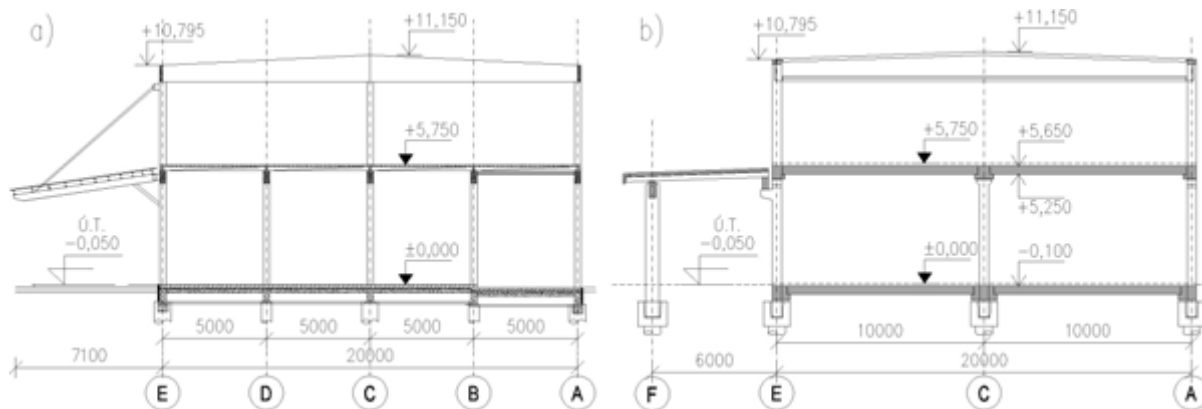
## 5 Skladová a výrobní hala

Přístavba rozšiřuje stávající obchodně výrobní areál s ocelovými halovými objekty a administrativní budovou v Jablonci nad Nisou. Staveniště se složitými základovými podmínkami: Kvartérní horniny jsou postupně zastoupeny různě mocnými vrstvami nevhodnými pro plošné základy. V hloubce 7 až 8 m jsou uloženy na rozhraní s žulovým podložím.

### DSP

Navržena dvoupodlažní prefabrikovaná konstrukce s asymetricky situovaným ocelovým konzolově vyloženým přístřeškem. Sloupy s průřezem 0,3/0,3 m situované podélně v rozteči 6,2 m a příčně po 5 m v přízemí a 10 m v podlaží. Stropní konstrukce s podélně orientovanými nosníky a panely SPIROLL. Střešní konstrukce s dvěma pultovými vazníky. Přízemní podlahová konstrukce monolitická. Založení na vrтанých pilotách. Pro přízemí a stropní konstrukci bylo požadováno užitéčné proměnné zatížení hodnotou 10 kN/m<sup>2</sup>. Zatížení sněhem  $s_k = 3,6$  kN/m<sup>2</sup>.

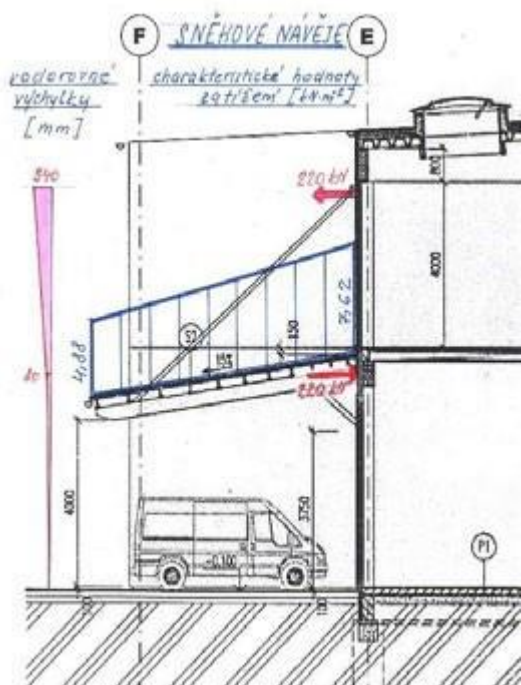
Obr. 7 Příčné řezy dvoupodlažní halové konstrukce: a – podle dokumentace pro stavební povolení



b – podle dokumentace pro provedení stavby

### Posouzení konstrukce

Stavebník si objednal nezávislé expertní posouzení navržené konstrukce, ve kterém se konstatuje, že navržený konstrukční systém má pochybnou statickou koncepci. Bylo prokázáno, že asymetricky uložený ocelový přístřešek při zatížení sněhem způsobuje vychýlení konstrukce v podlaží o 80 mm a v střešní rovině o 340 mm (obr. 7a, 8).



Obr. 8 Zatížení a vodorovné vychýlení konstrukce od konzolového přístřešku

## DPS

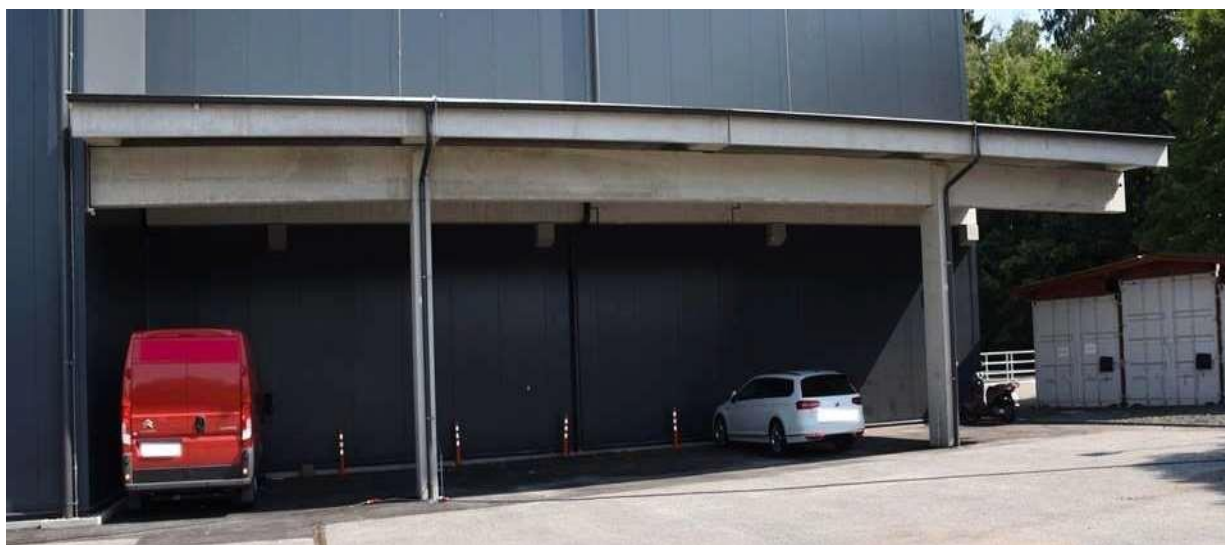
Po výzvě a dohodě se stavebníkem jsme pro předmětnou halu navrhli plně prefabrikovanou konstrukci. Nejprve jsme se seznámili se stavem konstrukcí v areálu s následujícími zjištěními: ocelové halové konstrukce byly lokálně deformované a dodatečně zesilované. Úroveň povrchu podlah vykazovala výrazné nerovnoměrné výchylky od požadované rovinnosti.

Pro skladovou a výrobní halu jsme navrhli velkorozponovou prefabrikovanou konstrukci ve spodním podlaží s rozpory 2 x 10 m a se sedlovými střešními vazníky pro rozpon 20 m. Pro stropní a shodně základovou podlahovou konstrukci v 10 m modulech jsme použily panely CHCE400. Jsou uloženy na podélné obvodové a vnitřní páteřní nosníky (*obr. 7b*).

Samostatný přístřešek pro parkování jsme navrhli opět prefabrikovaný s uložením na konzoly obvodových sloupů haly a na 21,6 m dlouhý průvlak vložený do vidlicového zhlaví dvojice 6 m předsazených sloupů v rozestupu 10,8 m (*obr. 9*). Oboustranné konzoly průvlaku měly vyložení 5,4 m (šířka stání 2,7 m). Tímto návrhem jsme zrušili parazitní vodorovné zatížení na halový objekt od původně navrženého ocelového konzolového přístřešku.

## RDS a problémy při výstavbě

U průvlaku přístřešku se brzy po jeho usazení do vidlicového zhlaví sloupů zjistily a změřily nadměrné průhyby konzol 70 mm na jednom a 40 mm na druhém konci. Podle výpočtu konečné maximální průhyby měly mít hodnotu 46 mm. Při kontrolním měření po pěti měsících se průhyby zvýšily o 10 mm. Bylo rozhodnuto instalovat dočasné podepření konců konzol a současně objednat diagnostický průzkum. Byly potvrzeny průhyby 80 resp. 50 mm konců průvlaku, zjištěny statické trhliny v 6 m resp. 4,8 m oblastech nad sloupy s maximální šířkou až 0,8 mm. Destruktivní a nedestruktivní metodou byly stanoveny třídy použitého betonu C30/37 resp. C35/45, tedy nižší než v projektu předepsaný beton C45/55. Ověřením polohy výztuže průvlaku v rozhodujících řezech se však zjistilo, že došlo k záměně horní a dolní podélné nosné výztuže v rozsahu celého průvlaku. Nad podporami došlo k překročení ohybové únosnosti o 38 % pro stálé zatížení. V případě přetížení sněhem by došlo k překročení únosnosti o 179 % a zřejmě k destrukci. Vypracovali jsme doporučení a pokyny pro částečnou demontáž konstrukce přístřešku a následně jsme navrhli skladbu a výrobní dokumentaci nových střešních dílců přístřešku s novým detailem uložení průvlaku na sloupy bez vidlicového zhlaví.



*Obr. 9* Konstrukce přístřešku pro parkování

Vzhledem na závažnost situace a z toho vzniklých antagonistických vztahů účastníků výstavby si dodavatel konstrukce objednal diagnostické posouzení průvlaku u jiné firmy s výsledky pro zatřídění betonu destruktivními a nedestruktivními metodami C55/67 resp. C50/60. Totéž pak dodavatel stavby s výsledky C55/67 resp. C45/55 pro průvlak a nedestruktivní ověření pro prvky konstrukce haly: sloupy a průvlak C45/55; což odpovídalo návrhu v realizační dokumentaci (*obr. 10*).



Obr. 10 Průhyby, trhliny a výsledky diagnostického průřezu průvlaku

Výše uvedené nesrovnalosti zřejmě vedly dodavatele stavby k pochybnostem o způsobilosti konstrukce navržené pro dvoupodlažní halový objekt. Proto si objednal nezávislé vypracování statického posudku, jehož zpracovatel se věnoval výhradně posouzením vybraných průřezů se zanedbáním jejich vazeb na celistvost konstrukce se zjištěním, že některé části posuzovaných dílců nevyhovují na ohybovou únosnost, smyk, šířku trhlin nebo i velikost průhybu. U pětipolového páteřního stropního průvlaku s 10 m zatěžovací šířkou bylo uvažováno i s šachovnicovým uspořádáním proměnného užitečného zatížení. Posudek byl vypracován jednou z verzí výpočtového programu „a“. Rovněž dodavatel prefabrikované konstrukce si nechal u nezávislé statické kanceláře vypracovat statický posudek, který pro výpočty použil více verzí výpočtového programu „W“ pro různé zatěžovací stavy a podmínky vazeb průřezů se sloupy. Závěrečné posouzení s použitím poslední verze programu „W“ bylo doloženo s kladným vyjádřením k návrhu konstrukce. Při výpočtech více verzemi se ukázaly rozdíly ve výsledcích v závislosti na vývojovém stádiu softwaru.

Projektant zveřejnil samostatné vyjádření ke stavu konstrukce s podrobnými statickými výpočty vybraných dílců poslední verzí programu „a“ a výpočtovým programem „y“ s potvrzením, že konstrukce ze statického hlediska vyhovuje mezním stavům únosnosti a použitelnosti i provozním požadavkům investora [5].

### Komentář

- Všesměrně tuhá stropní konstrukce nespňuje striktní předpoklady střídavého zatížení polí
- Na základě dodávky regálového skladovacího systému v období po dokončení výstavby konstrukce bylo zjištěno, že maximální hodnota fiktivního rovnoměrného zatížení stropních konstrukcí činí 3,9 kN/m<sup>2</sup> oproti návrhové hodnotě 10,0 kN/m<sup>2</sup>
- Použití různých softwarů různými uživateli vede k rozdílným výsledkům [6, 7, 8]
- Je třeba mít na paměti, že pro bezpečný návrh konstrukce je zásadní transparentnost a přehlednost nosného systému

Celkově zásadní změny v průběhu zpracování projektové dokumentace, nedostatečná koordinační činnost, absence nebo selhání kontrolních systémů, výměny stavbyvedoucích a technických dozorců v průběhu výstavby a neprofesionální vstupy právníků vedly k negativním vztahům mezi účastníky výstavby

Podle **Prof. Jan L. Vítka** [7] je třeba si uvědomit, že předmětem výpočtu nebo posouzení pomocí výpočetních programů je model konstrukce nikoli konstrukce reálná. V řadě případů se model od reálné konstrukce výrazně liší. Modely jsou v převážné většině případů lineární, na rozdíl od konstrukce, která se v mezním stavu únosnosti lineárně nechová. Příkladně lze uvést experiment provedený v Torontu v roce 2015[2], [3]. Smykovou únosnost vysokého stěnového nosníku predikovala řada specialistů z průmyslu i univerzit a výsledky se pohybovaly v rozmezí cca 30 až 500 % později experimentálně naměřené hodnoty. V tomto případě šlo o porušení smykem, při standardnějších situacích by byl asi rozptýl výsledků menší. Příklad však ilustruje, že i při existenci vysoce výstižných numerických metod, nelze na výsledky stoprocentně spoléhat a je nutné postupovat tak, aby byla bezpečnost konstrukce spolehlivě zajištěna. Tím spíše je nutné pohlížet kriticky i na výsledky výpočtů provedených programy využívající pouze lineární metody.

Podle **Prof. Dr. Walter Kaufmanna z ETH Zilrich** [8] může výpočetní programy, zejména při nelineárních analýzách, používat jen ten, kdo je s jejich vlastnostmi dokonale obeznámen a má bohaté zkušenosti s navrhováním konstrukcí.

### Resumé

- Eliminací dvou řad sloupů v přízemí a jedné řady v podlaží došlo k podstatnému zvýšení flexibility a užitných vlastností objektu.
- Odstranili jsme nedostatky zjištěné u stávajících halových objektů.
- Podstatně se snížil počet prefabrikovaných dílců. S příznivým vlivem na výrobu, logistiku a montáž
- Snížil se počet pilot.

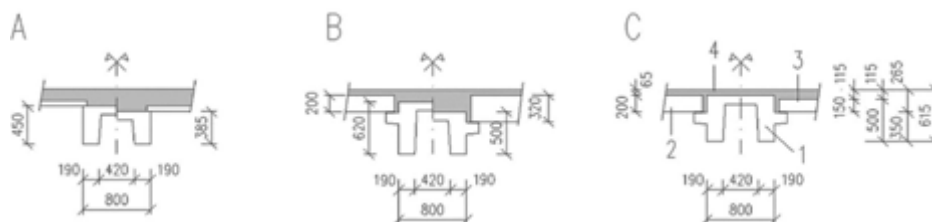
### 6 Multifunkční kryté haly v Liberci a Karlových Varech

Kryté haly jsou typologicky shodné a mají shodný vnitřní halový prostor s maximálními rozměry 64,6 × 94,6 m a zaoblenými kouty. Pro obě haly jsme zpracovávali realizační a výrobní dokumentaci prefabrikovaných konstrukcí. Z toho pohledu je zajímavé využití zkušeností z výstavby liberecké haly, vedoucí k úpravám konstrukce haly karlovarské. Jednalo se o větší unifikaci dílců směřující ke zjednodušení prefabrikované konstrukce a zrychlení montáže, zvýšení efektivity a hospodárnosti výstavby.



Obr. 11 Montáž prefabrikované tribuny a stropní konstrukce

V Liberecké hale prefabrikované dílce stropních rámových příčlů s průřezem tvaru obráceného U a výškami 385 a 450 mm byly spřažené s filigránovými spojitými stropními deskami, eventuálně doplněné průběžnými konzolkami na uložení dutinových panelů představují čtyři typy průřezů i forem pro jejich výrobu (obr. 11). U multifunkční haly v Karlových Varech se díky návrhu stropních desek s výhradním použitím dutinových panelů podařilo průřezy unifikovat na jediný (obr. 12). To mělo příznivý dopad na formovací zařízení a zjednodušení detailů uložení i styků při montáži na stavbě [9].



Obr. 12 Základní průřezy rámových příčlí

A, B – TIPSPORT aréna v Liberci, C – Multifunkční hala v Karlových Varech

A – průřezy s vazbou na filigránové stropy, B – průřezy s vazbou na dutinové panely,

C – jednotný průřez pro všechny stropy s vazbou na dutinové panely

Použití filigránových desek s menšími rozpny v prvním případě a potřebou husté sítě dočasných podpor omezovalo profesní činnosti ve spodních podlažích. Problematická byla i koordinace tří subdodavatelů: filigránových desek, dodatečné výztuže a transportbetonu.

Pro tribunové lavice v Karlových Varech se poprvé použil lehký beton s hmotností  $1\,600\text{ kg/m}^3$  z blízké výroby LIAS Vintířov.

Komplikace při výstavbě stadionu nastaly, když v průběhu montáže si investor vyžádal úpravy pro přemístění promítací kabiny se zázemím s podstatnými změnami tektoniky konstrukce.

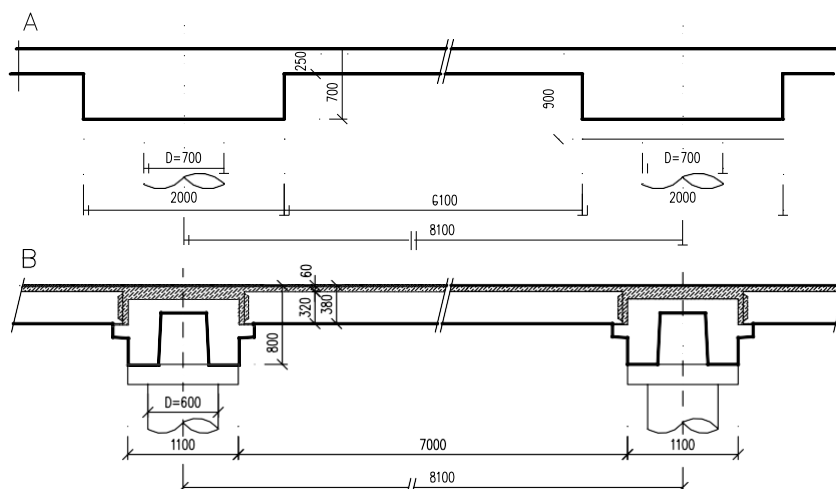
## 7 Centrum Olympie Plzeň

Ocelová halová konstrukce části rozsáhlého obchodně-společenského centra s půdorysem 161/97 m měla být uložena na monolitickou železobetonovou konstrukci suterénu s parkingem. Byla navržena s kruhovými vnitřními sloupy průměru 0,7 m v modulové osnově  $20 \times 8,1/9 \times 10,8$  m. Stropní konstrukce s příčně orientovanými plochými průvlaky  $2,0/0,7$  m byla v oblasti sloupů zesílena na výšku 0,9 m. Spojitá deska měla tloušťku 0,25 m (obr. 13A). Suterénní obvodové stěny měly tloušťku 0,3 m.

Nejen z důvodů urychlení výstavby bylo rozhodnuto monolitickou konstrukci nahradit konstrukcí prefabrikovanou se zachováním vazeb na vrchní ocelovou konstrukci a s navíc požadovaným užitným rovnoměrným zatížením stropu v hodnotě  $20\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ .

Zachovali jsme princip nosného systému monolitické konstrukce. Stropní deska nahrazena předpjatými dutinovými panely PARTEK tloušťky 0,32 m s uložením na průběžné konzolky spojitých nosníků průřezu tvaru obráceného písmene U vepsaného do obdélníku  $1,1/0,8$  m. Nosníky i panely jsou spřaženy s nadbetonovanou membránou tloušťky 60 mm nad panely a 130 mm nad průvlaky (obr. 13B).

Vnitřní kruhové sloupy průměru 0,6 m mají úložné konzoly orientované ve směru styčných spár příčlí. Obvodové suterénní stěny jsou rovněž prefabrikované s tloušťkou 0,2 m, s horizontálním opřením do stropní konstrukce a úložných prefabrikovaných základových prahů. Hmotnost prefabrikované stropní konstrukce oproti monolitické je o  $190\text{ kg/m}^2$  nižší. Do v předstihu provedených vrtných pilot bylo ještě možné uspořádat kotvení oblast s návazností na prefabrikované dílce [10].



Obr. 13 OLYMPIA PLZEŇ – stropní konstrukce v příčném řezu, A – monolitická; B – prefabrikovaná



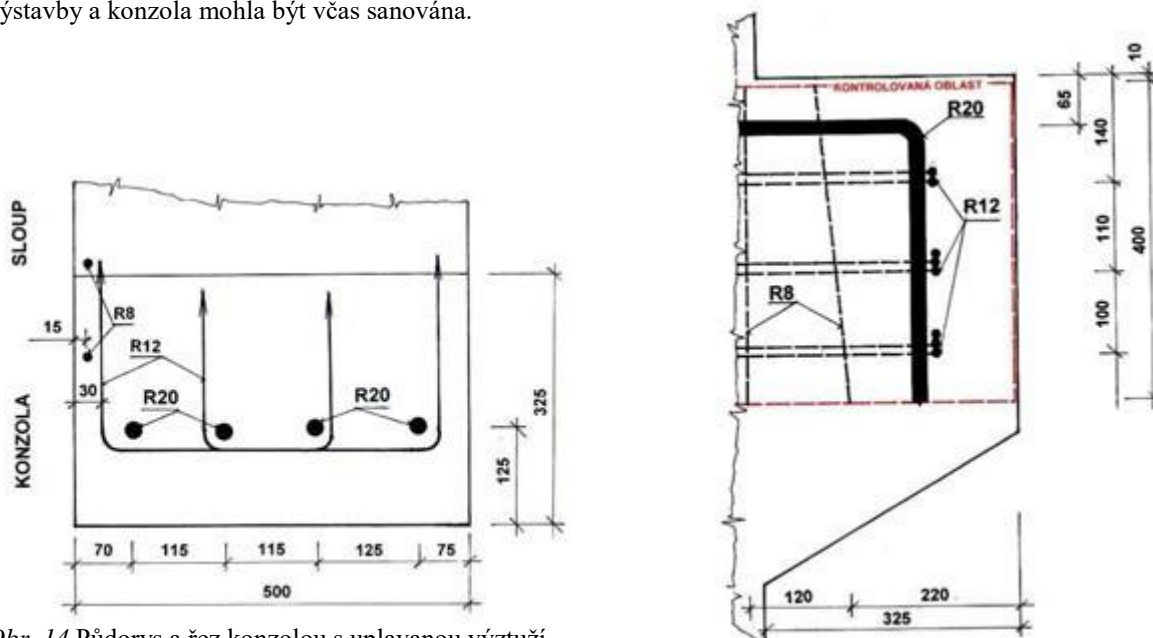
## Resumé

- Záměnou monolitické konstrukce za prefabrikovanou došlo k výraznému urychlení výstavby a navíc k značným úsporám spotřeby betonu ( $1.364 \text{ m}^3$ ) a výztuže.

## 8 Konzoly pod extrémně zatížené nosníky

Následky výrazného uplavení výztuže ve směru od čela značně exponované krátké konzoly s přenosem stálého zatížení  $614 \text{ kN}$  a nahodilého  $285 \text{ kN}$  v provozních hodnotách mohly být katastrofické. Porucha avizovaná dobře patrnými trhlinami při přenosu v čase výstavby pouze stálého zatížení si vynutila provedení radiografické kontroly s výsledky uvedenými na (obr. 14).

V projektu navržená výztuž konzoly bezpečně splňovala podmínky mezního stavu únosnosti pro přenos zatížení prostřednictvím dvojice ložisek. Skutečná poloha výztuže ukazuje na hrubou technologickou nekázeň při ukládání výztuže a na absenci jakékoli kontroly před betonáží. Štěstím bylo, že závada se objevila v průběhu výstavby a konzola mohla být včas sanována.



Obr. 14 Půdorys a řez konzolou s uplavanou výztuží

Obdobná závada se vyskytla halového objektu při uložení předpjatého střešního vazníku do vidlicového zhlaví sloupu. Závažnou se stala okolnost, že závada se objevila při zkušebním provozu velkého závodu zahraničního investora. Porucha se objevila odpadnutím větší části betonové krycí vrstvy pod úložnou plochou vazníku, u kterého došlo rovněž k odloupení boční krycí vrstvy. Na (obr. 15) je vidět důsledek naprosto chaoticky uložených třmenů s nepřiměřeně zvýšeným krytím a s prvním třmenem umístěným  $120 \text{ mm}$  pod úložnou plochou pro vazník s obnaženou částí ložiska.



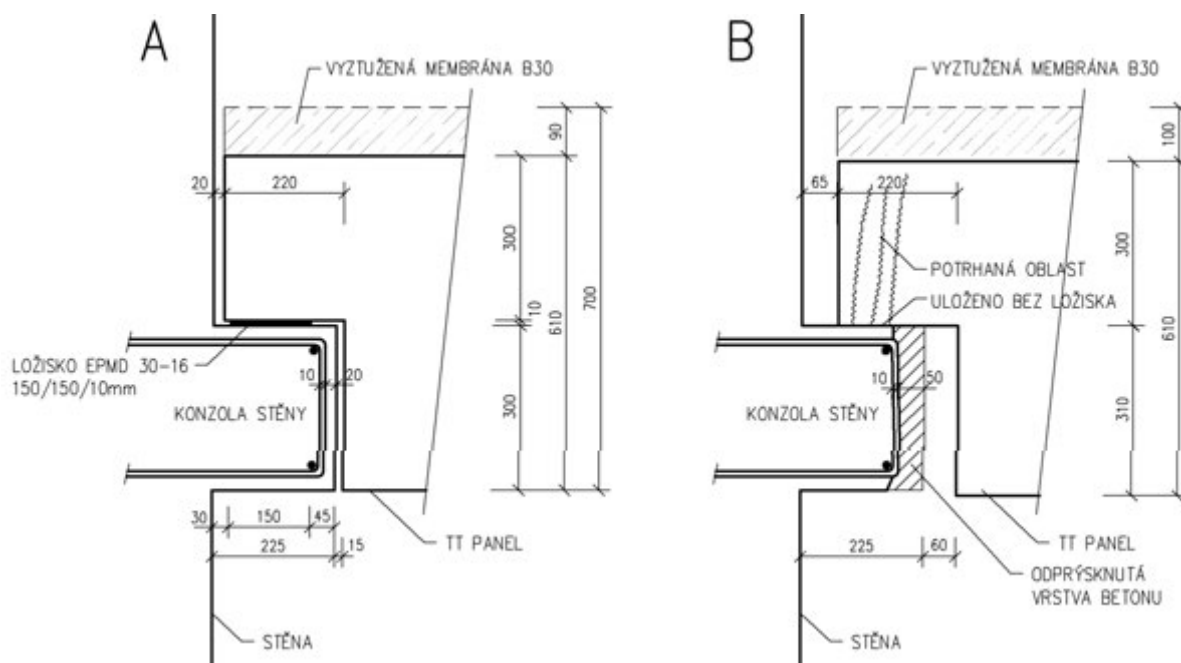
Obr. 15 Chaoticky uplavaná výztuž s obnaženou částí ložiska po odprýsknutí krycí betonové vrstvy sloupu v úložné oblasti

V obou uvedených příkladech se jednalo o stavby v řádu miliardových investic a u obou příkladů se jednalo o jedinou závadu z početného souboru stejných detailů.

## 9 Uložení stropních panelů

### Žebrové panely

Chybné uložení jednoho (!) žebra stropního předem předpjatého žebrového TT panelu na konzolu stěny samostatně stojícího komunikačního jádra vedlo po osmi letech užívání stavby k závažné poruše. Panel neměl předepsanou délku, jeho čelo bylo posunuto z 20 na 65 mm. Tím byla snížena délka uložení. Hlavní příčinou závady však bylo uložení žebra bez gumového ložiska. Závada se projevila náhlým odprýsknutím čelní krycí vrstvy betonu úložné průběžné konzoly a obnaženým zvýšeným krytím výztuže. Detail správného a chybného uložení je znázorněn na (obr. 16A). Mechanismus porušení byl skrytý. V první fázi došlo k rozdrčení betonu čela panelu (obr. 16B) s postupným přenosem zatížení směrem k čelu konzoly a následným odloupením čelní krycí vrstvy betonu.



Obr. 16 A – Detail uložení panelu TT na konzolu podle projektu,

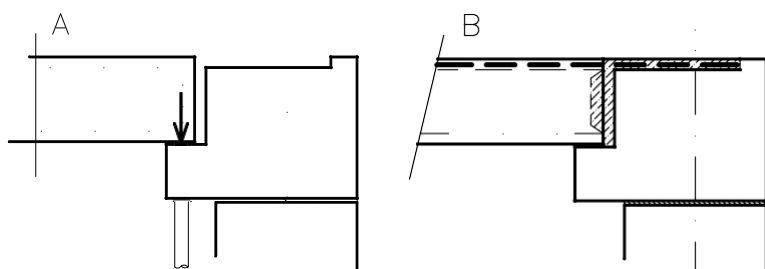
B – Detail chybného uložení bez ložiska se sníženou plochou ve styku s konzolou a utopenou výztuží

### Deskové stropní panely

Zejména ukládání předem předpjatých dutinových panelů je třeba věnovat zvýšenou pozornost. Nejvhodnějším způsobem je uložení v montážním stádiu na průběžné pryžové pásky s dodatečným podlitím a zalitím čelních styčných spár vhodnou záливkou hmotou.

Vhodné je i přímé uložení prostřednictvím maltového lože. Často, z úsporných důvodů, používaný podsyp styčné úložné plochy cementem není vhodný. Dochází k přímému kontaktu povrchů dvou betonových dílců s výskytem místního koncentrovaného přenosu zatížení a z důvodu povrchových nerovností úložných styčných ploch. Dochází k časově a situačně nepředvídatelnému odštěpení krycích betonových vrstev podpůrných dílců s neodhadnutelnými následky.

U obvodových nosníků ukládáme stropní panely obvykle na jejich spodní přírubu nebo průběžné konzolky předřazené před vnitřními lici sloupů. Zatížení působí excentricky a vyvolává v nosnících kroučící účinky. Za předpokladu, že je při ukládání panelů nosník v úložné linii dočasně a vhodně podepřený a podpěry odstraníme až po osazení kleštinové výztuže a ztvrdnutí záливky, zabráníme deplanaci průřezu (obr. 17). Je vhodné, aby styčná plocha nosníku byla zdrsněná, u dutinových panelů použití krytek je dnes běžné a styk je proto dostatečně tuhý. Vhodné je také dočasné klínování styčných spár.



Obr. 17 A – montážní stadium s dočasnou podporou, B – zálivka a kolečková výztuž brání deplanaci průřezu

## 10 Vazníkové haly

Pro halové objekty obchodních center, průmyslu a skladového hospodářství se dnes s oblibou používají prefabrikované vazníkové haly s velmi variabilními i velkými rozpny a světlými výškami (obr. 18). Z pohledu potřeby jejich uživatelské funkčnosti (rozvody) se používají u vazníků dva druhy úložných detailů – plné snížené uložení v šířce příruby (obr. 19) nebo uložení do vidlicového zhlaví (obr. 20).



Obr. 18 Příklad vazníkové haly pro japonské investory

Pro výpočet halových konstrukcí se většinou používají tyto okrajové podmínky: plné vetknutí do základů a kloubové uložení dílců střešní konstrukce ve zhlaví sloupů. Tato idealizace neodpovídá skutečnosti a způsobuje nevhodný návrh jak sloupů haly, tak jejich základů.

Tuhostí styku vazníku uloženého na sloup prostřednictvím elastomerného ložiska a zabudovaného trnu se zabývali dva pracovní kolektivy a to na Technologické Univerzitě v Tampere [11] a v oddělení pro konstrukce Univerzity v Sao Paulu [12]. Výsledky ověřovacích zatěžovacích zkoušek a výpočetního modelu lze shrnout do následujícího závěru: zvyšováním tuhosti styčnicku lze zkracovat vzpěrnou délku, snížit spotřebu betonu a výztuže sloupu a uspořit na základových konstrukcích.



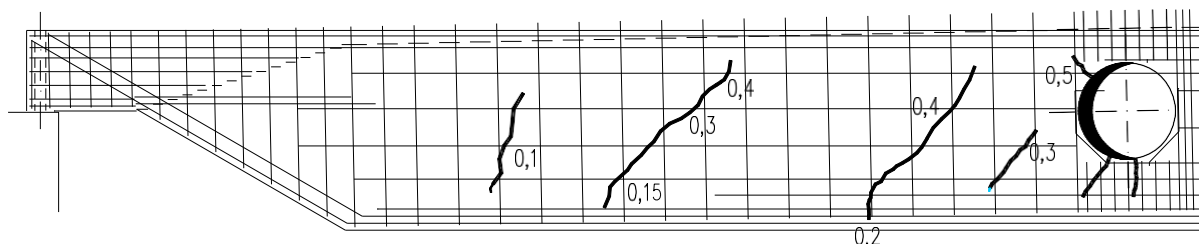
Obr. 19 Detail sníženého uložení



Obr. 20 Detail vidlicového zhlaví

Kruhové otvory ve stojinách vazníků se nejčastěji používají na vedení technologických rozvodů. Existují doporučení pro jejich velikost v závislosti na půdorysném situování v délce vazníku a ve vztahu k jeho výšce a také variantní modely vyztužování metodou strut and tie model. Potíže vznikají při nárocích na extrémní průměry otvorů nevhodně situovaných.

Na jedné hale u některých vazníků délky 24 m a 1,5 m vysokých s otvory průměru 0,7 situovaných v třetinách rozponu byly asi dva měsíce před kolaudací na stavbě zjištěny trhlinky znázorněné v (obr. 21). Vznik trhlin u stojin u železobetonových vazníků namáhaných kombinací ohybu a smyku představuje běžný fenomén. Vliv na rozvoj a velikost trhlinek mají různá stadia výroby, dopravy, skladování a manipulace až po konečné uložení při montáži. Následuje časová posloupnost velikosti a způsobu zatížení. Nemalý vliv má i způsob vyztužení. Z tohoto je zřejmé, že i shodné dílce mohou mít trhlinky s rozdílnými průběhy i šířkami.



Obr. 21 Charakteristické polohy trhlin a jejich pokrytí výztuží (z měření na stavbě)

Zjištění, že u méně zatížených vazníků byly trhlinky širší než u některých více zatížených vazníků nás podnítilo k hledání příčin tohoto jevu. Doba výstavby byla enormě krátká a na výrobu 70 ks vazníků nebylo mnoho času. Vzdálenost výroby od staveniště činila přibližně 200 km, výroba byla proto zahájena v předstihu a vazníky dopravovány na dvě meziskládky v blízkosti staveniště. Některé vazníky byly převáženy i brzy po vyjmutí z formy, některé vazníky nebyly skladovány správně. Po roce však u namontovaných vazníků nedošlo k žádným změnám.

Provedli jsme vlastní přepočítání se zjištěním, že vazníky mají dostatečnou rezervu ohybové a smykové únosnosti. Pro jistotu jsme objednali výpočet programem ATENA u fy ČERVENKA CONSULTING, který prokázal, že globální součinitel bezpečnosti splňuje podmínku bezpečnosti odpovídající metodě parciálních součinitelů podle ČSN ENV 1992-1-1-731201.

#### Kvalita procesu výstavby závisí na více faktorech:

- ovlivňování návrhu konstrukce stavby jejími dodavateli a dodatečnými změnami v průběhu výstavby
- zanedbání vstupních kontrol uložení výztuže, tvaru a rozměrů prefabrikovaných dílců
- chybné skladování a přeprava dílců
- nedodržení předepsaných technologických postupů montáže konstrukce a jejího provádění podle realizační a výrobní dokumentace
- chybný postup výstavby

#### 11 Na závěr tři příklady názorů a poznatků významných odborníků v oboru betonového stavitelství

**Akad. Stanislav Bechyně** se roku 1957 vyjadřuje k problematice navrhování konstrukcí:

*„ Prvním předpokladem pro z hospodárnění staveb je hospodárné navrhování.*

*Návrh stavby je výsledkem složité duševní práce za účinné pomoci fantazie.*

*Pokud jde o statické výpočty víme, že přesná řešení i u nejsložitějších konstrukcí lze nahradit s vyhovující bezpečností výpočty přibližnými.*

*Skutečný pokrok v betonovém stavitelství je možný jenom za cenu vědomého nedodržování norem.*

*Navrhování je duševní výkon. Vyžaduje především klid, pohodu a čas. Nemůže být odměřován stopkami dozorce*

*ani urychlován pokřikováním anebo práskáním biče. ” [13].*

Poslední citace reflektuje neutěšenou atmosféru z období totality. S jistou licencí by mohla platit i pro současné poměry s deformovanými vztahy v naší společnosti ruku v ruce s mocí a fetišizací peněz.

Významný inženýr v oboru betonového stavitelství **Dr. Štěpám Ješ** se téhož roku vyjadřuje k problematice působení větru na betonové konstrukce:

„Účinky větru na rozsáhlé konstrukce jsou přeceňovány. Projevují se na malých nebo tenkých konstrukcích jinak, než na rozsáhlých plochách konstrukcí masivních, kde vlastní setrvačnost hmoty nedovoluje, aby se okamžité nárazové účinky větru projevíly stejně jako na tenkých dřevěných stavbách.“ [13].

**Mark Fintel** (USA) konstatuje: „Na základě porovnání vypočtených a skutečně naměřených výchylek při působení větru u dvaceti jedna železobetonových konstrukcí výškových budov s 14 až 66 podlažími postavených v letech 1963 až 1974 bylo zjištěno, že skutečné vodorovné výchylky dosahují v průměru třetinových hodnot výchylek vypočtených. Rozptyl výsledků jednotlivých výpočetních programů se pohyboval v rozsahu 30 + 40 %.“ [14].

Tímto se potvrzuje předchozí citát Dr. Štěpána Ješe.

### Poučení

Z uvedeného je zřejmé, že příčiny neutěšeného stavu při navrhování stavebních konstrukcí uvedené po body 1 až 10 v úvodu tohoto příspěvku vytvářejí nepříznivé prostředí pro pracovní činnost projektových a dodavatelských stavebních organizací s negativním vlivem na hospodárnost a kvalitu výstavby.

### Co nám často chybí

**Kritické myšlení** - uvědomění si vlastních schopností s dostatečností profesních zkušeností při přijímání zakázek. Kritické myšlení by měli více využívat i soudní znalci při zpracovávání stavebních posudků.

**Schopnost vzájemné empatické komunikace** s architekty, stavebními profesemi a dodavatelskými organizacemi. Více využívat konzultací s uznávanými profesními organizacemi a osobnostmi předmětného oboru.

**Důstojné životní a pracovní prostředí definované citátem první věty článku německé ústavy:**

„Důstojnost člověka je nedotknutelná. Ctít a chránit ji je závazkem veškeré státní moci. „

**Náprava neutěšených poměrů při navrhování a výstavbě stavebních konstrukcí není v silách jednotlivých profesních organizací, ale v jejich společné spolupráci pod centrálním vedením z pozice ČKAIT, jakožto státem ustanovené profesní komory.**

### Literatura

- [1] Čížek, P.: *Prefabrikované konstrukce z pohledu projektantů*, Stavebnictví 11/2016, str. 18–25.
- [2] Čížek, P.: *Radosti a strasti prefabrikovaných konstrukcí*, BETON TKS, 5/2013, str. 3–11.
- [3] Čížek, P.: *Skladová hala WITTE Nejdek*, Stavebnictví 04/2013, str. 32–35.
- [4] Čížek, P.; Burkoň, Z., Sadílek, M., Vašina, M., Vích, M.: *Problematika navrhování a realizace stavebních konstrukcí v ČR*, Sborník 24. Betonářské dny 2017, ČSB, 2017.
- [5] Čížek, P., Burkoň, Z., Sadílek, M., Vašina, M., Vích, M.: *Problematika navrhování a výstavbě nejen prefabrikovaných konstrukcí v ČR*, Sborník 26. Betonářské dny 2019, ČSB, 2019.
- [6] Benko, V., Križma, M., Kišac, M., Kendický, P.: *Zlyhanie betónových stépu stratou stability*, Zborník BD 2014 a 5. post kongresové kolokvium SNK fib, str. 291–298.
- [7] Vítek, J. L.: *Závažné poruchy betonových staveb a jejich příčiny*, Sborník 24. Betonářské dny 2017, ČSB, 2017.
- [8] Kaufmann, W., Falcón, J. M.: *Structural concrete design In the 21ST Century: Are limit analysis methods obsolete?* Sborník 24. Betonářské dny 2017, ČSB, 2017.
- [9] Čížek, P., Burkoň, Z., Vašina, M.: *Výstavní, sportovně-kulturní a kongresové centrum v Karlových Varech*, BETON TKS 1/2008, str. 34–40.
- [10] Čížek, P.: *Konstrukce budov od návrhu k výstavbě*, BETON TKS 1/2006, str. 28–31.
- [11] Keronen A.: *Effect of semi-rigid connections in RC portal frame*, The Second International Symposium on Prefabrication 17–19 May 2000 Helsinki - Proceedings, pp. 89–94.
- [12] Ferreira M., El Debs M.: *Deformability of a beam-column connection with elastomeric cushion and dowel bar to beam axial force*, The Second International Symposium on Prefabrication 17–19 May 2000 Helsinki - Proceedings, pp. 95–100.
- [13] Fintel M.: *Deflections of High-Rise Concrete Buildings*, ACI Journal, July 1975, pp. 324–328.
- [14] Sborník z konference o zhospodárnění monolitických konstrukcí, Praha 1957, sv. II.

## OVĚŘOVÁNÍ SPOLEHLIVOSTI EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Milan Holický

ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 06 Praha 6, milan.holicky@cvut.cz

### Abstrakt

Nově připravovaný evropský dokument pro hodnocení existujících konstrukcí navazuje na obecnou koncepci a technické požadavky Eurokódů. Předběžný návrh dokumentu (CEN Technical Specification, TS) byl již předložen v dubnu 2018. Obsahuje materiálově nezávislé pokyny pro všechny druhy konstrukcí včetně geotechnických součástí, a libovolné druhy zatížení. Zahrnuje obecné zásady a pokyny pro postup hodnocení, aktualizaci dat, konstrukční analýzu, různé způsoby ověřování spolehlivosti (dílní součinitele, pravděpodobnostní metody, analýzu rizik), hodnocení památkových objektů, a možnosti zásahů do existujících konstrukcí. Předložený příspěvek zahrnuje v Příloze A praktický příklad aplikace obecných pokynů při hodnocení existující konstrukce.

### 1 Úvod

Hodnocení existujících konstrukcí se stává velmi potřebnou odbornou činností, která se uplatňuje stále častěji v oblasti stavebnictví, ochrany památkových objektů a rozvoje národního hospodářství. Jde nejen o obytné a veřejné budovy, ale také o inženýrské konstrukce, mosty, průmyslové a energetické objekty. Potřeba efektivního řešení problematiky hodnocení existujících konstrukcí se projevuje současnou intenzivní tvorbou národních a mezinárodních norem (ISO, CEN) i odborných publikací organizací (JCSS, CEB, FIB, fib).

Nově připravovaný evropský dokument pro hodnocení existujících konstrukcí ve formě technických specifikací TS (CEN Technical Specification - Assessment of existing structures) navazuje na koncepci a technické požadavky Eurokódů. Obsahuje materiálově nezávislé pokyny pro všechny druhy konstrukcí včetně geotechnických součástí a libovolné druhy zatížení. Zahrnuje obecné zásady a pokyny pro postup hodnocení, aktualizaci dat, konstrukční analýzu, různé způsoby ověřování spolehlivosti (včetně pravděpodobnostních metod a analýzy rizik), hodnocení památkových objektů a možnosti zásahů do existujících konstrukcí.

### 2 Požadavky na hodnocení

#### 2.1 Obecně

V současné době se problematikou hodnocení existujících konstrukcí zabývá několik národních norem uvedených v rozsáhlé zprávě JRC Report (2015) [1]. Na základě této zprávy byl nedávno zpracován dokument CEN Technická specifikace [2]. Tento dokument je vlastně formou evropské před-normy, která se má stát novou součástí systému Eurokódů. Předložená publikace vychází z evropského dokumentu [2] a ze tří mezinárodních norem ISO 2394 (2015) [3], ČSN ISO 13822 (2010) [4] a ISO 12491 (1997) [5]. Mezinárodní norma ISO 13822, zavedená do systému českých předpisů pod označením ČSN ISO 13822 (2010) [4], je doplněna revidovanou českou normou ČSN 73 0038 (2015) [6], která poskytuje cenné informace o vlastnostech existujících konstrukčních materiálů.

Očekávaná evropská norma má navazovat na technickou specifikaci [2], základní Eurokód ČSN EN 1990 (2002) [7] (a návrh revize [8]), který uvádí obecné zásady spolehlivosti konstrukcí, které se uplatní rovněž při hodnocení existujících konstrukcí, a dále norma ČSN EN 1991-1-1 (2004) [9] pro ztížení stálá a užitná. Dodatečné odborné informace poskytují podklady uvedené ve zprávě JRC Report (2015) [1] a v řadě dalších publikací (např. [10], [11], [12] a [13]).

Existující konstrukce bývá zpravidla vystavena požadavku na hodnocení skutečné spolehlivosti v následujících případech:

- při rehabilitaci zabudovaného vybavení, během které jsou nové nosné prvky doplněny do existujícího nosného systému;
- při ověření nosné konstrukce s ohledem na očekávané změny vybavení, provozní změny neboproloužení návrhové životnosti;
- při opravě existující konstrukce, která je poškozena vlivem časově závislých vnějších vlivů nebo mimořádného zatížení;
- v případě pochybnosti o skutečné spolehlivosti.

## 2.2 Účel hodnocení

Účel hodnocení existující konstrukce včetně jeho založení má být stanoven dohodou objednatelům a příslušným úřadem s ohledem na mezní stavy:

- únosnosti, vztahující se na nosnou způsobilost a stabilitu konstrukce;
- použitelnosti, vztahující se na funkční způsobilost konstrukce, její vzhled a pohodlí uživatelů.

Mezní stavy se mají ověřovat s ohledem na odpovídající situace hodnocení (podobné návrhovým situacím při navrhování nové konstrukce). Analogicky jako při navrhování nové konstrukce se tedy rozlišují následující situace hodnocení:

- trvalá situace hodnocení (vztahující se k běžným podmínkám působení ve zbývající provozní době);
- dočasná situace hodnocení (vztahující se k dočasným podmínkám, např. během zásahů do konstrukce s ohledem na případná konstrukční opatření);
- mimořádná situace hodnocení (vztahující se k mimořádným zatížením jako je náraz, výbuch a požár).

Při hodnocení spolehlivosti konstrukcí je nutné přihlížet k podmínkám prostředí, trvanlivosti a kulturním aspektům hodnocené konstrukce. Rovněž je třeba ověřit robustnost (konstrukční integritu) s ohledem na možné působení mimořádných zatížení a vliv ostatních nepříznivých jevů. Hodnocení existující konstrukce včetně návrhu případných opatření může zahrnovat vyhodnocení hledisek udržitelnosti, pokud je to požadováno místními úřady nebo objednatelům.

## 2.3 Zásady hodnocení

Dvě důležité zásady jsou obvykle přijaty pro hodnocení existující konstrukce:

- *Aplikuje se metodika současně platných norem a předpisů pro ověřování spolehlivosti konstrukcí, předchozí dokumenty se využijí jako podkladové materiály.*
- *Uvažují se skutečné charakteristiky materiálů, zatížení, geometrických dat a chování konstrukce, původní dokumentace se užije pouze jako podklad.*

První zásada má za účel stanovit úroveň spolehlivosti stejným způsobem jako u nové konstrukce a umožnit tak porovnání stanovené spolehlivosti různých konstrukcí. Většina současných norem pro navrhování nových konstrukcí se opírá o principy mezních stavů v kombinaci s metodou dílčích součinitelů. Nedávné revize platných dokumentů však umožňují aplikaci metody návrhových hodnot, pravděpodobnostních postupů i analýzy rizik.

Účelem druhé zásady je přihlížet ke všem skutečným podmínkám, které mohou ovlivnit spolehlivost existující konstrukce a nikoli k předpokládaným charakteristikám základních veličin jako při navrhování nové konstrukce. Tato zásada naznačuje, že vizuální i experimentální vyšetřování hodnocené stavby je ve většině případů žádoucí. Zpravidla je však zcela nezbytné provést podrobný průzkum pochybných, poškozených nebo opravovaných částí konstrukce.

## 2.4 Směrná úroveň spolehlivosti

Směrná úroveň spolehlivosti, akceptovatelná rizika a dalších ukazatele přijatelnosti existujících konstrukcí se stanoví se souhlasem odpovídajících úřadů. Stanovené požadavky zahrnují směrnou úroveň indexu spolehlivosti  $i$ , přijatelnou pravděpodobnost poruchy  $P_{fi}$ , popř. přijatelnou úroveň očekávaného rizika. Pro stanovenou referenční dobu (např. jeden rok nebo 50 let) je obecně index spolehlivosti  $i/3$  vztažen k pravděpodobnosti poruchy  $P_f$  vztahem

$$i = -\ln P_{fi} / P_f$$

kde  $i$  označuje kumulativní distribuční funkci normovaného normálního rozdělení. Vztah mezi indexem spolehlivosti a pravděpodobností poruchy  $P_f$ , který platí rovněž mezi směrnou hodnotou indexu spolehlivosti  $i$  a přijatelnou pravděpodobností poruchy  $P_{fi}$ , naznačuje Tab. 1.

Tab. 1 Vztah mezi  $P_f$  a

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

Směrná pravděpodobnost poruch  $P_{fi}$  (nebo  $i$ ) omezuje skutečnou pravděpodobnost poruchy  $P_f$ ,  $P_f < P_{fi}$  (nebo  $i$ ). Tab. 1 naznačuje, že směrná úroveň spolehlivosti  $P_{fi}$  (nebo  $i$ ) pro hodnocení existujících konstrukcí se může lišit od předpokládané úrovně uvedené v předpisech pro navrhování nových konstrukcí.

### 3 Ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí

#### 3.1 Metody ověřování

Hodnocení existujících konstrukcí se opírá o ověřování mezních stavů únosnosti a použitelnosti. Přihlíží se při tom ke skutečnému stavu a podmínkám působení konstrukce, vnějším vlivům, degradaci a požadované zbytkové životnosti. Ve všech hodnotících situacích se ověří, že s dostatečnou spolehlivostí žádný mezní stav nebude překročen. U existujících konstrukcí lze tuto podmínku zpravidla vyjádřit prostřednictvím rezervy spolehlivosti  $g$  dané zjednodušeným výrazem ve tvaru

$$g(X_i) :: R - E ,$$

kde symbol  $X_i$  označuje základní veličiny (materiálové vlastnosti, zatížení, geometrické parametry, modelové nejistoty). Ve zjednodušeném tvaru symbol  $R$  označuje odolnost a  $E$  účinek zatížení.

Přestože je možné existující konstrukce opakovaně prohlížet a zkoumat zůstávají téměř všechny základní veličiny  $X_i$  včetně vlastností materiálů zatíženy nejistotami a náhodnými vlivy. Je tedy nezbytné považovat základní veličiny za náhodné veličiny, jejichž vlastnosti je však možné aktualizovat s ohledem na nově dostupné experimentální informace. Podobně jako při navrhování nových konstrukcí je třeba ověřovat spolehlivost konstrukcí se zřetelem k příslušným mezním stavům. Stejně jako u nových konstrukcí se dostatečná spolehlivost vyjadřuje indexem spolehlivosti  $\beta$ , který odpovídá omezené pravděpodobnosti (např.  $10^{-4}$ ), že příslušný mezní stav může být překročen během zbytkové provozní doby. S touto omezenou pravděpodobností tedy může být překročena podmínka spolehlivosti požadující pozitivní rezervu spolehlivosti:

$$g(X_i) :: R - E > 0 .$$

Při ověřování podmínky spolehlivosti (6.1) se zpravidla uplatňují analogické postupy těm, které se aplikují při navrhování nových konstrukcí:

- metoda dílčích součinitelů s přizpůsobenými součiniteli,
- metoda stanovených (návrhových) hodnot základních veličin,
- pravděpodobnostní metody,
- metody analýzy rizik a optimalizace.

Uvedené metody jsou seřazeny v pořadí náročnosti jejich praktické operativní aplikace a snižujícím se vlivem konzervativních faktorů (zvyšujícím se stupněm výstižnosti). Nejjednodušší avšak nanejvýš konzervativní je metoda dílčích součinitelů. Je zpravidla součástí počátečního postupu hodnocení. Pokud neposkytne vyhovující nebo dostatečně přesvědčivý výsledek, je možné využít další poněkud náročnější avšak výstižnější postupy, metodu stanovených (návrhových) hodnot nebo přímo aplikovat pravděpodobnostní metody, popřípadě metody rizikového inženýrství.

#### 3.2 Metoda dílčích součinitelů s přizpůsobenými součiniteli

Při ověřování spolehlivosti se v obvyklých případech se nejdříve použije metoda dílčích součinitelů s doplňujícími pokyny v ČSN ISO 13822. Dílčí součinitele doporučené v normách ČSN EN 1990 až ČSN EN 1999 mohou být upraveny s ohledem na skutečné vlastnosti základních veličin a požadovanou úroveň spolehlivosti existujících konstrukcí. Spolehlivost konstrukcí se ověřuje na základě stanovených (návrhových) hodnot  $x_{ai}$  základních veličin  $X_i$ , které se stanoví z charakteristických hodnot  $x_{ki}$ , které jsou stejné jako u nových konstrukcí, a dílčích součinitelů  $a_i$ , které se mohou lišit od součinitelů pro nové konstrukce. Dolní index "a" u některých symbolů je počátečním písmenem anglického termínu "assessment". V souladu se zásadami normy ČSN EN 1990 se v metodě dílčích součinitelů obecná podmínka spolehlivosti nahrazuje požadavkem na kladnou rezervu spolehlivosti  $g(x_{ai})$ , vyjádřenou na základě stanovených (návrhových) hodnot  $x_{ai}$  vztahem

$$g(x_{ai}) = g(x_{a1}, x_{a2}, x_{a3}, \dots) :: R_a - E_a > 0 ,$$

kde u veličin zatížení  $x_{ai} = x_{ki} / y_{ai}$ ,  $E_a = E_{a1}, x_{a2}, x_{a3}, \dots$ , u veličin odolnosti  $x_{ai} = x_{ki} / y_{ai}$ ,  $R_a = R_{a1}, x_{a2}, x_{a3}, \dots$ .

Charakteristické hodnoty  $x_{ki}$  základních veličin se stanoví v souladu se zásadami ČSN EN 1990 a materiálově orientovaných norem. Dílčí součinitele  $y_{ai}$  se stanoví pro stanovenou hodnotu indexu spolehlivosti  $\beta$ , zbývající provozní dobu nebo referenční dobu, skutečné vlastnosti základních veličin a modelových nejistot. U veličin popisujících zatížení

$$y_{ai} = x_{ai} / x_{ki} ,$$

$$\text{kde } P\{X > x_{ai}\} = \Phi(a_E/\beta)$$



U veličin popisující odolnost

$$y_{ai} = x_{ki} / x_{ai},$$

kde  $P\{X < x_{ai}\} = \alpha$  ( $\alpha = a_R/3$ )

V uvedených rovnicích se v souladu s ČSN EN 1990 předpokládají součinitele citlivosti  $a_E = \alpha = 0,7$  a  $a_R = 0,8$ . Součinitele  $a_R$  a  $a_E$  však závisí na relativní proměnlivosti základních veličin a mohou být v opodstatněných případech upraveny, například když je náhodná proměnlivost některé základní veličiny zcela dominantní. Pak se doporučuje pro tuto veličinu uvažovat součinitel citlivosti roven v absolutní hodnotě jedné. V důsledku obecně modifikované hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta$  se dílčí součinitele  $y_{ai}$  pro hodnocení existujících konstrukcí mohou lišit od součinitelů používaných při navrhování nových konstrukcí (po úpravách vycházejí zpravidla nižší).

#### 4 Souhrn

Při hodnocení existujících konstrukcí se uplatňují dvě důležité zásady:

- Aplikuje se metodika současně platných norem a předpisů.
- Uvažují se skutečné charakteristiky materiálů, zatížení, geometrických dat.

Směrná úroveň spolehlivosti existujících konstrukcí se může lišit od úrovně obvykle přijaté po nové konstrukce. Ověřování spolehlivosti lze provést na základě

- metody dílčích součinitelů s přizpůsobenými součiniteli,
- metody stanovených (návrhových) hodnot základních veličin,
- pravděpodobnostní metody,
- metody analýzy rizik a optimalizace.

Příklad hodnocení železobetonového prvku je uveden v Příloze A.

#### Literatura

- [1] Luechinger, Paul et al.: *New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures* (JRC Science and Policy Report 94918). pp. 125, 2015.
- [2] CEN Technical Specification TS. *Assessment of existing structures*, CEN/TC 250, 2018.
- [3] ISO 2394. *General principles on reliability for structures*, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, 112 stran, 2015.
- [4] ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. ČNI, 2005.
- [5] ISO 12491. (1997). *Statistical methods for quality control of building materials and components*, Geneva, Switzerland, 1997.
- [6] ČSN 73 0038. *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí - Doplnující ustanovení*. ČSNI, 2015.
- [7] ČSN EN 1990 Eurokód. *Zásady navrhování konstrukcí*. ČNI, 2004.
- [8] prEN 1990 *Eurocode – Basis of structural design*, draft 2018.
- [9] ČSN EN 1991-1-1, *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení, vlastní tíha a uživatelská zatížení pozemních staveb*. ČNI, 2004.
- [10] Rackwitz, Rudiger. *Optimization – the basis of code-making and reliability verification*. Structural Safety, 22(1): str. 27-60, 2000.
- [11] JCSS Joint Committee for Structural Safety. "*Probabilistic Model Code*", <http://www.jcss.ethz.ch/>, 2001.
- [12] Holický, Milan. *Reliability analysis for structural design*, SUN MeDIA Stellenbosch, ZA, ISBN 978-1-920338-11-4, 199 stran, 2009.
- [13] Holický, Milan. *Operational approach to assessment of existing structures*, ICOSSAR. Vienna, 2017.
- [14] Holický, Milan. *Introduction to Probability and Statistics for Engineers*, Springer, Heidelberg, New York, London, 2013.
- [15] Holický, Milan. *Aplikace pravděpodobnosti a matematické statistiky*, ČVUT 2015.
- [16] Holický M 2018 *Hodnocení existujících konstrukcí*, ČVUT, ISBN 978-80-01-06523-5, 83 stran

#### Poděkování

Tento příspěvek byl zpracován v Kloknerově ústavu v rámci projektu i.č. DG16P02M050 „Optimalizace sledování a hodnocení informací o památkových stavbách“, podporovaného Ministerstvem kultury ČR.

## **Příloha A Příklad ověření železobetonového prvku**

### **Obsah**

Obsah .....	25
Anotace .....	26
1 Zadání.....	26
2 Metoda dílčích součinitelů .....	26
2.1 Dílčí součinitele doporučené v Eurokódech.....	26
2.2 Přizpůsobené dílčí součinitele .....	27
3 Metoda stanovených hodnot .....	27
4 Pravděpodobnostní metoda .....	28
5 Analýza rizik .....	30
6 Souhrn .....	30
Dodatek 1 Přizpůsobení dílčího součinitele pro odolnost .....	31
Dodatek 2 Stanovená hodnota odolnosti .....	31
Dodatek 3 Optimalizace nákladů .....	32
Literatura k příloze A .....	32

Březen 2020

## Příloha A Příklad ověření spolehlivosti železobetonového prvku

### Anotace

Příklad ověření spolehlivosti existujícího železobetonového prvku navazuje na předchozí článek autora „Ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí“. Ilustrativní příklad ověření jednoduchého železobetonového prvku se opírá o připravovaný evropský dokument (technickou specifikaci TS [2]) a platné Eurokódy ČSN EN 1990 [7] a ČSN EN 1991-1-1 [9]. Příklad doplňuje předchozí článek, je usnadnit očekávané uvedení připravovaného evropského dokumentu do soustavy národních norem pro hodnocení existujících konstrukcí.

### Annotation

An example of reliability verification of existing concrete member represent an extension of previous authors contribution „Reliability verification of existing structures“. The illustrative example of the member is based on the new Technical specification [2]) and valid Eurocodes ČSN EN 1990 [7] and ČSN EN 1991-1-1 [9]. The contribution should provide background information supporting implementation of the new European document on assessment of existing structures to national standards.

### 1 Zadání

Existující obytná panelová budova postavená v roce 1970 prochází úpravou a předpokládané přetížení vyžaduje ověření její spolehlivosti. Ověření lze omezit na prostě uložený železobetonový panel (prefabrikovaný stropní panel tloušťky  $h = 0,19$  m a účinné výšce  $d = 0,16$  m) o rozpětí  $L = 6$  m, podle dostupné dokumentace je dále známo, že návrhová hodnota ohybové únosnosti přepočtené na ( $b =$ ) 1 m šířky panelu činí  $R_d = 37,59$  kNm. Předpokládá se jakost betonu C20/25 (B20) a přesnost provedení panelu odpovídající prefabrikované výrobě. S ohledem na tyto vlastnosti panelu lze minimální plochu výztuže odhadnout hodnotou  $A_s = 0,00058$  m<sup>2</sup>. Základní veličiny popisující odolnost panelu jsou tedy:  $A_s = 0,00058$  m,  $d = 0,16$  m,  $b = 1$  m,  $f_{ck} = 20$  MPa,  $f_{yk} = 500$  MPa.

Panel má přenášet stálé zatížení (včetně nových vrstev podlahy)  $g_k = 6,264$  kN/m<sup>2</sup> a užité zatížení  $q_k = 1,5$  kN/m<sup>2</sup> (ČSN EN 1991-1-1 [9]). Požaduje se zbytková životnost panelu 50 let a směrná úroveň spolehlivosti odpovídající indexu spolehlivosti  $\beta = 3,8$  pro referenční dobu stejnou jako bytková životnost (50 let). Směrná úroveň spolehlivosti stanovená indexem spolehlivosti  $\beta = 3,8$  pro referenční dobu 50 let však může být přizpůsobena skutečným ekonomickým a sociálním podmínkám (zpravidla se snižuje).

### 2 Metoda dílčích součinitelů

#### 2.1 Dílčí součinitele doporučené v Eurokódech

Počáteční metodou ověřování je zpravidla metoda dílčích součinitelů s využitím hodnot součinitelů  $\gamma$  podle platných norem (ČSN EN 1990 [7]). Tento první orientační krok využívá známé postupy a nevyžaduje žádné statistické metody a pravděpodobnostní úvahy. Často však vede k negativním výsledkům a ukazuje napožadavek uplatnění výstižnějších a zpravidla složitějších postupů ověřování spolehlivosti.

Tab. 1 uvádí dílčí charakteristické hodnoty a součinitele  $\gamma$  pro zatížení doporučené v ČSN EN 1990 [7] a pro odolnost betonové konstrukce odhadnuté pro ohyb betonové konstrukce společně se stanovenými (návrhovými) hodnotami zatížení a odolnosti. Uvedené hodnoty odpovídají indexu spolehlivosti  $\beta = 3,8$  vztaženému k referenční době 50 let. Nepřihlížejí však ke skutečným podmínkám hodnocené konstrukce (specifickým vlastnostem zatížení a odolnosti).

Tab. 1 Charakteristické hodnoty zatížení a odolnosti

Veličiny	$g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]
Charakter. Hodnoty	6,264	1,5	20	500
Součinitele	1,35	1,5	1,5	1,15
Stanovené hodnoty	8,456	2,25	13,33	435
Stanovené $E_a$ a $R_a$ [kNm]	48,18		37,59	

Odhadnutá hodnota účinku zatížení  $E_a = 48,18$  kNm překračuje stanovenou hodnotu odolnosti  $R_a = 37,59$  kNm ( $E_a > R_a$ ), a použitá metoda s dílčími součiniteli obecně doporučenými v Eurokódech (ČSN EN 1990 [7] a ČSN EN 1992-1-1 [9]) spolehlivost panelu nepotvrzuje.

## 2.2 Přízpůsobené dílčí součinitele

Dílčí součinitele  $\gamma$  lze v odůvodněných případech přizpůsobit (zpravidla snížit) vzhledem ke skutečným podmínkám konstrukce, jak naznačují rovnice (6.3) (6.4). Uplatňuje se ohled na variační koeficienty vlastností hodnocené konstrukce, na stanovenou směrnou úroveň spolehlivosti  $\beta = 3,8$  a na součinitele citlivosti  $\gamma_E$  a  $\gamma_R$  jejichž doporučené hodnoty  $\gamma_E = 1,0$  a  $\gamma_R = 0,8$  (v ČSN EN 1990 [7]) se mohou přizpůsobit. Pro hodnocený panel tab. 2 uvádí stanovené dílčí součinitele  $\gamma$  pro základní veličiny  $g$ ,  $q$ ,  $f_{ck}$  a  $f_{yk}$  (přízpůsobené modelovým nejistotám a variabilitě rozměrů) a stanovené hodnoty účinku zatížení  $E_a$  a odolnosti  $R_a$ .

Tab. 2 Charakteristické hodnoty zatížení a odolnosti

Veličiny	$g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]
Charakter. hodnoty	6,264	1,5	20	500
Součinitele	1,15	1,4	1,4	1,1
Stanovené hodnoty	8,204	2,10	14,29	455
Stanovené $E_a$ a $R_a$ [kNm]	41,87		39,75	

Odhadnutá hodnota účinku zatížení  $E_a = 41,87$  kNm je mírně převyšuje stanovenou hodnotu odolnosti  $R_a = 39,75$  kNm ( $E_a > R_a$ ) a spolehlivost panelu není tedy ani s využitím přízpůsobených dílčích součinitelů  $\gamma$  potvrzena.

Přízpůsobené dílčí součinitele  $\gamma$  se stanoví na základě vztahů (6.3) a (6.4) a zásad uvedených v normě ČSN EN 1990 ([7], [8]). Úprava dílčích součinitelů vyžaduje stanovení statistických charakteristik základních veličin a jejich rozdělení. Předpokládaná rozdělení základních veličin  $g$ ,  $q$  a  $R$  jsou stanovena v souladu s poznatky uvedenými v literatuře ([11], [12] a [13]). Normální rozdělení se obvykle předpokládá pro stálá zatížení. Gumbelovo a lognormální rozdělení se zpravidla aplikují pro proměnná zatížení, lognormální rozdělení pro veličiny odolnosti. Určení výstižného rozdělení základních veličin však vyžaduje dostatek dat a jejich statistické vyhodnocení. Rozhodující vlastností pro výstižný popis veličin je zpravidla variační koeficient v kombinaci s momentem třetího řádu (šikmostí nebo asymetrií).

Variační koeficienty  $V$  mají zpravidla zahrnovat kromě variability základních veličin také variabilitu geometrických parametrů a odpovídající modelovou nejistotu (je-li to nutné) podle jednoduchého vztahu

$$V_i = \sqrt{V_{geo}^2 + V_{unc}^2}$$

Symbol  $V_i$  označuje variační koeficient základní veličiny  $i$ ,  $V_{geo}$  variační koeficient odpovídajících geometrických parametrů a  $V_{unc}$  variační koeficient případných modelových nejistot. Variační koeficient odolnosti  $R$  závisí u hodnoceného prvku pouze na vyztužení.

Variační koeficienty a dílčí součinitele uvedené v tab. 3 jsou poměrně nízké, odpovídají však podmínkám hodnocené prefabrikované konstrukce a hodnotám použitým v původním návrhu konstrukce. Nicméně, podobně jako v předchozím případě ověřování metodou dílčích součinitelů podle ČSN EN 1990 [7], stanovený účinek zatížení  $E_a = 41,87$  kNm je větší než odolnost  $R_a = 37,59$  kNm. Spolehlivost panelu tedy není potvrzena ani úpravou dílčích součinitelů. Náročnější metoda upravených dílčích součinitelů sice poskytuje mírně příznivější výsledek než užití neupravených dílčích součinitelů, přesto však nepotvrzuje dostatečnou spolehlivost panelu.

## 3 Metoda stanovených hodnot

Metoda stanovených hodnot je vyjádřena rovnicí (6.5). Její podstatou je přímé stanovení (návrhových) hodnot na základě směrné hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta = 3,8$  (pro požadovanou zbytkovou životnost 50 let) a součinitelů citlivosti veličin popisujících relativní vliv zatížení a odolnost  $\gamma_E = 1,0$  a  $\gamma_R = 0,8$ . Hodnoty základních veličin a účinku zatížení  $E_a$  a odolnosti konstrukce  $R_a$  jsou tedy určeny bez užití dílčích součinitelů  $\gamma$ .

Nutné je však znát teoretické modely rozdělení všech základních veličin  $g$ ,  $q$ ,  $f_c$  a  $f_y$  včetně jejich skutečných charakteristik, průměru  $\bar{x}$ , směrodatné odchylky  $s_x$  nebo variačního koeficientu  $V_x$ . Tyto informace jsou uvedeny v tab. 3, která uvádí typ rozdělení a požadované statistické charakteristiky základních veličin i stanovené hodnoty účinku zatížení  $E_a$  a odolnosti  $R_a$ .

Tab. 3 Přehled postupu metody stanovených hodnot

Veličiny	$g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]
Charakter. Hodnoty $x_k$	6,264	1,5	20	500
Průměr $\bar{x}$	6,264	0,9	28	580
Variační koeficient $V_X$	0,05	0,35	0,10	0,05
Směrodatná odchylka $s_x$	0,63	0,315	2,8	29
Předpokládané rozdělení	Normal	Gumbel	Lognormal	Lognormal
Součinitel $E_a R$	□0,7	□0,7	0,8	0,8
Redukovaný index /3 $E_a$ /3 $R$	□2,66	□2,66	3,04	3,04
Poměr $x_a/x$	1,15	2,36	0,70	0,82
Stanovené hodnoty $x_a$	7,20	2,12	19,60	476
Celkové zatížení [kN/m <sup>2</sup> ]	9,32		-	
Stanovené $E_a$ a $R_a$ [kNm]	41,40		42,22	

Stanovená výsledná hodnota účinku zatížení  $E_a = 41,40$  kNm v tomto případě nepřekračuje menší hodnotu odolnosti  $R_a = 42,22$  kNm,  $E_a < R_a$ , což ověřuje, že panel lze považovat za dostatečně spolehlivý. Metoda stanovených hodnot je zpravidla příznivější než metody dílčích součinitelů, které jsou zatíženy konzervativními předpoklady přijatými při určení dílčích součinitelů a při specifikaci výchozích charakteristických hodnot. V obou případech jsou doporučené hodnoty na straně bezpečnosti.

Dále je vhodné poznamenat, že šikmost Gumbelova rozdělení je poměrně vysoká (1,14), což nemusí odpovídat skutečnému rozdělení užitého zatížení  $q$  v obytných prostorách. Alternativně lze předpokládat lognormální rozdělení, které může být výstižnější. Při použití Gumbelova rozdělení pro zatížení  $q$  je stanovená hodnota zatížení  $E_a = 41,40$ . Jestliže se předpokládá lognormální rozdělení s počátkem v nule a menší šikmostí (1,05), je výsledná hodnota zatížení  $E_a = 40,30$  kNm a výsledek je ještě mírně příznivější.

#### 4 Pravděpodobnostní metoda

Pravděpodobnostní ověřování existujících konstrukcí vychází z rovnice (6.7). Předpokládá se, že všechny základní veličiny  $X_i$  lze považovat za náhodné veličiny, které lze popsat vhodným rozdělením pravděpodobnosti. V případě hodnoceného stropního panelu jsou tři základní veličiny  $g$ ,  $q$  a  $R$  již dostatečně popsány v předchozím oddílu. Spolehlivost konstrukce se obecně ověřuje prostřednictvím pravděpodobnosti poruch stanovené na základě funkcí mezního stavu  $g(X_i)$ , kde symboly  $X_i$  označují základní veličiny.

V případě hodnoceného stropního panelu o rozpětí  $L = 6$  m (považovaného za deterministickou veličinu) je funkce mezního stavu dána vztahem

$$g(X) = R E \quad \square \quad \left( \bar{1} - \frac{A_s f_y}{2 b f_c} \right) - (g + q) \square L^2/8$$

$i$                        $y$                       2 b  $f_c$

$\bar{1}_s$

Ve smyslu rovnice (6.7) se předpokládá, že porucha nastane, jestliže funkce mezního stavu je negativní (odolnost  $R$  je nedostatečná), tedy jestliže platí

$$g(X_i) < 0$$

Jestliže funkce mezního stavu je pozitivní,  $g(X_i) \geq 0$ , pak se předpokládá, že k poruše panelu nedojde.

Podle oddílu 6.4 se konstrukce se považuje za spolehlivou, pokud pravděpodobnost poruchy  $P_f$  je menší než směrná hodnota pravděpodobnosti  $P_{ft}$  nebo index spolehlivosti  $\gamma$  je větší než směrná hodnota indexu  $\gamma_t$  a splňuje tedy podmínku:

$$P_f = P\{g(X_i) < 0\} < P_{ft} \text{ nebo } \gamma > \gamma_t$$

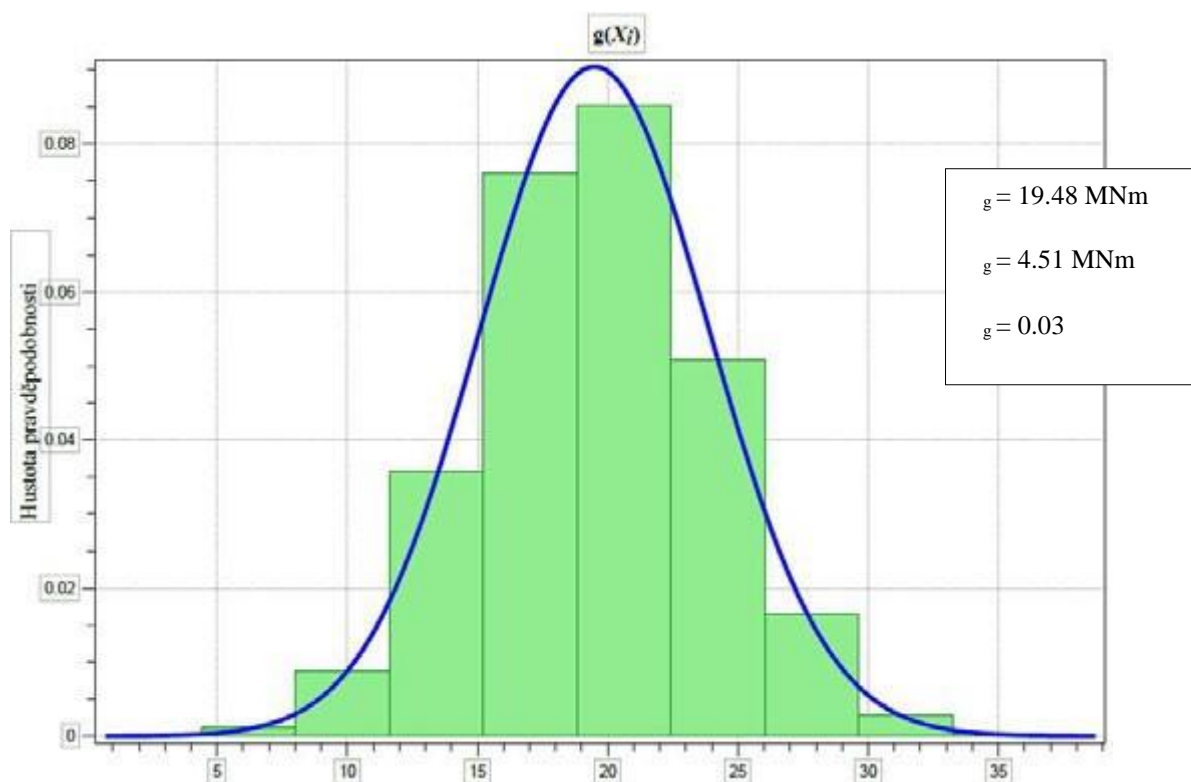
Předpokládané (aktualizované) modely základních veličin jsou přehledně uvedeny v tab. 4. Uvedené modely jsou stanoveny na základě aktualizace apriorních modelů s výsledky nových experimentálních informací získaných v průběhu podrobného vyšetřování hodnocené konstrukce.

Tab. 4 Předpokládané modely základních veličin

Veličina	Symbol	Jednotka	Charakteristická hodnota	Rozdělení	Průměr	Směrodatná odchylka	Variační koeficient
Plocha výztuže	$A_s$	m <sup>2</sup>	0,00058	DET	0,00058	-	-
Účinná výška	$d$	m	0,16	N	0,16	0,005	0,06
Šířka průřezu	$b$	m	1	N	1	0,02	0,02
Rozpětí panelu	$L$	m	6	DET	6	-	-
Mez kluzu	$f_y$	MPa	500	LN	580	30	0,06
Pevnost betonu	$f_c$	MPa	20	LN	28	5	0,18
Stálé zatížení	$g$	kNm <sup>-2</sup>	6,264	N	6,264	0,63	0,10
Užitné zatížení	$q$	kNm <sup>-2</sup>	1,5	GU	0,9	0,315	0,35

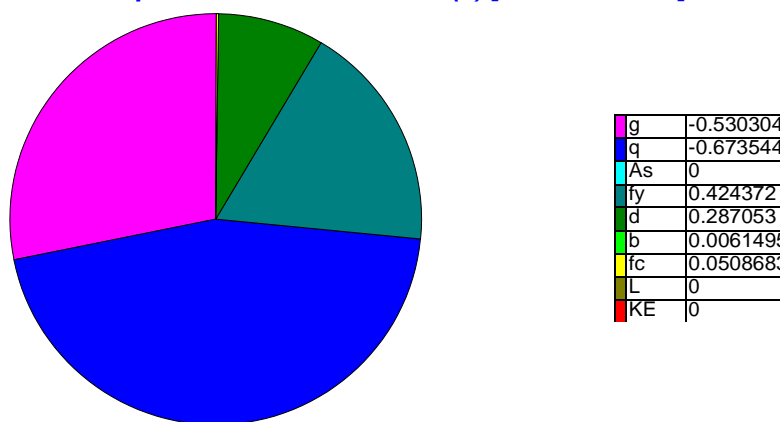
Uplatnění pravděpodobnostní metody pro stanovení pravděpodobnosti výskytu záporných hodnot funkce mezního stavu zpravidla vyžaduje aplikaci softwarových produktů (například jednoduchého softwaru COMREL [19] nebo VaP [20]). V případě hodnoceného stropního panelu vychází na základě modelů základních veličin uvedených v tab. 4 pravděpodobnost poruchy  $p_f \approx 10^{-5}$  a index spolehlivosti  $\beta \approx 4,3 > 3,8$ . S ohledem na výsledek pravděpodobnostní metody je tedy konstrukce dostatečně spolehlivá. Hustot pravděpodobnosti (histogram) funkce mezního stavu je zachycena na obr. 1 (průměr 19,52 kNm, směrodatná odchylka 4,51 kNm).

Poznamenáme, že šikmost Gumbelova rozdělení je poměrně vysoká (1,14), což nemusí odpovídat skutečnému rozdělení užitného zatížení  $q$ . Alternativně lze předpokládat lognormální rozdělení, které může být výstižnější. Při použití Gumbelova rozdělení pro zatížení  $q$  je stanovena pravděpodobnost poruchy  $p_f = 1 \cdot 10^{-5}$  a index spolehlivosti = 4,30. Tyto výsledky mohou být mírně konzervativní. Jestliže se předpokládá lognormální rozdělení s menší šikmostí (0,90), je výsledný index spolehlivosti mírně vyšší (= 4,35).



Obr. 1 Hustota pravděpodobnosti funkce mezního stavu  $g(X_i)$

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



Obr. 2 Relativní vliv základních veličin na výslednou úroveň spolehlivosti

Vliv základních veličin na výslednou úroveň spolehlivosti je zachycen na obr. 2. Je zřejmé, že největší relativní vliv na výslednou úroveň spolehlivosti má užité zatížení  $q$  ( $\square$  67 %). Menší relativní vliv má stálé zatížení  $g$  ( $\square$  53 %) a pevnost výztuže  $f_y$  (42 %). Relativní vlivy základních veličin zachycených na obr. 2 také ukazují, že doporučené součinitel citlivosti veličin popisujících relativní vliv zatížení a odolnost  $\alpha_E = 0,7$  a  $\alpha_R = 0,8$  jsou značně konzervativním předpokladem.

## 5 Analýza rizik

Metody analýzy rizik mohou představovat účinný přístup k hodnocení důležitých staveb s nedostatečně únosnou konstrukcí, u kterých se operativní opatření zdají být nezbytná. V těchto případech může být přístup opírající se o analýzu rizik naznačený rovnicí (6.8) a detailně popsán v mezinárodní normě ISO 2394 [3] nanejvýš užitečný. V případě menších konstrukcí (jako v hodnoceném stropním panelu), u kterých lze předpokládat operativní opatření (i když pouze pro zvýšení spolehlivosti), se mohou uplatnit metody optimalizace nákladů. Podrobnější popis optimalizačních postupů je uveden v dodatku 3 této přílohy.

## 6 Souhrn

Ukazuje se, že ověřování spolehlivosti stropního panelu metodou dílčích součinitelů vede k negativnímu výsledku, a to jak se součiniteli podle Eurokódů, tak s přizpůsobenými součiniteli (pro index spolehlivosti = 3,8). Metoda stanovených hodnot (pro = 3,8) poskytuje pozitivní výsledek. Pravděpodobnostní metoda poskytuje rovněž pozitivní výsledek s odhadnutou hodnotou indexu spolehlivosti = 4,2, který je vyšší než požadovaná hodnota = 3,8 pro zbývající životnost 50 let. Panel lze tedy považovat za dostatečně spolehlivý. Přehled dílčích výsledků ověřování spolehlivosti stropního panelu jednotlivými metodami je uveden v tab. 5.

Tab. 5 Výsledky ověřování spolehlivosti

Metoda	Účinek zatížení [kNm]	Odolnost [kNm]	Index / $\beta$	Závěr
Dílčích součinitelů Eurokódů	48,18	37,59	Předpoklad 3,8	Negativní
Přizpůsobených součinitelů	41,87	39,75	Předpoklad 3,8	Negativní
Stanovených hodnot	41,40	42,22	Předpoklad 3,8	Pozitivní
Pravděpodobnostní	-	-	Odhad 4,3	Pozitivní

Popsaný příklad ověřování spolehlivosti stropního panelu může poskytnout návod pro ověřování jednotlivých prvků existující konstrukce jako je nosník, sloup nebo mostní prvek. Je třeba zdůraznit, že je vždy nutné uvažovat skutečné podmínky působení konstrukce a dostupné informace o zatížení a odolnosti konstrukce. Jestliže jsou dostupné pouze omezené údaje, je možné využít statistické metody aktualizace informací.

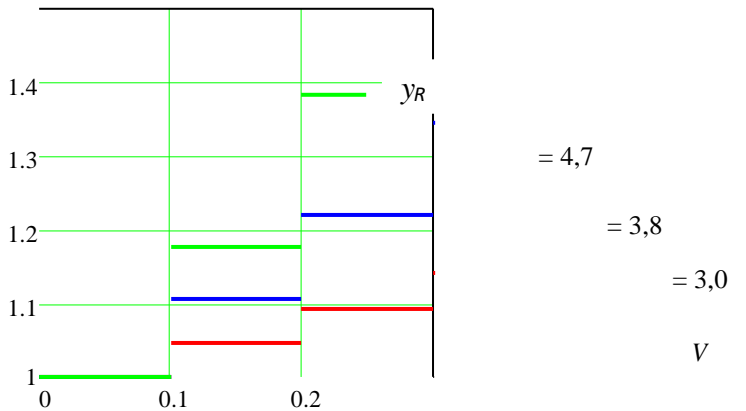
Ve všech případech je třeba zvážit požadovanou úroveň spolehlivosti (index / $\beta$ ) a velikosti součinitelů citlivosti  $\alpha_E$  a  $\alpha_R$ . V některých důležitých případech je užitečné využít analýzy rizik. Jestliže se předpokládají případná konstrukční nebo provozní opatření, doporučuje se uplatnit metody optimalizace nákladů.

### Dodatek 1: Přizpůsobení dílčího součinitele pro odolnost

Dílčí součinitel  $y_R$  pro odolnost  $R$  se stanoví za předpokladu lognormálního rozdělení na základě stanoveného indexu spolehlivosti  $\beta$ , variačního koeficientu  $V$  (zahrnujícího modelové nejistoty) a součinitele citlivosti  $R$  ze vztahu

$$\hat{i}_d = \hat{i}_R \frac{\exp(-1,65 \sqrt{\ln(1+V)})}{\exp(-\beta \sqrt{\ln(1+V)})}$$

Za předpokladu součinitele citlivosti  $R = 0,8$  je závislost dílčího součinitele  $y_R(\beta, V)$  na koeficientu variability  $V$  pro vybrané hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta$  zachycena na následujícím obrázku.



Obr. Závislost dílčího součinitele  $y_R(\beta, V)$  na koeficientu variability  $V$  pro vybrané hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta$  3,0; 3,8 a 4,7

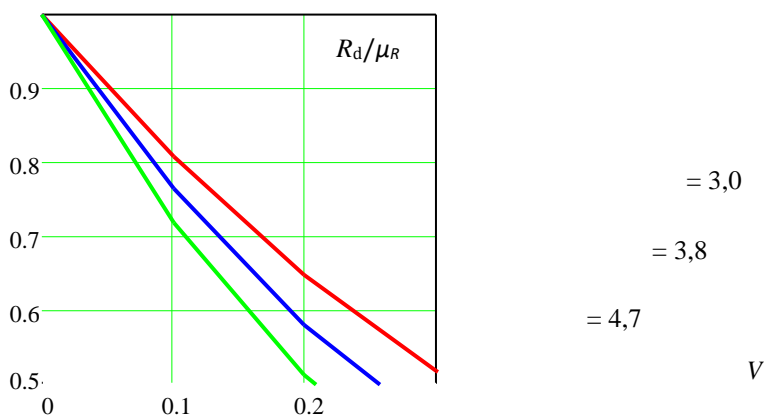
Analogický postup platí pro přizpůsobení dílčích součinitelů stálého zatížení  $g$  a užitého zatížení  $q$ , pro které se případně využije jiné rozdělení.

### Dodatek 2: Stanovená hodnota odolnosti

Stanovená hodnota  $R_d$  odolnosti  $R$  se určí za předpokladu lognormálního rozdělení na základě indexu spolehlivosti  $\beta$ , koeficientu variability  $V$  (včetně modelových nejistot) a součinitele citlivosti  $R$  ze vztahu

$$\hat{i}_d = \hat{i}_R \frac{\exp(-\beta \sqrt{\ln(1+V)})}{\exp(-R \sqrt{\ln(1+V)})}$$

Za předpokladu součinitele citlivosti  $R = 0,8$  je závislost poměru  $R_d(\beta, V)/\mu_R$  na variačním koeficientu  $V$  pro vybrané indexy  $\beta$  zachycena na následujícím obrázku.



Obr. Závislost poměru  $R_d(\beta, V)/\mu_R$  na variačním koeficientu  $V$  pro vybrané indexy  $\beta = 3,0; 3,8$  a  $4,7$

Analogický postup platí pro určení stanovených hodnot stálého zatížení  $g$  a užitého zatížení  $q$ , pro které se případně využije jiné rozdělení.

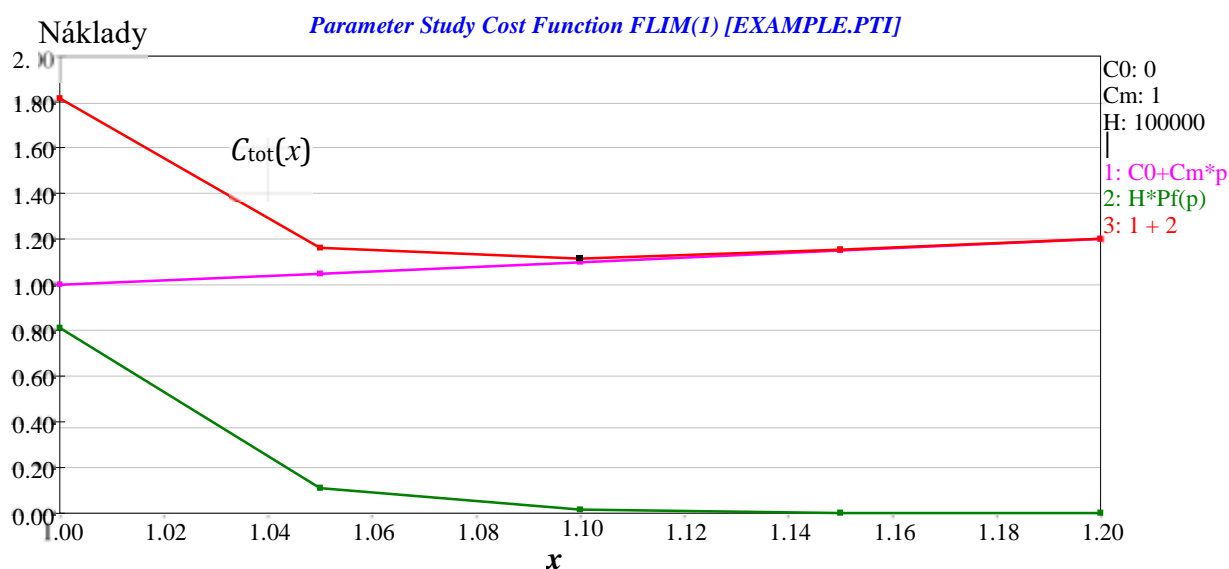


### Dodatek 3: Optimalizace nákladů

Optimalizace nákladů může být užitečná zejména pro jednotlivé konstrukční prvky, které mají přijatelnou úroveň spolehlivosti (jako v případě hodnoceného panelu), avšak uvažuje se o jejím zvýšení (konstrukčními a provozními opatřeními) během zbývajících životnosti. V takovém případě se může uplatnit následující postup pravděpodobnostní optimalizace nákladů. Celkové náklady  $C_{tot}(x)$  včetně nákladů na zesílení konstrukce a provozní opatření mohou být vyjádřeny zjednodušeným vztahem (naznačeným v softwarovém produktu COMREL [19])

$$C_{tot}(x) = C_0 + C_1 x + C_f p_f(x)$$

Veličina  $x = R/R_0$  reprezentuje parametr opatření, spotřebu materiálu a nezbytné náklady na zvýšení současné odolnosti  $R_0$  na požadovanou úroveň  $R$ .  $C_0$  představuje ostatní náklady opatření nezávislé na parametru  $x$ ,  $C_1$  marginální náklady na jednotku parametru opatření  $x$ ,  $C_f$  náklady vyvolané poruchou a vyloučením provozu konstrukce a  $p_f(x)$  reprezentuje pravděpodobnost poruchy panelu. Přiložený obrázek (vytvořený softwarovým produktem COMREL [19]) zachycuje závislost celkových nákladů  $C_{tot}(x)$  na parametru  $x$  pro vybrané hodnoty  $C_0 = 0$ ,  $C_1 = 1$ ,  $C_f = 100000$  a panel s odolností  $x = R_0$ .



Obr. Závislost celkových nákladů  $C_{tot}(x)$  na parametru  $x$  pro vybrané hodnoty  $C_0 = 0$ ,  $C_1 = 1$ ,  $C_f = 100000$  a pravděpodobnost poruchy panelu  $p_f(x)$  s odolností  $R_0$

Minimální celkové náklady  $C_{tot}(x)$  předpokládané pro období zbývajících životnosti 50 let odpovídají optimálnímu parametru  $x = R/R_0$  o přibližné hodnotě 1,10 a zvýšení odolnosti panelu o 10 %. Výsledné doporučení platí pouze pro hodnocený panel, vstupní data pro zatížení  $g$ ,  $q$ , odolnost  $R$  a pro vybrané hodnoty relativních nákladů  $C_0 = 0$ ,  $C_1 = 1$ ,  $C_f = 100000$ . Pro korektní rozhodnutí o případných opatřeních by měl být kriticky uvážěn vztah pro určení celkových nákladů  $C_{tot}(x)$  a všechny vstupní údaje o relativních nákladech.

### Literatura k příloze A

- [1] EN 1990 2002 Eurocode – Basis of structural design.
- [2] prEN 1990 2017 Eurocode – Basis of structural design.
- [3] JCSS 2001 Joint Committee for Structural Safety. "Probabilistic Model Code", <http://www.jcss.ethz.ch/>.
- [4] Holický, M. 2009 Reliability analysis for structural design, SUN MeDIA Stellenbosch, ZA, ISBN 978-1-920338-11-4, 199 pages.
- [5] Holický, M. 2013 Introduction to Probability and Statistics for Engineers, Springer, Heidelberg, New York, London.
- [6] ISO 2394 2015 General Principles on Reliability for Structures.
- [7] COMREL version 6.00, Software product RCP, Consulting Software, Germany.
- [8] VaP Software product of PSP, Austria.
- [9] Holický, M. 2018 Hodnocení e istujících konstrukcí, ČVUT, ISBN 978-80 -01-06523-5, 83 pages.

## REVIZE EUROKÓDŮ PRO KLIMATICKÁ ZATÍŽENÍ

Jana Marková

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

### 1 Úvod

V rámci technické subkomise CEN/TC250/SC1 se připravují čtyři části Eurokódu EN 1991 pro klimatická zatížení. Do revidovaného Eurokódu EN 1990, příloh A1 až A6 byly převedeny zásady navrhování a kombinace zatížení včetně klimatických z EN 1991 pro zatížení zásobníků, nádrží, jeřábů a z EN 1993 pro zatížení ocelových stožárů, věží a komínů.

Kromě Eurokódů pro klimatická zatížení byla zpracována v rámci komise CEN/TC250 technická zpráva, která podrobně analyzuje možné dopady klimatických změn na konstrukce, zda je potřebné tyto vlivy uvažovat při navrhování dnešních konstrukcí s delší návrhovou životností, např. mostů (Fikke 2018). V současnosti se pokyny pro klimatická zatížení připravují v několika projektových týmech (PT), které mají do konce dubna 2020 odevzdat konečnou znění Eurokódů pro klimatická zatížení, která pak budou ještě procházet revizí v rámci subkomise SC1 a procesem schvalování v CEN Management centru a hlasováním členských zemí. Očekává se, že normy pro klimatická zatížení budou k dispozici pro národní překlady a přípravu nových národních příloh v roce 2023.

Záměrem 2. generace Eurokódů je umožnit jejich snadnější používání, sjednotit dosud existující nekonzistentní pokyny v různých částech Eurokódů a doplnit nebo lépe vysvětlit některá aplikační pravidla. Měly by se také odstranit obdobné, opakující se ustanovení v některých částech Eurokódů, aby byly uživatelsky příznivější. Snahou bylo také snížit počet národně stanovených parametrů (NDP), kterých je v současné generaci Eurokódů přes 1500, protože některé čistě technické parametry by neměly být národně volitelné.

Je obecně známo, že Eurokódy mají přísnější požadavky na zatížení, zejména na klimatická zatížení a došlo také k úpravám některých modelů pro odolnost konstrukce. Příkladem jsou zatížení sněhem a větrem, u kterých se zvýšily návrhové hodnoty až trojnásobně proti původním ČSN. V Eurokódech se vychází při stanovení charakteristické hodnoty klimatických zatížení ze střední doby návratu 50 let, zatímco v ČR se počítalo pouze asi s 15letou dobou návratu. Navíc došlo ke zvýšení dílčích součinitelů pro stanovení návrhových hodnot proměnných zatížení, převážně na hodnotu 1,5. Problémy pak často nastávají při hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí, které byly navrženy na základě dříve platných ČSN. Proto je potřebné kromě Eurokódů použít pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí ČSN ISO 13822 včetně souboru národních příloh v ČSN 73 0038. Koncem roku 2019 se dokončila revize ČSN 73 0038, ve které se také doplňují podrobnější požadavky pro hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí s památkovou hodnotou.

V dalším textu se podrobněji zaměříme na části Eurokódu EN 1991 pro klimatická zatížení konstrukcí a na některé chystané změny.

### 2 Zatížení sněhem prEN 1991-1-3

Eurokód prEN 1991-1-3 obsahuje pokyny pro stanovení zatížení sněhem v normálních i výjimečných sněhových podmínkách. Počet parametrů NDP se podařilo snížit o třetinu. Některé země však nebyly spokojeny s omezením možnosti volby vybraných parametrů, zejména severské země, které mají v některých oblastech zcela odlišné klimatické podmínky, takže skutečný počet národních parametrů může ještě doznat změn.

V prEN 1991-1-3 se uvažuje se zatížením konstrukcí sněhem bez návějí a s návějí. Uvádí se zde pokyny pro stanovení zatížení sněhem na střeších různého tvaru, zohlednění zatížení sněhovými převisy i zatížení způsobená navátím sněhu. Zatížení sněhem v závislosti na nadmořské výšce se v mnoha evropských zemích stanoví na základě výpočetních vztahů platných pro specifické klimatické oblasti. Některé nové země CEN včetně ČR neměly příležitost se společného evropského výzkumu v 90. letech 20. stol. zúčastnit a nepodařilo se již získat finanční prostředky potřebné pro tvorbu celoevropských map pro jednotlivá klimatická zatížení. Proto si tyto země včetně ČR zpracovaly své mapy ve spolupráci s národními hydrometeorologickými institutami.

V rámci dalšího rozvoje prEN 1991-1-3 se provedly analýzy tvarových součinitelů, modelů výjimečných sněžení, zpřesnily se modely pro stanovení zatížení sněhem na střeše, pro hromadění sněhu v místech různých překážek na střeších (komíny, sněhové zachytávače), pro vliv velikosti střechy (např. pro ploché, rozsáhlé průmyslové střechy), pro rozdílné způsoby ukládání sněhu a pro tvorbu návějí na různých typech střech, např. na válcových střeších nebo na členitých střeších s různými překážkami. K dispozici jsou také nové modely pro globální a lokální vlivy. Provedla se analýza nekonzistencí charakteristických hodnot zatížení sněhem na zemi na hranicích jednotlivých členských zemí.

Byl navržen nový postup pro uvážení vlivu velikosti pro rozsáhlé ploché střechy, zpřesnil se postup stanovení součinitele expozice, k dispozici jsou nová uspořádání sněhu na střechách. Upravil se také model sněhu pro přilehlé střechy v různých výškových úrovních a nově se uvedl postup pro stanovení zatížení na střechách s přítomností fotovoltaických zařízení.

Při stanovení zatížení sněhem na střeše se bere v úvahu navátý a nenavátý sníh. Pro trvalé a dočasné návrhové situace se uvádí vztah pro zatížení sněhem na střeše:

$$s = I_i C_t s_k, \quad (1)$$

kde  $I_i$  tvarový součinitel,  
 $C_t$  teplotní součinitel,  
 $s_k$  charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi dle sněhové mapy.

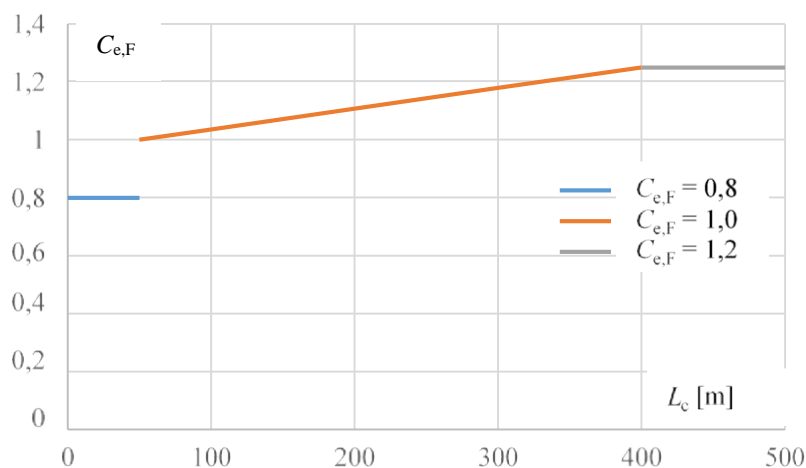
Pro ploché střechy je nově navržen tvarový součinitel:

$$I_i = 0,8 C_{e,F}, \quad (2)$$

kde součinitel expozice  $C_{e,F}$  pro ploché střechy se stanoví s ohledem na účinnou délku střechy  $L_c$

$$C_{e,F} = \begin{cases} C_e & \text{pro } L_c \leq 50 \text{ m} \\ C_e + (1,25 - C_e) (L_c - 50)/350 & \text{pro } 50 \text{ m} < L_c < 400 \text{ m} \\ 1,25 & \text{pro } C_e \text{ pro } L_c \geq 400 \text{ m} \end{cases} \quad (3)$$

kde účinná délka střechy (v metrech) je rovna  $L_c = 2W - W^2/L$ , kde  $W$  je kratší rozměr střechy a  $L$  její delší rozměr. Součinitel expozice  $C_{e,F}$  pro ploché střechy s ohledem na účinnou délku střechy  $L_c$  je ilustrován na obr. 1. Uvážení součinitele expozice podle velikosti ploché střechy přispěje k větší spolehlivosti těchto střech.



Obr. 1 Součinitel expozice  $C_{e,F}$  pro ploché střechy s ohledem na účinnou délku střechy  $L_c$

### 3 Zatížení větrem EN 1991-1-4

Revize normy prEN1991-1-4 pro zatížení větrem je zaměřena na zjednodušení pokynů pro běžné typy staveb, zpřesnění pokynů a doplnění některých dosud nedostatečně vysvětlených nebo chybějících postupů. V současnosti jsou nově v rozsahu normy stavby až do výšky 300 m. Uvádí se zde postupy, jak stanovit kvazistatické modely zatížení pro běžné druhy konstrukcí, a také postupy pro určení dynamických modelů zatížení větrem u těch konstrukcí, kde může vzniknout významná odezva na zatížení větrem. Všechny požadavky na zatížení větrem nejsou dosud pokryty, např. některé aeroelastické vlivy, torzní kmitání nebo kmitání od příčných turbulencí větru. Jsou zde pokyny, jak stanovit tlaky větru, jak uvážit místní vlivy (např. dle umístění staveniště, orografie terénu) nebo tvar střechy. I když byla celá norma mnohokrát přepracovávána, pro množství výpočetních vztahů a různých odkazů zůstává i v nové generaci Eurokódů text této normy dosti komplikovaný. K třetímu, téměř konečnému návrhu prEN1991-1-4 přišlo koncem ledna 2020 velké množství národních připomínek (celkem 556), z nichž 273 mělo technický charakter (nejvíce připomínek z UK a Polska), což ukazuje na nezbytnost provedení doplňujících revizí.

prEN 1991-1-4 je členěna na 10 základních kapitol a 13 příloh A až M. Postup stanovení zatížení větrem na konstrukce je uveden v kapitole 7, rozlišuje se, zda se jedná o jednoduché stavby nebo složitější konstrukce. Podle kapitoly 7 se stanoví tlaky větru na vnější a vnitřní povrchy, síly včetně třecích sil od větru. Revidované součinitele vnějších a vnitřních tlaků, součinitele výsledných tlaků a součinitele sil jsou uvedeny v přílohách C až E. Příloha H se zabývá postupy pro dynamickou a aeroelastickou odezvu štíhlých konstrukcí. Zatížení větrem na příhradové věže a stožáry jsou uvedena v příloze J. Příloha K zcela nově uvádí metodiku pro stanovení součinitelů pro konstrukce modelované ve větrném tunelu. Do přílohy M byly převedeny požadavky na odezvu ocelových stožárů a věží na zatížení větrem, které jsou nyní obsaženy v EN 1993. Příloha L uvádí postupy odvození rychlostí větru na základě měření z meteorologických stanic, příloha M se zabývá pravděpodobnostními modely zatížení větrem. Doplnily se pokyny pro zatížení mostů větrem a pro aeroelastickou odezvu konstrukcí. Projektový tým provedl porovnání výchozích základních rychlostí větru podle národních příloh jednotlivých členských zemí. V některých zemích se hodnoty základních rychlostí větru na hranicích výrazně liší, jiné hodnoty byly také dříve uvedeny v evropské mapě rychlostí větru zpracované k předběžnému Eurokódu ENV 1991-2-4. Snahou bylo také harmonizovat přístupy obsažené v různých národních přílohách (NP) členských zemí.

#### 4 Zatížení teplotou EN 1991-1-5

prEN 1991-1-5 uvádí pokyny, jak stanovit zatížení od klimatických teplot na různé typy konstrukcí pozemních a inženýrských staveb včetně mostů. Norma se nově člení na devět základních kapitol, dvě normativní a jednu informativní přílohu. U budov byly zjednodušeny tabulky uvádějící doporučené hodnoty teplot pro vnitřní a vnější prostředí a také při působení radiace na stavbu s ohledem na její orientaci vůči světovým stranám, barvu a strukturu povrchu. Klimatické změny s možným nárůstem teplot, které se dle různých teorií predikují v rozmezí 2 až 5 °C do konce příštího století, nebyly do současných modelů zatížení teplotou zatím zahrnuty.

Konstrukce mostů jsou kategorizovány do tří základních tříd podle typu materiálu: ocel, beton a ocelobeton. Pokud by bylo potřebné uvážit další materiály, jak např. požadovalo Norsko pro dřevěné mosty, je možné postup doporučit na národní úrovni. Rovnoměrná složka teploty u mostů se stanoví na základě charakteristické hodnoty teploty vzduchu ve stínu a doporučeného převodu dle příslušného typu konstrukce. V normě je možné zvolit mezi dvěma alternativními postupy stanovení svislé rozdílové složky teploty, a to lineárním nebo nelineárním průběhem teplot. Tyto přístupy se nepodařilo sjednotit, takže oba alternativní postupy zůstaly národně volitelné.

V ČSN EN 1991-1-5 se uvádí rozsah rovnoměrné složky teploty  $\Delta T_N$  pro stanovení posunů (expanze nebo kontrakce) mostních ložisek, mostních závěrů a dilatací stavebních konstrukcí jako rozdíl mezi výchozí teplotou  $T_0$  a rovnoměrnou složkou teploty konstrukce  $T_N$  na základě vztahů

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{N,\text{max}} - T_0 \quad \text{a} \quad \Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{N,\text{min}} \quad (4)$$

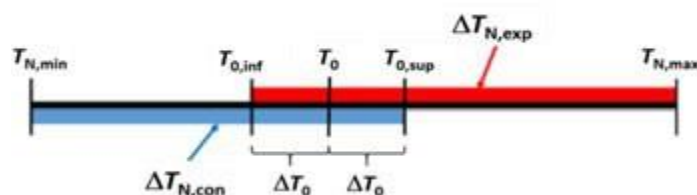
kde maximální/minimální rovnoměrná složka teploty  $T_{N,\text{max}}/T_{N,\text{min}}$  vychází z charakteristické hodnoty teploty vzduchu ve stínu a převodních vztahů pro tři základní typy nosných konstrukcí mostů. V současnosti je výchozí teplota  $T_0$ , při které dochází k omezení (kompletaci) konstrukce mostu doporučena hodnota 10 °C, pokud nejsou k dispozici podrobnější údaje na základě měření. Země CEN ze střední a východní Evropy tuto hodnotu převzaly, země v oblasti Středomoří ji většinou zvýšily na 15 °C, zatímco některé severské země uvádějí rozdílné hodnoty pro letní a zimní období, (Markova 2018) V ČSN EN 1991-1-5 se pro navrhování mostních ložisek a závěrů doporučuje maximální/minimální rozsah teplot uvážením přídatné hodnoty  $\pm 20$  °C, a pokud není známa výchozí teplota  $T_0$ , pak se mají brát hodnoty  $(\Delta T_{N,\text{con}} + 20)$  °C a  $(\Delta T_{N,\text{exp}} + 20)$  °C. Pokud by byla známa výchozí teplota, pro které jsou instalována ložiska a závěry, pak lze tuto hodnotu snížit na  $\pm 10$  °C. Výchozí teplota se v současné platné ČSN EN 1991-1-5 tedy uvažuje pouze konstantní hodnotou, bez uvážení přídatných nejistot při jejím určení.

V revidovaném Eurokódu prEN 1991-1-5 pro zatížení teplotou se nově uvažuje kromě hodnoty výchozí teploty  $T_0$ , při které dochází k omezení konstrukce mostu, s nejistotami při stanovení příslušné hodnoty výchozí teploty. Pokud nejsou k dispozici podrobnější data specifická pro oblast staveniště, pak lze hodnotu výchozí teploty uvážit jako průměr z minimální/maximální teploty vzduchu ve stínu ( $T_{\text{min}}$  a  $T_{\text{max}}$ ), pokud by nebyla v národní příloze vybrána vhodnější hodnota pro národní použití. Horní a dolní hodnotu výchozí teploty vlivem expanze/kontrakce lze zapsat vztahy

$$T_{0,\text{sup}} = T_0 + \Delta T_0 \quad \text{a} \quad T_{0,\text{inf}} = T_0 - \Delta T_0 \quad (5)$$

a pro charakteristickou hodnotu maximálního protažení a zkrácení (obr. 2) platí

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{N,\text{max}} - T_{0,\text{inf}} \quad \text{a} \quad \Delta T_{N,\text{con}} = T_{0,\text{sup}} - T_{N,\text{min}} \quad (6)$$



Obr. 2 Charakteristická hodnota maximálního protažení ( $\Delta T_{N,exp}$ ) a zkrácení ( $\Delta T_{N,con}$ )

Pro navrhování ložisek je potřebné vzít v úvahu další nejistoty včetně těch geometrických, které se pak uvažují prostřednictvím hodnoty  $\Delta T_{equiv}$  a s použitím dílčího součinitele.

Dílčím úkolem projektového týmu bylo provést analýzu nekonzistencí charakteristických hodnot zatížení teplotou vzduchu ve stínu a rovnoměrné složky teploty na hranicích jednotlivých zemí CEN. Charakteristické hodnoty maximálních teplot vzduchu ve stínu  $T_{shade}$  na česko-slovenské hranici jsou ilustrovány v tab. 1, na česko-německé hranici v tab. 2, kde jsou také uvedeny maximální a minimální rovnoměrné složky teploty pro tři kategorie mostů a jejich rozdíly  $\Delta T_N$ .

Tab 1 Charakteristické teploty vzduchu ve stínu na česko-slovenské hranici

Oblast	CZ - $T_{max}$ ,	SK - $T_{max}$	$\Delta T_{max}$	CZ - $T_{min}$ ,	SK - $T_{min}$	$\Delta T_{min}$
severní	34 - 32	40	8 - 6	-34-(-36)	-30	-2-(-4)
střední	36 - 34	40	6-4	-32-(-34)	-28	-4-(-6)
jižní	40 - 38	40	2-0	-30-(-32)	-28	-2-(-4)

Tab. 2 Porovnání teplot vzduchu ve stínu a rovnoměrných na česko-německé hranici

Typ	CZ - $T_{max}$ ,	GE - $T_{max}$	$\Delta T_{max}$	CZ - $T_{min}$ ,	GE - $T_{min}$	$\Delta T_{min}$
$T_{shade}$	37	37	0	-36	-27	-9
$T_u - 1.$	52	53	1	-36	-27	-9
2.	41,5	41	0,5	-28,5	-20	-8,5
3.	39	38,5	0,5	-25	-16	-9

## 5 Zatížení námrazou EN 1991-1-9

Pokyny pro zatížení námrazou budou uvedeny v nové části prEN 1991-1-9. Norma obsahuje 8 základních kapitol a 4 informativní přílohy A až D. Podkladem pro tvorbu této části Eurokódů byla mezinárodní norma ISO 12494, došlo zde však k celé řadě zjednodušení a některé přílohy z ISO normy byly přesunuty do podkladního dokumentu (původní velikost ISO normy byla zredukována v prEN 1991-1-9 pouze na 25 stran s 9 parametry NDP).

prEN 1991-1-9 popisuje způsob tvorby námrazy a ledovky a jak uvážit zatížení námrazou na konstrukce. Základní zatížení námrazou  $m_b$  se stanovuje na základě formálně obdobného vztahu jako u rychlosti větru:

$$m_b = c_{dir} c_{object} c_{orient} c_h m_{b,0}, \quad (7)$$

kde  $m_{b,0}$  výchozí zatížení námrazou, které má být uvedeno v národní příloze,  
 $c_{dir}$  součinitel směru,  
 $c_{object}$  součinitel tvaru,  
 $c_{orient}$  součinitel polohy (vertikální nebo horizontální),  
 $c_h$  součinitel výšky.

V základním textu normy jsou nyní uvedeny pouze vybrané výpočetní vztahy pro stanovení charakteristických hodnot zatížení námrazou, neboť celá řada tabulek byla z původní normy vynechána. Některé výpočetní modely byly zjednodušeny a jejich počet omezen. prEN 1991-1-9 bude uvádět třídy námraz (R1 až R10) od 0,5 až 50 kg/m, ve třídě R10 je potřebné kontaktovat národní meteorologické ústavy. Rozlišují se zde třídy ledovek G1 až G6, kde třída G6 již není podrobněji specifikována. V prEN 1991-1-9 se kromě toho umožní i přímé použití charakteristických hodnot hmotnosti námrazy nebo její tloušťky bez rozlišení tříd.

Pro stanovení námrazy se v normě doporučuje postup pro sběr námrazy na rotující referenční tyči o profilu 30 mm. Diskutovalo se, zda je takto zjišťovaná námraza na rotující tyči dostatečně reprezentativní pro skutečné konstrukce nebo jejich prvky zatížené námrazou, kromě toho v některých zemích se provádí sběr námrazy pouze na pevné tyči, v dalších zemích na rotující tyči, která může mít polohu vertikální nebo horizontální (včetně ČR).

Kombinace zatížení námrazou se zatížením větrem jsou přesunuty do normativní přílohy A3 EN 1990 pro zásady navrhování věží, stožárů a komínů. Doplní se také pokyny pro zatížení ocelových lan zavěšených mostů námrazou do přílohy A2, s odkazem na metodiku stanovení námrazy do prEN 1991-1-9. Tvarové součinitele, ve kterých se uvažuje současné působení větru s námrazou a zohledňuje se tak menší velikost námrazy, budou přesunuty do EN 1991-1-4. Kapitola 10 z ISO 12494, ve které se normativně uváděly odstupové vzdálenosti, které je potřebné stanovit a zabezpečit, aby nedošlo ke zranění osob pádem námrazy z vysoké konstrukce, byla přesunuta do informativní přílohy A prEN 1991-1-9. V příloze B budou uvedeny informace o způsobu tvorby námrazy na konstrukcích, v příloze C podrobnosti o typech námrazy a sběru dat, v příloze D informace pro uživatele o způsobech použití této normy pro stanovení velikosti námrazy.

## 6 Závěrečné poznámky

Eurokódy řady EN 1991 pro klimatická zatížení, jejichž revize je v rámci technické subkomise CEN/TC250/SC1 téměř dokončena, by měly být přehlednější, uživatelsky příznivější, poskytovat podrobné informace o zásadách stanovení modelů klimatických zatížení a jejich účinků, které se budou aplikovat při navrhování staveb v členských státech CEN.

Pro účinné a hospodárné zavedení norem pro klimatická zatížení v 2. generaci Eurokódů do systému norem v ČR bude důležité správně rozhodnout o národně volitelných parametrech. K tomu bude nutné provést celou řadu nových porovnání, porovnávacích výpočtů i pravděpodobnostních analýz spolehlivosti. Volba národně stanovených parametrů bude mít bezesporu dopad na navrhování nových konstrukcí i hodnocení existujících konstrukcí včetně památkově chráněných staveb.

V národních přílohách zpracovaných pro možnost zavedení 2. generace Eurokódů bude potřebné aktualizovat národní mapy pro klimatická zatížení. Mapy musí být stanoveny v souladu s novými evropskými definicemi a vycházet z dlouhodobých klimatických měření. Předpokládá se proto provedení aktualizace našich klimatických map na základě výsledků statisticky zpracovaných dat ve spolupráci s ČHMÚ.

## Literatura

- prEN 1990 Eurocode: Basis of structural and geotechnical design, 11/2019.
- prEN 1991-1-3 Eurocode 1 Actions on structures, Part 1-3: General actions – Snow actions, 11/2019.
- prEN 1991-1-4 Eurocode 1 Actions on structures, Part 1-4: General actions – Wind actions, 11/2019.
- prEN 1991-1-5 Eurocode 1 Actions on structures, Part 1-5: General actions – Thermal actions, 11/2019.
- prEN 1991-1-9 Eurocode 1 Actions on structures, Part 1-9: General actions – Atmospheric icing, 11/20189.
- ISO 4355 Bases for design of structures - Determination of snow loads on roofs, 12/2013.
- ČSN ISO 12494 Zatížení konstrukcí námrazou, 2018.
- ČSN 73 0043 Doplnující pokyny k zatížení konstrukcí námrazou, 2018.
- Markova J., Holicky M., Reliability Assessment of Towers and Masts, Conference Esrel, Zurich, 2015.
- Markova J., Models of Thermal Actions for Steel and Composite Bridges based on Monitoring, 9<sup>th</sup> International symposium on steel bridges, Prague, 2018.
- Fikke S. M., Markova J. et al., Climate Change, TC250/SC1 Technical Report, 2018.

## ZPEVNĚVÁNÍ HISTORICKÉHO CIHELNÉHO A KAMENNÉHO ZDIVA INJEKTÁŽÍ

Prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr. h. c., Ing. Radek Zigler, Ph.D., Ing. Jan Kubát,  
doc. Ing. Klára Kroftová, Ph.D., doc. Ing. Tomáš Čejka, Ph.D., Ing. Jiří Karas, CSc.

Fakulta stavební, ČVUT v Praze

### Abstrakt

V rámci výzkumného projektu NAKI II DG16P02M055 je prováděn rozsáhlý experimentální a teoretický výzkum vlivu injektáže na fyzikální a mechanické vlastnosti cihelného a kamenného zdiva. Těžiště výzkumu je v ověření zejména zpevňovacího účinku vybraných injektážních prostředků na bázi hydraulického vápna (nanovápna), na bázi pryskyřic a křemičitanů. Na vybraných materiálech je sledován vliv injektáže na změnu porozity, distribuce pórů, nasákavosti v porovnání s neinjektovaným zdívem a zpevňovací účinek injektáže na historické zdivo cihelné, opukové, pískovcové, trachytové, vápencové a smíšené s pojivem vápenným pro různé druhy injektážních látek v porovnání s neinjektovaným zdívem. Pozornost je zejména věnována zdivu porušenému trhlinami a dutinami.

### 1 Úvod

Injektáž historického zdiva s degradovaným pojivem, popř. zdíciemi prvky, zdiva s nedostatečnou únosností, narušeného trhlinami, s velkou mezerovitostí a dutinami a zdiva vícevrstvého, je jednou z často v praxi aplikovaných metod sanace, obnovení jeho celistvosti a zvýšení únosnosti. Dosud není vypracována metodika pro navrhování injektáže zděných konstrukcí, na jejímž základě by bylo možné navrhnout a posoudit účinnost injektáže v závislosti na použitém injektážním prostředku, způsobu provedení injektáže a vlastnostech injektovaného zdiva, není vypracován postup pro výběr metody, vhodné injektážní směsi a výpočetní postup pro zhodnocení účinku injektáže.

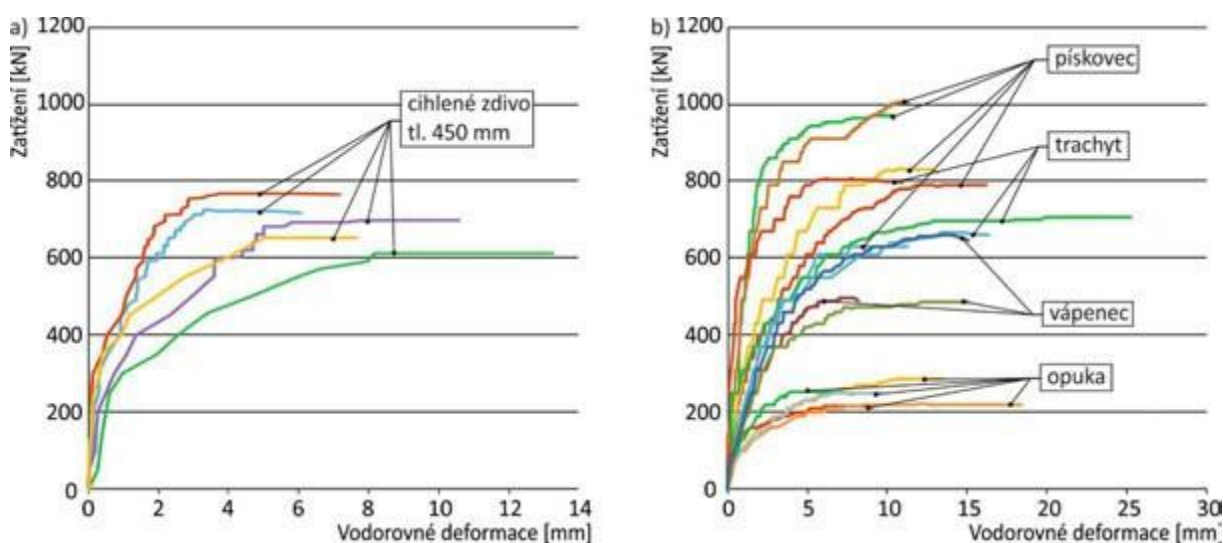
Návrh injektážní směsi, postupu a způsobu injektáže vyžaduje provedení podrobného stavebně technického průzkumu zahrnujícího zhodnocení stavu zdiva (fyzikálně mechanické vlastnosti zdiva a jeho složek, poruch a stupně zvětrání a narušení zdiva trhlinami, mezerovitost, dutiny) pórový systém pojiva, popř. zdíciích prvků (distribuce pórů, celková pórovitost, druh pórů), ověření vlhkosti a chemismu zdiva (pH, obsah a druh solí).

K hlavním vlastnostem injektážní směsi patří rychlost tuhnutí a tvrdnutí (stabilita ve fázi injektáže, tixotropie, konzistence), viskozita, pevnost, fyzikálně mechanické vlastnosti a trvanlivost.

Injektáž zdiva pro zlepšení fyzikálních a mechanických charakteristik lze provádět prostředky na bázi mineralogických látek např. na bázi hydraulického vápna s přísadami, které upravují proces tuhnutí a tvrdnutí, viskozitu apod. (cihelný prach, pucolány, jíly apod.), prostředky na bázi vápna a malým množstvím cementu (např. trasové vápno, římský cement 5–15 %). Ve výjimečných případech, kdy zpevnění zdiva injektážní směsí na bázi vápna není dostatečné, je možné použít injektážní prostředky na bázi pryskyřic, popř. prostředky na bázi pryskyřic s vhodnými plnivými (např. křemenný písek se zrnitostí do 1 mm). Při použití injektážních prostředků na bázi křemičitanů, epoxidů nebo akrylátů dochází částečně k úpravě vlastností pórového systému. Injektážní směsi na bázi vápna vyplňují „volné“ prostory a do pórové struktury zdíciích prvků a pojiva pronikají minimálně.

V rámci výzkumného projektu (NAKI DG16P02M055) byly vyvinuty konsolidační prostředky na bázi nanočástic vápna, které nepřesahují velikost 1  $\mu$  označené CA-Mg, Ca4 a Ca4O s vysokou schopností průniku do struktury materiálu, jejichž částice nepřesahují velikost 1  $\mu$ m [1]. Nanočástice vápna, které jsou jemně rozptýleny v nanosuspenzi, mají ve srovnání s běžnými makročástečkami vápna mnohonásobně vyšší výkon, vysokou chemickou výkonnost, vynikající plastické, konsolidační a difuzní vlastnosti, nízkou teplotu slinutí, čisticí schopnosti a další [2]. Současně jsou nanočástice vápna materiálem vysoce kompatibilním s historickými materiály na vápenné bázi [3,4].

Nedostatečný a nerovnoměrný průnik injektážní směsi do struktury (pórového systému a mezer) zdiva snižují účinnost injektáže a mohou být příčinou zvýšené heterogenosti zdiva z hlediska pevnosti a tuhosti, která ovlivňuje mechanismus porušování zdiva a následně mezní únosnost v tlaku zdiva (*obr. 1*).



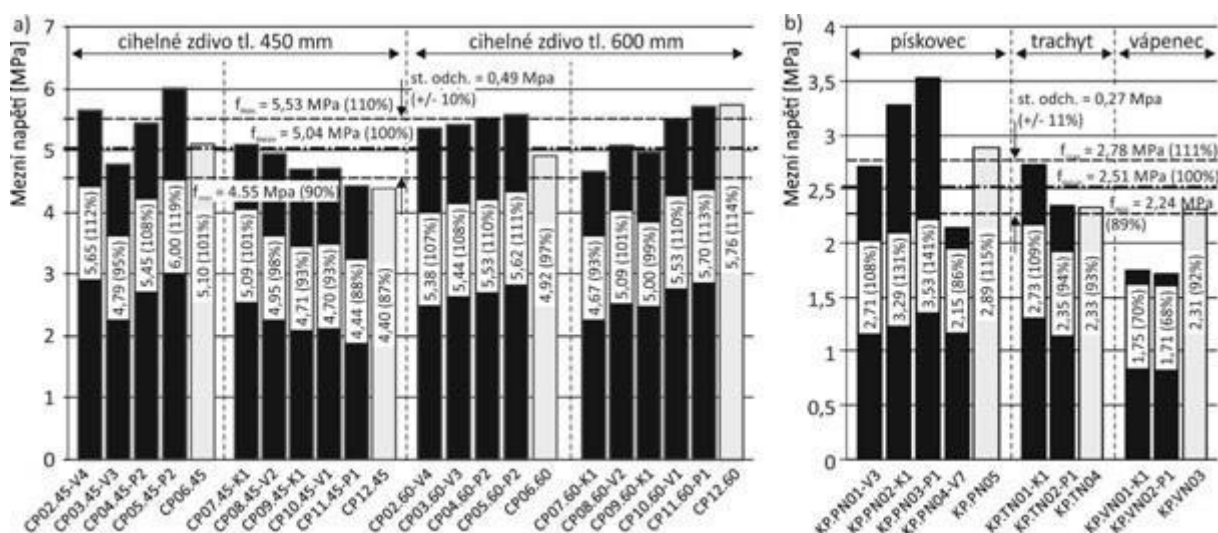
Obr. 1 a) Průběh vodorovných deformací experimentálně zatěžovaných těles z cihelného zdiva tl. 450 mm,  
b) Průběh vodorovných deformací experimentálně zatěžovaných těles z kamenného zdiva

## 2 Zpevňující injektáž cihelného a kamenného zdiva s částečně zvětralou maltou

Experimentální výzkum účinnosti injektážních prostředků z hlediska pevnosti v tlaku cihelného a kamenného zdiva s částečně zvětralou maltou prokázal poměrně malou účinnost některých experimentálně ověřovaných injektážních prostředků [1].

Dosažené hodnoty pevnosti cihelného zdiva v dostředném tlaku (převážující velikost pórů cihel 0,6-2  $\mu\text{m}$ , vápenné malty 7,5–30  $\mu\text{m}$ ) se částečně pohybovaly v pásmu rozptylu pevností v dostředném tlaku neinjektovaného zdiva a dosahovaly hodnot 87 až 119 %. (obr. 2a). Vyšších hodnot pevnosti cihelného zdiva v tlaku bylo dosaženo injektáží zdiva prostředkem na bázi nízkoviskozních pryskyřic a prostředkem na křemičitanové bázi (o 16–18 % v porovnání s neinjektovaným zdivem).

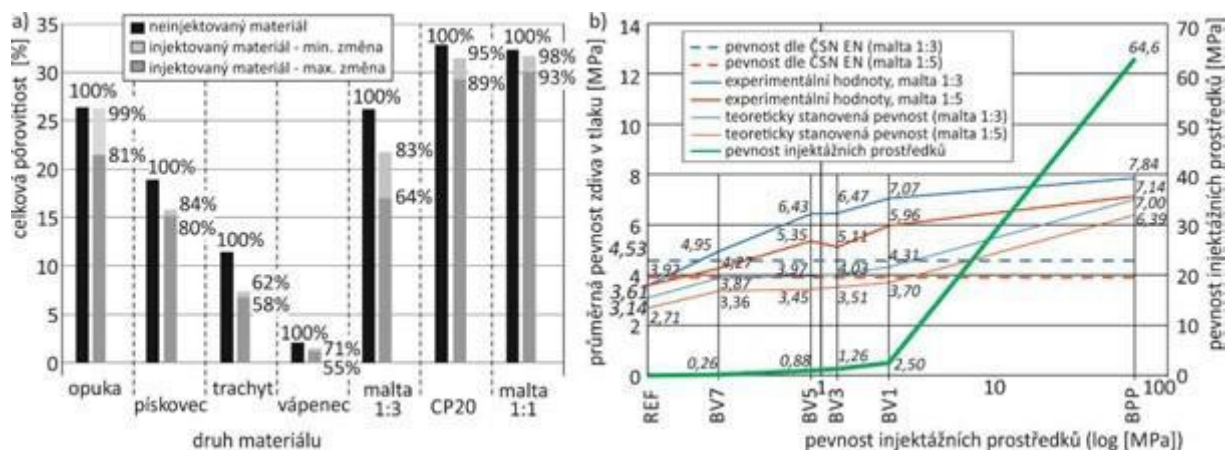
Dosažené hodnoty pevnosti kamenného zdiva (opuka, trachyt, vápenec) v dostředném tlaku se podobně jako v případě cihelného zdiva převážně pohybovaly v pásmu rozptylu pevností v dostředném tlaku neinjektovaného zdiva (obr. 2b). Vyšších hodnot pevnosti kamenného zdiva v tlaku bylo dosaženo injektáží zdiva prostředkem na bázi nízkoviskozních pryskyřic a prostředkem na křemičitanové bázi (o 16–18 % v porovnání s neinjektovaným zdivem).



Obr. 2 Vyhodnocení účinnosti injektáže cihelného a) a kamenného, b) zdiva podle na druhu injektážní látky



Výzkum vlivu injektáže na celkovou pórovitost prokázal změnu celkové pórovitosti zdicích prvků a malty vlivem injektáže (obr. 3a). U všech použitých injektovaných materiálů došlo ke snížení celkové pórovitosti v rozmezí 1 %–9,5 % celkového objemu materiálu a v rozmezí od 20 %–50 % celkového objemu pórů. Porovnání pevností v tlaku použitých injektážních směsí s pevností injektovaného zdiva v dostředném tlaku je znázorněno na obr. 3b. Ze znázornění je patrný významný účinek pevnosti v tlaku injektážního prostředku na pevnost v tlaku zdiva.

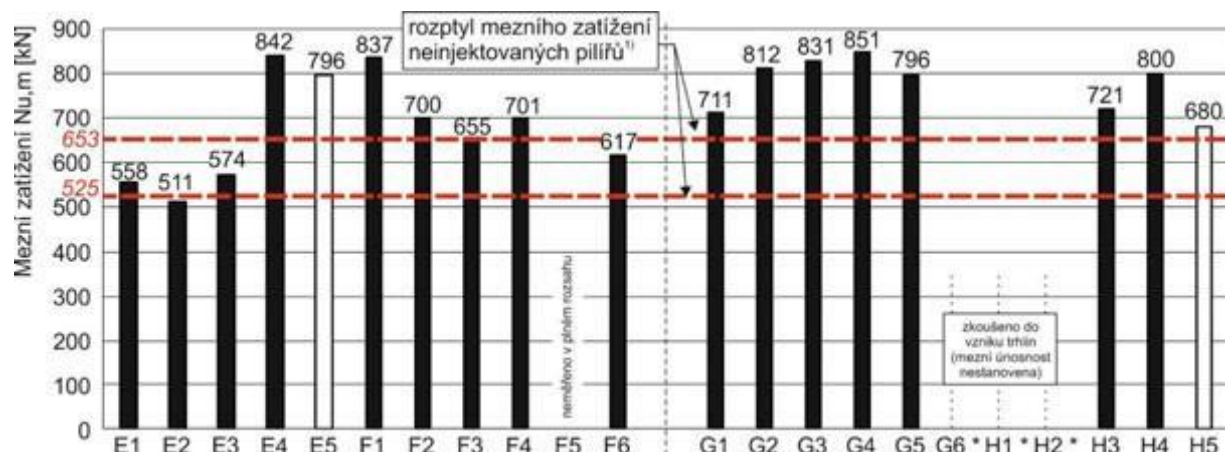


Obr. 3 a) Porovnání vlivu injektáže na celkovou porozitu stavebních materiálů,  
b) Porovnání mezních zatížení zděných pilířů v závislosti na pevnosti aplikovaných injektážních látek

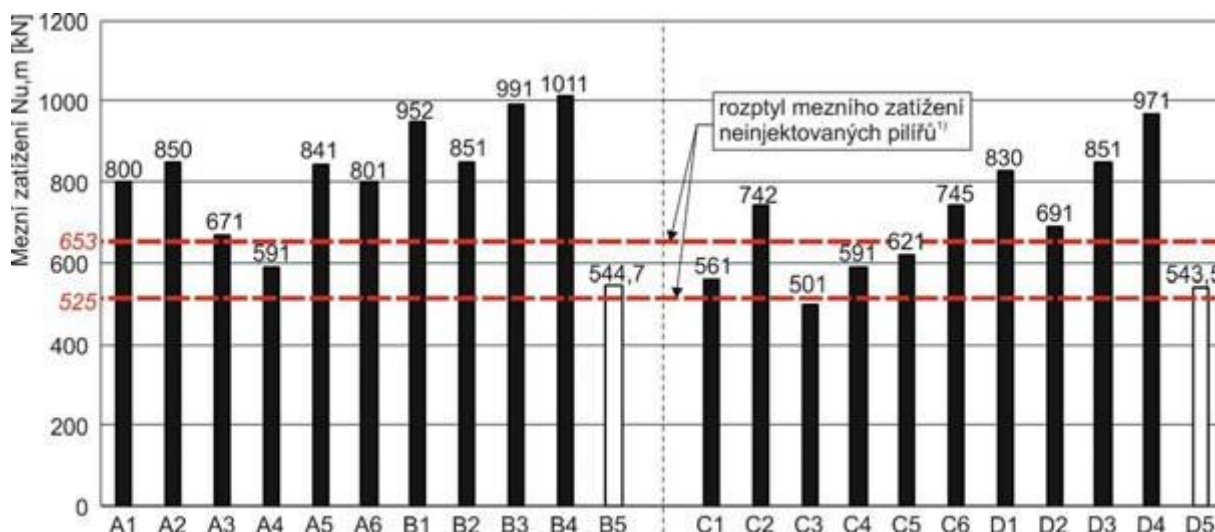
### 3 Zpevňující injektáž cihelného zdiva narušeného trhlinami a zdiva s dutinami

Na základě analýzy a porovnání výsledků experimentálního výzkumu injektovaných cihelných zděných pilířů s umělou dutinou, popř. s umělou trhlinou zatížených dostředným tlakem lze konstatovat, že účinnost injektáže z hlediska experimentálně stanovených hodnot mezní únosnosti v dostředném tlaku je rozdílná. V případě pilířů s umělou dutinou došlo k prokazatelnému zvýšení únosnosti v dostředném tlaku injektovaného pilíře v důsledku vyplnění uměle vytvořené dutiny injektážní látkou na rozdíl od injektovaných pilířů s umělou trhlinou, kde účinnost injektáže z hlediska zvýšení únosnosti zdiva v dostředném tlaku nebyla prokázána. Poměrně nízká účinnost injektáže cihelných pilířů s umělou trhlinou je, jak prokázalo rozebrání pilířů po provedené zkoušce, způsobena nedostatečným vyplněním trhlin nacházejících se v okolí injektážního vrtu v důsledku předčasné sedimentace injektážní směsi, popř. nevhodné konzistence injektážní směsi:

- mezní únosnost v dostředném tlaku injektovaných cihelných pilířů s umělou trhlinou (obr. 4) se pohybuje v rozmezí 85 až 145 % průměrné hodnoty mezní únosnosti v dostředném tlaku referenčních pilířů (zděné pilíře s nevyplněnou umělou trhlinou),
- mezní únosnost v dostředném tlaku injektovaných cihelných pilířů s umělou dutinou (obr. 5) se pohybuje v rozmezí 85 až 172 % průměrné hodnoty mezní únosnosti v dostředném tlaku referenčních pilířů (zděné pilíře s nevyplněnou umělou dutinou),



Obr. 4 Porovnání experimentálně stanovené mezní únosnosti v dostředném tlaku injektovaných zděných pilířů s umělou trhlinou (<sup>1</sup>) pásmo rozptylu mezního zatížení neinjektovaných pilířů s pravděpodobností 68 %



Obr. 5 Porovnání experimentálně stanovené mezní únosnosti v dostředném tlaku injektovaných zděných pilířů s umělou dutinou (1) pásmo rozptylu mezního zatížení neinjektovaných pilířů s pravděpodobností 68 %)

Předpokladem pro dosažení vyšší únosnosti zdiva injektáží je dokonalé vyplnění trhliny, popř. dutiny injektážní směsí a odpovídajících mechanických vlastností injektážních směsí (adheze, pevnost v tlaku).

#### 4 Shrnutí

Experimentální výzkum vlivu injektáže na pevnost v tlaku cihelného kamenného zdiva prokázal vysokou variabilitu účinnosti injektáže. V případě neporušeného cihelného a kamenného zdiva s částečně zvětralým pojivem bylo významnějších výsledků dosaženo injektážními prostředky na bázi nízkoviskozních pryskyřic a křemičitanů.

V případě cihelného zdiva s umělou trhlinou bylo dosaženo zvýšení únosnosti zdiva injektáží na bázi nanočástic hydraulického vápna, na bázi nízkoviskozních pryskyřic a křemičitanů.

V případě cihelného zdiva s umělou dutinou bylo dosaženo zvýšení únosnosti zdiva injektáží ve všech případech ověřovaných injektážních látek.

#### Poděkování

Experimentální a teoretický výzkum byl proveden za podpory projektu NAKI DG16P02M055 „Vývoj a výzkum materiálů, postupů a technologií pro restaurování, konzervaci a zpevňování historických zděných konstrukcí a povrchů a systémů preventivní ochrany historických a památkově chráněných objektů ohrožených antropogenními a přírodními riziky" poskytnutého Ministerstvem kultury ČR.

#### Literatura

- [1] Witzany, J., Zigler, R., Kroftová, K., Čejka, T., Kubát, J., Holický, M., Karas, J., The Effect of Pore Distribution in Historic Masonry on the Grouting Method and Grouting Mix Selection, The Civil Engineering Journal. 2018, 3(10), 307-329. ISSN 1805-2576.
- [2] Škoda, D., Kuřitka, I., Kroftová, K., Kubát, J., 2018. Technology of preparation of barium and magnesium hydroxide nanodispersion and possibilities of their use in monument care. Acta Polytechnica (inpress).
- [3] Kroftová, K., Kuřitka, I., Škoda, D., Šmidtová, M., Masař, M., 2017. Synthesis of nanolime suspension and their potential use in cultural heritage preservation In. EASEC 15 – The Fifteenth East Asia – Pacific Conference on Structural Engineering and Construction.
- [4] Kroftová, K., Kubát, J., Škoda, D., 2018. Possibilities of Consolidation of Historical Materials with Selected Nanodispersions - Results of Experimental Research of the Strength Degree on Reference Formulas, In. NaNs: Moderní materiály a technologie ve stavebnictví.

## STABILIZACE A ZPEVNĚNÍ KLENBOVÝCH KONSTRUKCÍ HISTORICKÝCH OBJEKTŮ

Prof. Ing. Jiří Witzany, DrSc., dr. h. c., Ing. Radek Zigler, Ph.D.,  
doc. Ing. Klára Kroftová, Ph.D., doc. Ing. Tomáš Čejka, Ph.D.

Fakulta stavební, ČVUT v Praze

### Abstrakt

Řada historických staveb se nachází v oblastech, kde se vyskytuje specifický druh zemětřesné aktivity, tzv. zemětřesné roje, kdy po dobu několika dní až měsíců probíhá série tisíců slabších otřesů. Někdy jsou tyto otřesy dostatečně silné na to, aby byly pocíťovány obyvateli, a v některých případech mohou dokonce způsobit i materiální škody na budovách. Znalost odezvy zejména klenbových konstrukcí historických objektů na dynamická zatížení je základem sanačních zásahů na památkově významných objektech vystavených těmto účinkům. Vzhledem k narůstající intenzitě kolové i kolejové dopravy dochází také ke zvýšení účinků tzv. technické seismicity na stavby nacházející se v blízkosti komunikací a tratí. Navržený systém dodatečného ztužení valených, křížových, popř. sférických kleneb pomocí předepnutých segmentových ohybově tuhých pasů přispívá ke zvýšení jejich odolnosti vzhledem k přírodním a antropogenním dynamickým účinkům.

### 1 Úvod

Dynamické účinky způsobené přírodní a technickou seismicitou jsou častou příčinou poruch staveb projevující se trhlinami ve zdivu kleneb, na svislých konstrukcích, ve stropních konstrukcích, v místech otvorů apod. Nepružná odezva zděných konstrukcí s nízkou pevností zdiva, s nedostatečnou tuhostí svislé konstrukce s absencí, popř. s neúčinnými kleštinami a klenbovými táhly, nedostatečně odolnou základovou konstrukcí apod. na dynamické účinky je zpravidla provázána narušováním zdiva, vznikem trhlin a uvolňováním zdicích prvků, přičemž každé následné opakování dynamických účinků způsobuje postupně narůstající mechanickou degradaci zděných konstrukcí objektu.

Zejména klenbové konstrukce jsou nedostatečně odolné proti dynamickým účinkům způsobeným seismicickým vlněním základového podloží, které vyvolává deformace podpůrné konstrukce kleneb v horizontálním i vertikálním směru provázené narušováním klenbové konstrukce [1]. Zděné klenby jsou narušovány zejména tahovými trhlinami, popř. drcením zdiva v místech, ve kterých dochází ke vzniku tahových napětí, popř. tlakových napětí. Relativně malé vodorovné deformace o velikosti menší než 1/600 l (rozpon klenby), mohou být příčinou vzniku tahových trhlin probíhajících v podélném směru ve vrcholu klenby (na lící straně) a v oblasti patních, popř. nebezpečných průřezů na rubu klenby.

Technická, popř. tzv. indukovaná seismicita je způsobena účinky dopravy, stavební činností (strojů), účinky zařízení a strojů, důlní a těžební činností, odstřely (v okolí lomů), tlakovými vlnami, vzdušným a vodním proudem, účinky větrných poryvů, rázovými účinky apod. K závažným dynamickým účinkům působícím na budovy v uliční zástavbě patří účinky způsobené pohybem kolových a kolejových vozidel (brzdné a rozjezdové síly, kmitání přenášené podložím). Dynamické účinky vyvolané technickou seismicitou způsobují postupné zhutňování základového podloží, které je provázeno dodatečným sedáním základů, vznikem a rozvojem trhlin. Technická seismicita – 20 až 150 Hz, zrychlení 0,05 až 2 ms<sup>-1</sup> – je zpravidla provázena postupným procesem dezintegrace a vznikem mechanických poruch v nosném systému způsobených únavou materiálů. V důsledku tohoto procesu napětí na mezi únavy klesá s počtem cyklů zatížení, avšak narůstá deformace a trvalé přetvoření. U zděných konstrukcí zpravidla dochází k tzv. nízkocyklické únavě, postupnému nárůstu plastických deformací a rozvoje trhlin při dosažení počtu cyklů řádu 10<sup>3</sup> až 10<sup>5</sup> v závislosti na intervalu nízkocyklického zatížení [2].

Závažnou dynamickou odezvu konstrukcí historických objektů vyvolávají také účinky přírodní seismicity. Přírodní seismicita má frekvence, které dosahují nízkých hodnot (50 až 100krát nižší oproti seismicitě technické), avšak o několik řádů vyšší amplitudy otřesů ve srovnání s technickou seismicitou. Na území zejména západních Čech, které lze označit jako oblast seizmicky aktivní, se nachází řada významných historických a památkově chráněných staveb [3].

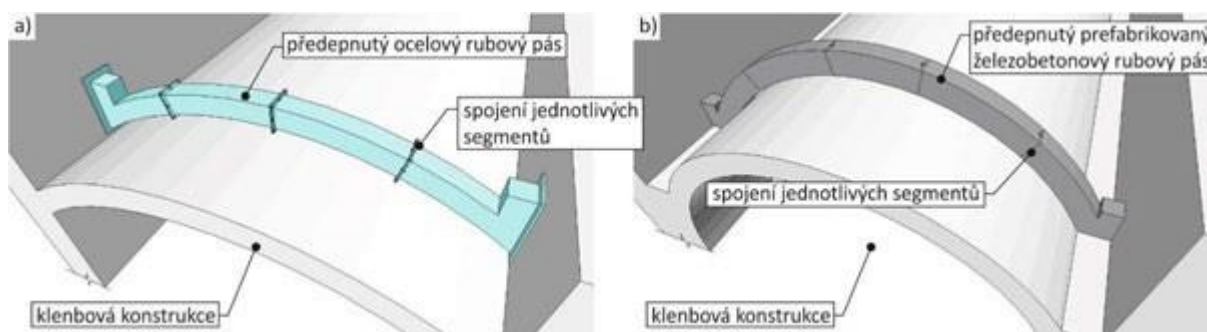
### 2 Dodatečná opatření zajišťující stabilitu klenbových konstrukcí

V současné době se při zajištění tuhosti klenbové konstrukce a tím zvýšení její odolnosti proti seismicickým účinkům nejčastěji uplatňuje systém táhel stahující protilehlé klenbové patky a podpůrnou konstrukci, popř. provedený v úrovni vrcholu klenby a spínající klenbový opěrný systém. Závažným nedostatkem uvedeného řešení zvýšení únosnosti a odolnosti proti dynamickým účinkům pomocí systému táhel je nedostatečné zajištění

vzájemné polohy protilehlé podpůrné konstrukce kleneb v případech, kdy dochází, v důsledku vodorovného kmitání podpůrné konstrukce, k vzájemnému příklánění protilehlých, např. stěnových podpor valené klenby způsobené jejich rozdílným kmitáním. Táhla jsou především určena pro přenos vodorovných složek výslednice zatížení klenby v patách klenby ve směru „ven“ z klenby. Pro případné zachycení vodorovných deformací podpůrného systému směřujících „dovnitř“, je systém klenbových táhel neúčinný (dochází k vybočení táhel). Dynamické účinky způsobují zejména obousměrné vodorovné deformace – kmitání podpůrné konstrukce, při němž dochází k obousměrným vodorovným deformacím. Nedostatečná funkčnost táhel z uvedeného důvodu není spolehlivým zajištěním kleneb před porušením způsobeným dynamickými účinky.

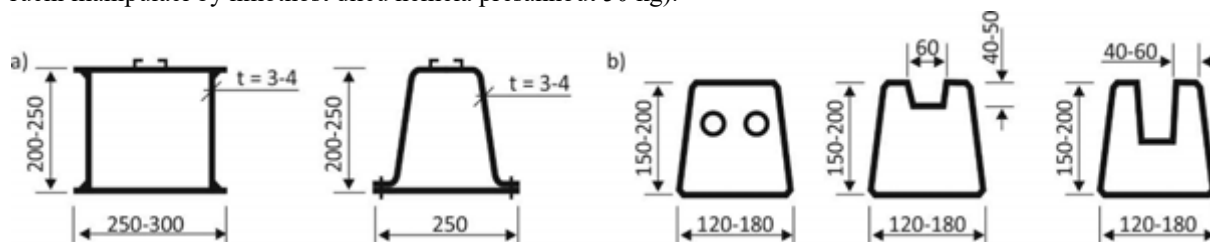
### 3 Stabilizace a zpevnění klenbových konstrukcí dodatečným vložením rubových pásů

Navržený způsob dodatečné stabilizace historických klenbových konstrukcí [4,5] je založen na zpevnění a zajištění tvaru klenby pomocí eliminace deformací klenby, které předchází jejímu postupnému narušení, dodatečným provedením předepnutých, ohybově tuhých rubových pásů z ocelových, popř. železobetonových prefabrikovaných dílců osazených na rubu klenby a připevněných ke svislé podpůrné konstrukci (*obr. 1*). Charakteristickým znakem tohoto předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu je řízený kontakt s klenbovou konstrukcí v místech, kde dochází vlivem vodorovných deformací klenby k tahovým napětím na rubové straně klenby.



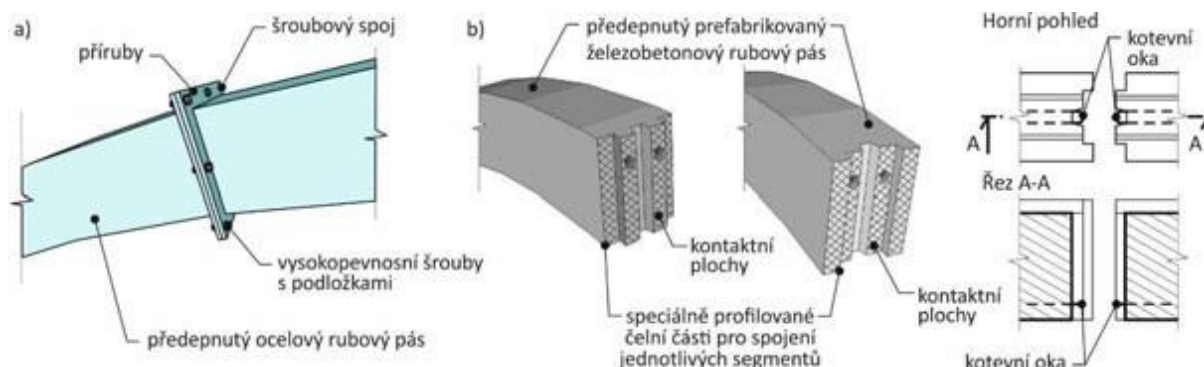
*Obr. 1* Příklad rozdělení předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu na jednotlivé dílce  
a) ocelová, b) prefabrikovaná železobetonová varianta

Předepnutý segmentový ohybově tuhý rubový pás je vytvořen z ocelových, popř. železobetonových prefabrikovaných dílců složeného, lichoběžníkového nebo obdélníkového profilu, popř. profilu písmene „U“ (truhlíkový tvar), jehož rozměry a dimenze závisí na rozponu klenby, poloze a umístění předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu na rubové straně valené, křížové, popř. sférické klenby, opěrném systému, stavu zdiva klenby a podpor a dalších konkrétních podmínkách (*obr. 2*). Velikost jednotlivých dílců (segmentů) je také závislá na možnostech transportu a manipulaci se segmenty na rubu stávající klenby (např. při ruční manipulaci by hmotnost dílců neměla přesáhnout 50 kg).

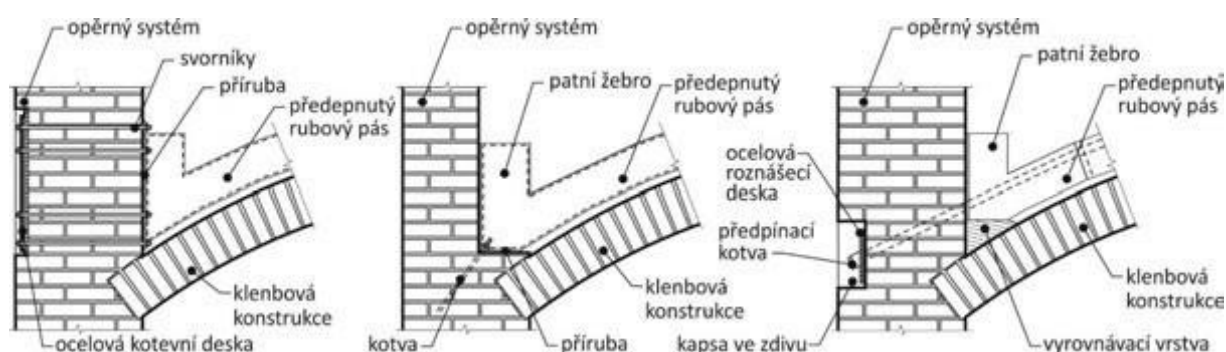


*Obr. 2* Schéma příkladů příčných profilů dílců předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu  
a) pro ocelovou, b) prefabrikovanou železobetonovou variantu

Ocelové dílce složeného, lichoběžníkového, popřípadě truhlíkové profilu jsou opatřeny na obou koncích ocelovými styčnickovými plechy pro provedení tuhých spojů mezi jednotlivými segmenty (*obr. 3a*). Prefabrikované železobetonové dílce uzavřeného profilu nebo profilu písmene „U“ (truhlíkové) jsou opatřeny v kontaktních plochách speciální úpravou („zámky“) zajišťující vzájemnou polohu jednotlivých segmentů (*obr. 3b*). Koncové segmenty „rubového segmentového pásu“ jsou opatřeny speciální úpravou, zajišťující vytvoření ohybově tuhých částí segmentu v místě jejich připevnění k podpůrné konstrukci prostřednictvím svorníků ukotvených na vnější straně opěrných zdí do kotevních ocelových desek zapuštěných ve zdivu tak, aby je bylo možné zakrýt omítkou, popř. prostřednictvím svislých, nebo šikmých kotev osazených v opěrných stěnách (*obr. 4*).

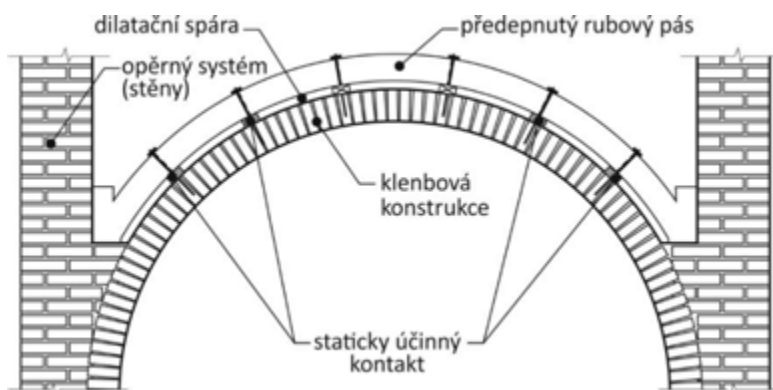


Obr. 3 Schéma tuhého spoje segmentů ocelového a) a prefabrikovaného železobetonového b) předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu



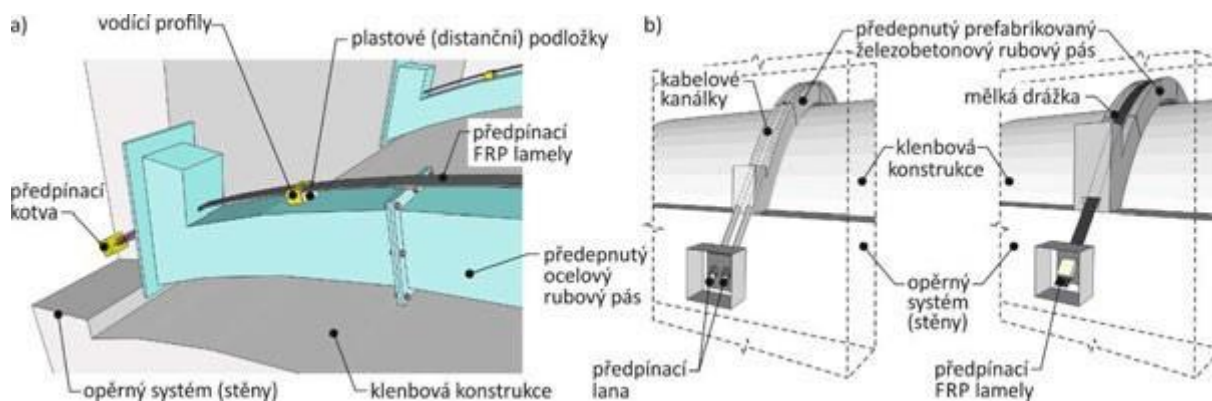
Obr. 4 Schéma tuhého spoje koncového segmentu předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu a zděné klenbové opěry

Spojení kontaktních segmentů a klenby zajišťují speciální trny kotvené v klenbové konstrukci, popř. v žebrech klenby provedené před položením segmentových dílců s otvory pro ukotvení trnů. „Dilatační“ spára mezi ztužujícím předepnutým segmentovým ohybově tuhým rubovým pásem a rubem klenby v místech nepředpokládaného kontaktu je provedena z pásů z měkké pryže, popř. minerálních vláken. Navržené řešení nevyklučuje, v odůvodněných případech, provedení staticky účinného kontaktu v celém rozsahu předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu (obr. 5). V závislosti na konkrétním řešení klenby – tvaru, povrchu, apod. – se předpokládá použití dočasných rektifikovatelných „podložek“ v místě poddajného kontaktu zajišťujících požadovaný tvar ztužujícího předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu ve fázi jeho sestavování a předpínání. Po dosažení požadované pevnosti a tuhosti předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu dodatečně provedeného na rubu klenby se provede uvolnění dočasných rektifikovatelných podložek.



Obr. 5 Schéma provedení staticky účinného spoje předepnutého segmentového ohybově tuhého rubového pásu a zpevňované klenby

V horní části rubového, dodatečně osazeného segmentového pásu je provedena úprava (speciálně tvarované profily, mělká drážka s adhezí vrstvou z epoxidové pryskyřice) pro vložení předpínací uhlíkové lamely, popř. pásu z kompozitu tvořeného tkaninou z vysokopevnostních uhlíkových vláken a epoxidovou pryskyřicí. Předpínací lamely, popř. pásy z uhlíkového kompozitu jsou provlečeny plastovými profily osazenými do otvorů provedených v opěrných stěnách a po předepnutí ukotveny speciálními kotvami na vnější straně klenbových podpor, popř. jsou ukotveny v koncových segmentech rubového segmentového pásu (obr. 6). Předepnutí lamel, popř. pásů z uhlíkového kompozitu musí být provedeno ve fázi před vytvrzováním pryskyřice.



Obr. 6 Schéma úpravy prefabrikovaného železobetonového dílce pro provedení předpínací uhlíkové lamely, popř. předpínacích lan pro ocelovou a) a prefabrikovanou železobetonovou variantu b)

V případě použití prefabrikovaných železobetonových dílců je také možné pro předepnutí využít standardní předpínací výztuž. Uzavřené profily jednotlivých segmentů jsou opatřeny otvorem (otvory) pro protažení předpínací výztuže, v případě dílců tvaru písmene „U“ je předpínací výztuž vložena do kabelové chráničky vložené do drážek požadovaného tvaru provedených v jednotlivých prefabrikovaných železobetonových dílcích.

Speciální úprava stykových (kontaktních) ploch jednotlivých segmentů (dílců), následné položení předpínací výztuže, její ukotvení v podpůrné konstrukci, předepnutí a příp. zainjektování kabelových chrániček s předepnutou výztuží zajišťuje vytvoření účinných předepnutých segmentových ohybově tuhých rubových pásů s řízeným kontaktem s klenbovou konstrukcí. V případě prefabrikovaných železobetonových dílců tvaru písmene U se následně po provedení uvedených kroků provede vybetonování dílců, tak aby vznikl celistvý předepjatý tuhý profil.

V závislosti na konkrétních podmínkách je možné upravovat vzdálenost segmentových ocelových rubových klenbových pásů tak, aby byla spolehlivě zajištěna tuhost a tvarová stabilita klenby. Pro celkové zvýšení účinnosti navrženého řešení je vhodné provést předepnutí opěrných stěn klenby ve vodorovném a svislém směru předepnutými uhlíkovými lamelami, popř. pásy z uhlíkového kompozitu umístěnými do tenkých vodorovných drážek v oblasti patek klenby na vnější straně opěrných stěn a do tenkých svislých drážek s kotevními oblastmi ve vrcholu a poblíž základové spáry opěrných stěn. V případě nedostatečně tuhé základové konstrukce je vhodné provést některou ze sanačních metod základových konstrukcí, zpevnění, popř. vzájemné propojení základů. U historických objektů vystavených intenzivní kolové nebo kolejové dopravě, při níž může docházet ke zhuštění základového podloží a následnému dodatečnému sednutí objektu je nutné provést prohloubení základové spáry, popř. zpevnění základů mikropilotáží, tryskovou injektáží apod.

#### 4 Závěr

Návrh a provedení odpovídajících opatření zajištění bezpečnosti a stability historických a památkově chráněných staveb vyskytujících se v oblastech se zvýšenými přírodními a antropogenními dynamickými účinky je nezbytným předpokladem pro zachování jejich historické hodnoty jako dokladu národní a kulturní identity. Preventivní provedení opatření pro zajištění bezpečnosti a stability historických objektů vzhledem k účinkům přírodní, popř. technické seismicity vyžaduje, v řadě případů, vynaložení značných finančních prostředků. Případný návrh a rozsah opatření musí odpovídat významu historického objektu a objektivnímu zhodnocení závažnosti a intenzity přírodní, popř. technické seismicity v dané oblasti.

Navržený systém dodatečného ztužení valených, křížových, popř. sférických klenb pomocí předepnutých segmentových ohybově tuhých pásů umístěných na rubu klenbových konstrukcí představuje spolehlivé, neinvazivní, reverzibilní a ekonomicky přijatelné řešení zvýšení odolnosti historických objektů vůči dynamickým účinkům.

## Poděkování

Experimentální a teoretický výzkum byl proveden za podpory projektu NAKI DG16P02M055 „Vývoj a výzkum materiálů, postupů a technologií pro restaurování, konzervaci a zpevnování historických zděných konstrukcí a povrchů a systémů preventivní ochrany historických a památkově chráněných objektů ohrožených antropogenními a přírodními riziky" poskytnutého Ministerstvem kultury ČR.

## Literatura

- [1] Witzany, J., Pirner, M., Zigler, R., Urushadze, S., Experimental research into the response of segmental barrel vaults to repetitive static and dynamic loads, *Engineering Structures*, Volume 208, 2020, ISSN 0141-0296.
- [2] Witzany, J., Zigler, R., Čejka, T., Kubát, J., Complex static and dynamic protection of historic buildings from the effects of technical seismicity, *Civil Engineering Journal*, 3, 2019, ISSN 1805-2576.
- [3] Witzany, J., Zigler, R., Čejka, T., Libecajtová, A., Complex static and dynamic protection of historic buildings from the effects of natural seismicity, *Civil Engineering Journal*, 3, 2019, ISSN 1805-2576.
- [4] Witzany, J., Zigler, R., Zařízení pro zabezpečení zděných valených kleneb, Příhláška patentu PV 2018-608, 2018.
- [5] Witzany, J., Zigler, R., Kroftová, K., Přípravek pro stabilizaci křížových a sférických kleneb proti dynamickým účinkům, Užité vzor CZ 33629, 2020.

## NOVÁ ČSN 73 1004 NAVRHOVÁNÍ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ

### Stanovení požadavků pro výpočetní metody

doc. Ing. Jan Masopust, CSc

Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Katedra geotechniky

## 1 Úvodní poznámky

V únoru letošního roku byla dokončena nová česká norma pro zakládání staveb ČSN 731004 Navrhování základových konstrukcí – Stanovení požadavků pro výpočetní metody. Norma zohledňuje skutečnosti spojené s přechodem na soustavu Eurokódů, konkrétně ČSN EN 1997: Navrhování geotechnických konstrukcí a na zrušení ČSN 73 1001: Základová půda pod plošnými základy a 73 1002: Pilotové základy. Nová ČSN 731004 využívá klasifikaci základových půd podle ČSN P 73 1005, ČSN EN ISO 14688-1, ČSN EN ISO 14688-2, ČSN EN ISO 14689-1 a rovněž základní principy pro návrh základů pomocí mezních stavů při jejich odlišení podle 3 základních Geotechnických kategorií (GK). Zaměřuje se na navrhování následujících geotechnických konstrukcí při využití výpočetních modelů:

- plošné základy,
- pilotové základy,
- mikropilotové základy,
- sloupy tryskové injektáže pro osově zatížení.

Předmětem normy jsou jednoduché výpočetní metody pro návrh základových konstrukcí, založené zejména na konvenčních analytických metodách, ověřených dlouhodobým používáním zde uvedených postupů.

**Cílem normy je zachování dosavadních dobrých zkušeností při navrhování běžných základových konstrukcí při využití metodiky návrhu podle Eurokódu 7: Navrhování geotechnických konstrukcí. Jde o přehled a doporučení návrhových výpočetních metod, s kterými byly dobré zkušenosti.**

Bližší aplikace a to nejen uvedených metod, ale i dalších doporučených postupů vč. základních technologických požadavků pro návrh základových konstrukcí obsahuje např. příručka ČKAIT J. Masopust: Navrhování základových a pažicích konstrukcí, 2019.

Výpočetní modely analytické jsou nejčastěji využitelné pro 2. GK. Pro 3. GK převládají numerické výpočetní modely, zatímco pro 1.GK převládají návrhy na základě dosavadních zkušeností.

## 2 Obsah normy

Předmluva

1. Předmět normy
2. Citované dokumenty
3. Termíny, definice a značky
4. Základní principy
  - 4.1 Rozlišení návrhu podle geotechnické kategorie (GK)
  - 4.2 Základní principy návrhu geotechnické konstrukce
5. Plošné základy
  - 5.1 Obecně
  - 5.2 Hloubka založení
  - 5.3 Navrhování plošných základů spadajících do 1.GK
  - 5.4 Vstupní veličiny pro návrh plošných základů spadajících do 2.GK
  - 5.5 Základní podmínka návrhu podle m. s. porušení (ULS) typu GEO
  - 5.6 Základní podmínka návrhu podle m. s. použitelnosti (SLS) – sedání
6. Pilotové základy
  - 6.1 Obecně
  - 6.2 Návrhová doporučení a návrhové metody
  - 6.3 Stanovení návrhové únosnosti pilot z výsledků zatěžovacích zkoušek
  - 6.4 Metody výpočetního stanovení osově únosnosti vrtaných pilot
  - 6.5 Metody analytického stanovení příčné únosnosti vrtaných pilot
  - 6.6 Metody analytického stanovení osově únosnosti ražených pilot
  - 6.7 Ostatní výpočetní modely pro ražené piloty



7. Mikropiloty
  - 7.1 Základní požadavky
  - 7.2 Zásady technologického postupu výroby mikropilot
  - 7.3 Osová únosnost mikropilot
  - 7.4 Zatěžovací zkoušky
  - 7.5 Osová únosnost stanovená výpočtem
  - 7.6 Ohybová únosnost
8. Sloupy tryskové injektáže osově namáhané
  - 8.1 Definice, druhy tryskové injektáže
  - 8.2 Osová tlaková únosnost sloupů tryskové injektáže
  - 8.3 Statické zatěžovací zkoušky sloupů tryskové injektáže a jejich vyhodnocení
  - 8.4 Osová únosnost sloupů tryskové injektáže stanovená výpočtem

#### Přílohy

- A Hodnoty tabulkové návrhové únosnosti plošných základů
- B Doporučené limitní velikosti sednutí
- C Velikosti koeficientů  $\mu_0$  a  $\mu_1$  pro výpočet počátečního sedání nasycených
  - a. jemnozrnných zemin
- D Hodnoty opravného součinitele přitížení m
- E Napětí pod rohem obdélníka b. l zatíženého konstantním zatížením f
- F Napětí pod charakteristickým bodem obdélníka b. l zatíženého konstantním
  - a. zatížením f

### 3 Základní principy

Geotechnické kategorie musí být stanoveny v souladu s ČSN EN 1997-1, přičemž základní zařazení do příslušné GK má se uskutečnit již v rámci inženýrsko-geologického průzkumu. Za tím účelem se v současné době připravuje úprava a aktualizace normy ČSN 731005: Inženýrsko-geologický průzkum, jež sice vyšla v r. 2018, ale zatím jako norma předběžná (P). Dle této normy je povinností průzkumu vytvořit tzv. inženýrsko-geologický model vč. návrhu geotechnických typů (GT) a k nim přiřadit odvozené parametry geotechnických vlastností základové půdy. V normě bude rovněž uvedeno, že lze dodat i návrh hodnot charakteristických a je na projektantovi, zdali je bude akceptovat či nikoliv, v každém případě však za velikosti charakteristické nese zodpovědnost.

Geotechnické konstrukce zařazené do 1. GK lze podle ČSN EN 1997-1 navrhovat na základě dosavadních zkušeností, s pomocí rutinních metod, což zcela přebírá i ČSN 731004. Hlavním předmětem této normy jsou geotechnické konstrukce spadající do 2. GK a navrhované za využití analytických výpočetních metod. Geotechnické konstrukce zařazené do 3. GK mají využívat alternativní ustanovení a pravidla, která vycházejí z nejnovějších poznatků oboru a ve větší míře využívají numerické výpočetní metody.

Základní princip návrhu geotechnické konstrukce spočívá v ověření, že pro žádnou návrhovou situaci není překročen příslušný mezní stav a pro splnění této základní podmínky je nutné:

- specifikovat všechny relevantní návrhové situace,
- specifikovat příslušné mezní stavy pro návrhové situace,
- specifikovat zatížení příslušná pro návrhové situace,
- specifikovat geotechnické parametry příslušné pro návrhové situace,
- specifikovat charakteristické hodnoty geotechnických parametrů,
- specifikovat návrhový přístup.

Za základní návrhové situace specifikované v této normě se považují:

- stav pro zatížení za neodvodněných podmínek spojené s krátkodobou (neodvodněnou) únosností, okamžitým (počátečním) sednutím (nasycené zeminy za neodvodněných podmínek) a následným konsolidačním sednutím, jehož konečná velikost se uvažuje stejná jako při odvodněných podmínkách,
- stav pro zatížení za odvodněných podmínek spojené s dlouhodobou (odvodněnou) únosností a odvodněným sednutím.

Rozlišení těchto dvou stavů je významné především pro jemnozrnné zeminy, pro propustné hrubozrnné zeminy to může být relevantní např. při dynamickém zatížení. Únosnost plošných základů v jemnozrnných zeminách se má ověřovat pro obě návrhové situace, neodvodněnou i odvodněnou, přičemž rozhodnutí, která bude relevantní, nelze učinit bez detailní znalosti dráhy napětí a to zejména v případě silně překonsolidovaných zemin.

#### 4 Mezní stavy, geotechnické parametry

Za základní mezní stavy specifikované v této normě se považují:

- mezní stav porušení (ULS);
- mezní stav použitelnosti (SLS).

Z mezních stavů porušení se tato norma zaměřuje na mezní stavy typu GEO a STR, ostatní mezní stavy porušení typu EQU, UPL, HYD resp. další mezní stavy specifikované v ČSN EN 1997-1:2006, vyžadují individuální přístup. Pevnost zemin je rozhodující pro posuzování mezního stavu GEO a pro základní návrhové situace se používají následující parametry:

- pro odvodněnou únosnost: odvodněná pevnost s efektivními parametry smykové pevnosti ( $c', c''$ ), pro analýzu v efektivních napětích,
- pro krátkodobou únosnost: lze analyzovat v totálních napětích při neodvodněné pevnosti  $c_u$ ,
- pro únosnost a sedání základů na částečně nasycených zeminách je třeba analyzovat individuálně, koncepce neodvodněného zatěžení platí v takovýchto případech jen omezeně.

Pracuje se s následujícími typy geotechnických parametrů základové půdy:

- hodnoty odvozené získané z výsledků laboratorních a terénních zkoušek doplněných osvědčenou zkušeností; tyto parametry musí být obsaženy v inženýrsko-geologickém průzkumu a zodpovídá za ně zpracovatel průzkumu, který současně navrhne příslušné geotechnické typy (GT) ve vztahu k odvozeným hodnotám geotechnických parametrů základových půd,
- hodnoty charakteristické, jež jsou obezřetným odhadem vycházejícím zejména z hodnot odvozených a přihlížejícím k výskytu příslušného mezního stavu; charakteristické parametry stanoví projektant,
- parametry návrhové  $X_d$ ) se stanoví z parametrů charakteristických  $X_k$ ) pomocí vztahu:

$$X_d = X_k / \gamma_M, \quad (1)$$

kde  $\gamma_M$  jsou dílčí součinitelé parametrů základové půdy podle tabulky.

#### 5 Plošné základy

Plošnými základy jsou základové konstrukce přenášející vnější zatížení pouze plochou základové spáry, jsou to: základová patka, základový pas a základová deska, popř. jejich kombinace. Jednoduché a v normě uvedené analytické metody pro výpočet a posouzení plošných základů jsou použitelné zejména pro základové patky a pasy s šířkou základu  $B \leq 3,0$  m. Základové desky se posuzují především metodami matematického modelování.

Při navrhování plošných základů spadajících do 1. GK platí:

$$\sigma_d = V_d / A, \quad \square q_{dt}, \quad (2)$$

- kde  $\sigma_d$  návrhové kontaktní napětí v základové spáře;  
 $V_d$  návrhová hodnota svislé síly ( $V$ ) vycházející zejména ze stálého zatížení ( $G$ );  
 $A'$  efektivní plocha základové spáry;  
 $q_{dt}$  tabulková návrhová únosnost základové půdy.

Vstupní veličiny pro návrh plošných základů spadajících do 2. GK jsou:

- a) pro mezní stav únosnosti:
- geologický model podloží doplněný o soubor odvozených parametrů základových půd,
  - geotechnický model podloží s charakteristickými parametry základové půdy, jež budou využity v modelu výpočetním (matematickým) při stanovení hodnot návrhových,
  - návrhové zatížení, které se skládá ze zatížení stálého ( $G$ ) a proměnného ( $Q$ ) v souladu s ČSN EN 1990 resp. ČSN EN 1991.
- b) pro mezní stav použitelnosti – deformace (sednutí):
- geologický model podloží doplněný o soubor odvozených parametrů základových půd,
  - geotechnický model podloží s charakteristickými parametry základové půdy, především deformačními,
  - charakteristické zatížení, které se skládá především ze zatížení stálého ( $G$ ) v souladu s ČSN EN 1990, resp. ČSN EN 1991 a podle uvážení projektanta také s dlouhodobou složkou zatížení proměnného ( $Q$ ).

Základní podmínka posouzení m. s. únosnosti podloží:

$$o_d \quad V_d/A, \square R_{vd}/A, \quad (3)$$

kde  $o_d$  návrhové kontaktní napětí v základové spáře,  
 $V_d$  návrhová hodnota zatížení  $V$  vycházející ze stálého zatížení stálého (G) a proměnného (Q),  
 $A'$  efektivní plocha základové spáry,  
 $R_{vd}$  svislá návrhová únosnost (kN).

Základní podmínka s ohledem na odolnost proti usmyknutí v základové spáře:

$$H_d \square R_d + R_{pd} \quad (4)$$

$$R_d \quad V_d \cdot \operatorname{tg} c + A' \cdot c_{ad} \quad (5)$$

kde  $H_d$  návrhová hodnota vodorovného zatížení nebo složka celkového návrhového zatížení působící rovnoběžně se základovou spárou,  
 $R_d$  návrhová hodnota odporu v základové spáře,  
 $R_{pd}$  návrhová hodnota odporující síly vyvolaná zemním tlakem na boční stranu základu,  
 $c$  úhel tření v základové spáře závisející na její drsnosti,  
 $c_{ad}$  návrhová hodnota součinitele adheze.

Pro odvodněnou únosnost plošných základů v zeminách lze použít vztah:

$$R_d/A' = c_d \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\square} \cdot s_{\square} \cdot d_{\square} \cdot i_{\square} \quad (6)$$

Neodvodněnou únosnost jemnozrnných, vodou nasycených zemin lze stanovit:

$$R_d/A' = (2 + \gamma) \cdot c_u \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot i_q \quad (7)$$

Únosnost plošných základů v horninách lze stanovit ze vztahu:

$$R_d/A' = o_{cd} l^r \cdot p \quad (8)$$

Základní podmínka mezního stavu únosnosti plošných základů podle ČSN EN 1997-1:2006 musí být splněna pro Návrhový přístup NP 1, jenž je charakterizován následující kombinací dílčích součinitelů na zatížení ( $A$ ), na materiál ( $M$ ) a na odpor ( $R$ ):

- kombinace 1:  $A_1$  „+“  $M_1$  „+“  $R_1$ ,
- kombinace 2:  $A_2$  „+“  $M_2$  „+“  $R_1$ .

Pro posouzení m. s. použitelnosti je návrhová hodnota účinku zatížení tvořena výpočtovou deformací pro sednutí rovnoměrné  $s$ , nebo pro sednutí nerovnoměrné  $d \cdot s/L$ , tudíž základní podmínka pro mezní stav použitelnosti z hlediska deformací je:

$$s \leq s_{lim}, \text{ resp. } d \cdot s/L \leq (s \cdot d/L)_{lim} \quad (9)$$

Pro orientační posouzení tuhosti základové konstrukce  $k$  lze využít vztahu:

$$k = E_b/E_{def,mean} (t/L;B)^3 \quad (10)$$

Výpočet sedání neodvodněné základové půdy musí zahrnovat sedání okamžité i konsolidační. Mají se uvažovat následující složky sedání:

- $s_0$  – okamžité sednutí neodvodněné nasycené zeminy v důsledku smykové deformace za konstantního objemu:

$$s_0 = o_{ol} \cdot B/E_u \cdot I_u \quad (11)$$

- $s_1$  – konsolidační sednutí:

$$s_1 = J; o_{z,i} \cdot h_i / E_{oed,i} \quad (12)$$

$$s_1 J; (o'_{z,i} - m_i \cdot o_{or,i}) \cdot h_i / E_{oed,i} \quad (13)$$

- $s_2$  – sednutí sekundárním stlačením (creep):

$$s_t = s_1 \cdot U \quad (14)$$

## 6 Pilotové základy

Piloty jsou nejrozšířenější a nejvíce používané prvky hlubinných základů. Dělí se do 2 skupin:

- piloty ražené (*displacement*), kdy se zemina z prostoru, který pilota v základové půdě zaujímá, neodstraňuje, nýbrž je stlačena do stran i pod patu piloty; pro provádění těchto pilot platí ČSN EN 12699,
- piloty vrtané (*non displacement, replacement*), kdy se zemina v průběhu provádění odstraňuje z prostoru budoucí piloty; pro jejich provádění platí ČSN EN 1536.

Vrtané piloty jsou nosné prvky, které přenášejí zatížení ze stavební konstrukce do základové půdy a/nebo omezují deformace. Zahrnují jak prvky průřezu kruhového, tak i lamely podzemních stěn s nekruhovým průřezem. Piloty kruhového průřezu mají průměr dřívku  $0,3\text{ m} \text{ d } 3,0\text{ m}$ , který může být jednotný po celé výšce, teleskopicky proměnný, nebo s rozšířením v patě, přičemž poměr délky piloty k průměru  $L/d \leq 5$ . Nekruhové lamely podzemních stěn mají nejmenší příčný rozměr  $W_i \geq 0,4\text{ m}$  a poměr mezi největším a nejmenším příčným rozměrem  $L_i/W_i \leq 6$  a plochu průřezu  $A \leq 15\text{ m}^2$ , přičemž průřez lamely musí být betonován najednou, (bez koutových pažnic).

Piloty ražené jsou prvky bez omezení příčného rozměru, které se instalují v základové půdě beraněním, vibrováním, zatlačováním nebo šroubováním.

Při návrhu a posouzení pilotových základů sestávajících z vrtaných nebo ražených pilot je třeba řešit následující úlohy:

- stanovení návrhové únosnosti osamělé piloty zatížené svislým osovým zatížením (tlakovým, popř. tahovým) pro mezní stav porušení, (ULS),
- stanovení únosnosti osamělé piloty zatížené svislým osovým zatížením (tlakovým, popř. tahovým) pro mezní stav použitelnosti, (SLS),
- stanovení únosnosti osamělé piloty zatížené příčným zatížením (kombinací příčné síly a ohybového momentu) pro mezní stav porušení, event. pro mezní stav použitelnosti, (ULS) i (SLS),
- stanovení návrhové únosnosti skupiny pilot zatížené svislým osovým zatížením (tlakovým, popř. tahovým) pro mezní stav porušení, (ULS),
- stanovení únosnosti skupiny pilot zatížené svislým osovým zatížením (tlakovým, popř. tahovým) pro mezní stav použitelnosti, (SLS),
- stanovení únosnosti skupiny pilot zatížené příčným zatížením, (kombinací příčných sil a ohybových momentů) pro mezní stav porušení, event. pro mezní stav použitelnosti, (ULS),
- stanovení velikosti sil v jednotlivých pilotách skupinového pilotového základu pro všechny typy zatížení a oba mezní stavy.

Při výpočtu únosnosti pilot se postupuje podle Návrhového přístupu NP2. Základní úlohy týkající se pilot osamělých lze ve smyslu ČSN EN 1997-1 řešit následujícími postupy:

- a) návrhem na základě výsledků statických zatěžovacích zkoušek pilot zkušebních, systémových, či modelových, jejichž výsledky jsou v souladu s relevantní zkušeností,
- b) návrhem na základě empirických nebo analytických výpočetních metod, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami pilot ve srovnatelných situacích,
- c) návrhem na základě výsledků dynamických zkoušek pilot, jejichž platnost byla potvrzena statickými zatěžovacími zkouškami ve srovnatelných situacích,
- d) pozorováním chování srovnatelného pilotového základu prokazujícího, že tento přístup je podpořen výsledky geotechnického průzkumu staveniště a zkouškami základové půdy.

Modely pro osamělé vrtané piloty:

- 1) Stanovení návrhové osové únosnosti pilot z výsledků statických zatěžovacích zkoušek,
- 2) Metody výpočetního stanovení osové únosnosti vrtaných pilot:
  - výpočetní model pro mezní stav porušení (ULS) osamělé, osově zatížené vrtané piloty tlakem v zeminách a horninách tř. R3 až R6,
  - výpočetní model pro mezní stav porušení (ULS) osamělé, osově zatížené vrtané piloty tlakem v horninách tř. R1, R2,
  - výpočetní model pro mezní stav porušení (ULS) osamělé, osově zatížené vrtané piloty tahem,
  - výpočetní model pro mezní stav použitelnosti (SLS) osamělé, osově zatížené vrtané piloty tlakem (stanovení průběhu mezní zatěžovací křivky),
  - piloty opřené patou o nestlačitelné podloží,
  - únosnost vrtaných pilot zahloubených do stlačitelného podloží,
  - negativní plášťové tření.

Modely pro skupiny vrтанých pilot:

- výpočetní model pro mezní stav porušení (ULS) skupiny vrтанých, svisle tlakem zatížených pilot,
- výpočetní model pro mezní stav použitelnosti (SLS) skupiny vrтанých, svisle zatížených pilot tlakem,
- výpočetní modely skupiny pilot pro stanovení sil v jednotlivých pilotách:
  - piloty v hlavách kloubově spojené se základovou patkou,
  - piloty v hlavách vetknuté do základové patky.

Modely pro osamělou, příčně zatíženou pilotu:

- stanovení modulu horizontální stlačitelnosti a tuhosti piloty,
- tuhé, příčně zatížené osamělé vrтанé piloty:
  - homogenní jemnozrnná zemina,
  - homogenní hrubozrnná zemina,
- ostatní případy statického uložení tuhých vrтанých pilot,
- ohebné, příčně zatížené osamělé vrтанé piloty,
- výpočetní model pro skupinu příčně zatížených pilot.

## 7 Mikropiloty

Jsou uvedeny hlavní zásady technologického postupu výroby mikropilot. Osovou únosnost mikropilot lze stanovit zkouškou, nebo statickým výpočtem. Příčnou únosnost mikropilot lze stanovit statickým výpočtem únosnosti průřezu mikropilot podle zásad výpočtu ocelových, betonových, popř. spřažených konstrukcí. Při stanovení osové únosnosti mikropilot výpočtem se postupuje podle Návrhového přístupu NP2. Další články jsou věnovány:

- statickým zatěžovacím zkouškám,
- osová únosnosti stanovené výpočtem,
- vnější návrhové únosnosti (ULS) osamělé mikropiloty,
- vnější návrhové únosnosti skupiny mikropilot,
- vnitřní osová únosnosti mikropilot,
- ohybová únosnost:
  - vnější ohybová únosnost,
  - vnitřní únosnost ohýbaných mikropilot s výztužnou trubkou.

## 8 Sloupy tryskové injektáže (TI) pro osové tlakové zatížení

Trysková injektáž (TI) je metoda zlepšování vlastností základové půdy založená na rozrušení struktury základové půdy v okolí vrtu vysokou mechanickou energií tryskaného média, jejího částečného nahrazení a smíchání rozrušené základové půdy s cementačním pojivem za vzniku geokompozitu. Kapitola pojednává o:

- definici a druzích tryskové injektáže,
- osové tlakové únosnosti sloupů tryskové injektáže.

Osovou tlakovou únosnost sloupů tryskové injektáže lze stanovit buď statickou zatěžovací zkouškou na sloupu zkušebním nebo výpočtem na základě znalosti o geotechnických vlastnostech základové půdy a o pevnosti geokompozitu, z něhož je sloup tvořen.

Jsou uvedeny:

- statické zatěžovací zkoušky sloupů tryskové injektáže a jejich vyhodnocení,
- stanovení osové únosnosti sloupů tryskové injektáže výpočtem.

## PROTLAČENÍ STROPNÍCH DESEK PODLE PŘIPRAVOVANÉ PREC2 DRUHÉ GENERACE [2]

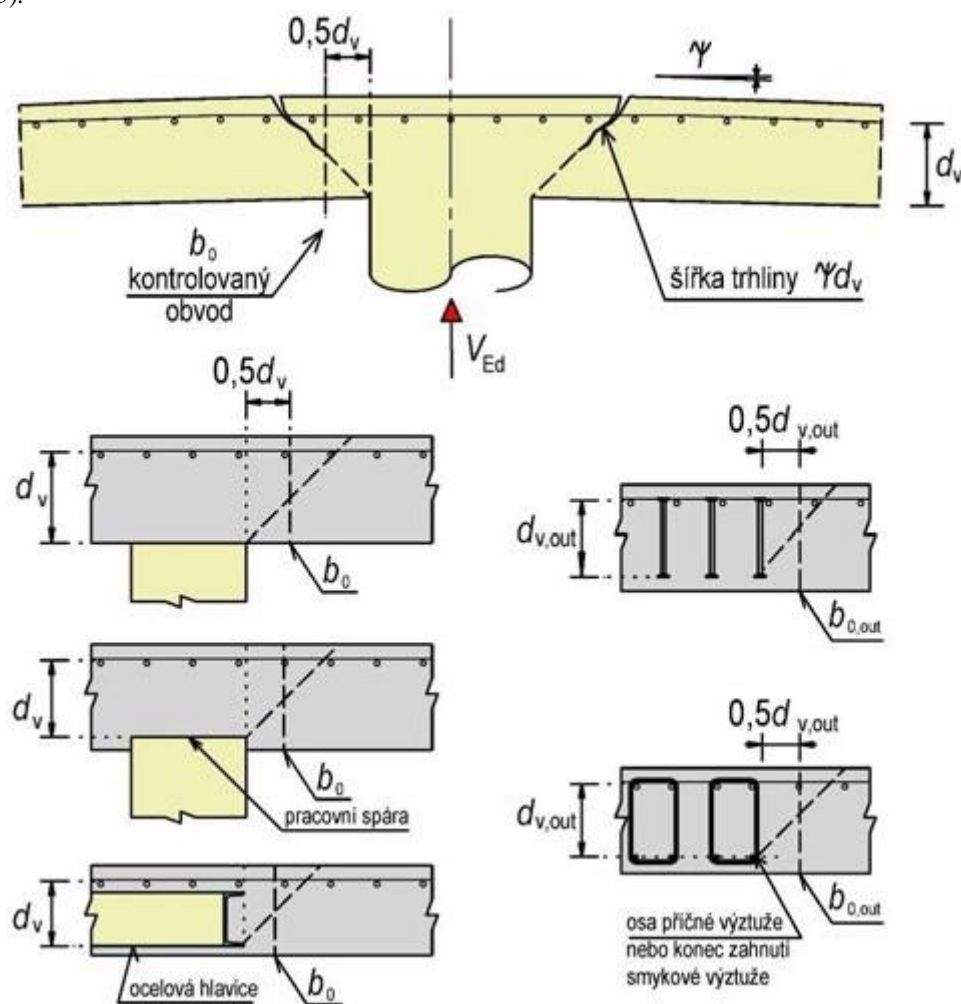
Ing. Jiří Šmejkal, CSc.

Pro oblasti namáhané protlačáním se ve druhé generaci normy pro navrhování betonových konstrukcí prEn 1992-1-1 [2] mění návrhový postup.

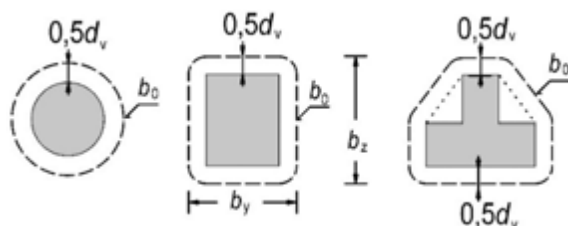
Hlavní důvody ke změně normy jsou následující:

- Výpočet protlačení desek a základových patek je rozdílný ve stávající normě. Iterativní postup u patek není vhodný pro praktické použití.
- Není odpovídajícím způsobem zahrnut rozměrový efekt.
- Není zahrnut štíhlostní efekt – smyková štíhlost.
- Není dostatečná shoda ve výpočtu protlačení u sloupů malých a velkých průřezů, pro základové patky, není dostatečná spolehlivost ve srovnání s experimenty.
- První smyková výztuž v oblasti  $2d$  je více namáhána než druhá, což nelze standardním způsobem výpočtu vyjádřit.

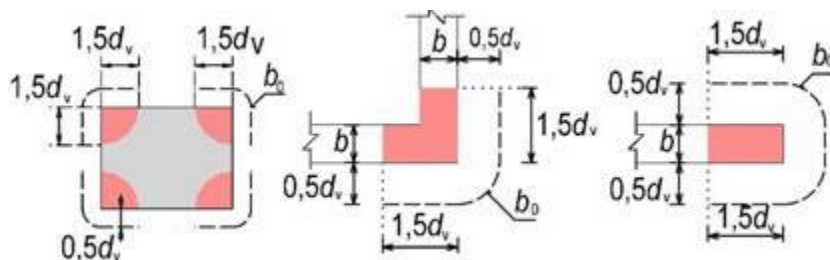
Model v první edici EN 1992-1-1[1] nemá dostatečnou spolehlivost ve srovnání s řadou experimentů. Proběhla řada úprav a omezení únosnosti smykově vyztužené oblasti, avšak změny v EN 1992-1-1[1] úplně nevystihují dostatečnou úroveň spolehlivosti. Proto je navržena jiná metodika výpočtu oblasti namáhané protlačáním. Nový návrh vychází z MC2010 a je podrobně popsán v [2]. První kontrolovaný obvod se uvažuje ve vzdálenosti  $d_v/2$  (viz obr. 1 a obr. 2). Poslední kontrolovaný obvod  $b_{out}$  je ve vzdálenosti  $d_v/2$  od poslední smykové výztuže (viz obr. 3).



Obr. 1 První kontrolovaný obvod  $b_0$  a poslední kontrolovaný obvod  $b_{out}$  – řezy



Obr. 2 První kontrolovaný obvod – půdorys



Obr. 3 Omezení délky prvního kontrolovaného obvodu u velké styčné plochy nebo konce a rohu stěny

Při posouzení protlačení musí být splněny následující podmínky pro napětí:

Pokud platí vně kontrolovaného obvodu vztah (1), potom není nutné podrobněji posuzovat únosnost v protlačení.

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c,min} \quad (1)$$

Pokud je splněný vztah (1) není nutné navrhovat smykovou výztuž

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} \quad (2)$$

Pokud neplatí vztah (2), je nutné navrhnout smykovou výztuž splňující vztah (3) a posoudit maximální únosnost podle vztahu (4)

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} \quad (3)$$

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} \quad (4)$$

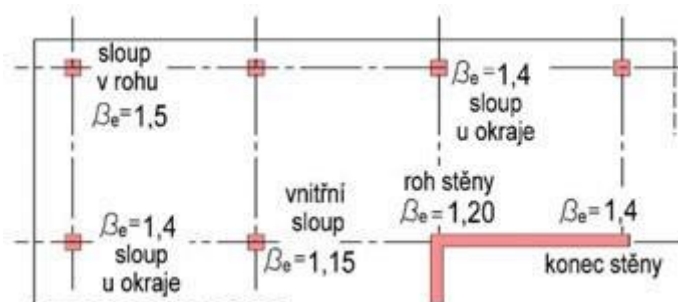
kde  $\tau_{Ed}$  je návrhové smykové napětí podle vztahu

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v}$$

$$\tau_{Ed} = f]_e \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v}; \quad (5)$$

$V_{Ed}$  návrhová posouvající síla vypočtená jako součet všech návrhových posouvajících sil působících v kontrolovaném obvodu  $b_0$ ;

$\beta_e$  součinitel vyjadřující koncentraci smykových sil. Pro sloupy ztuženého nosného systému (sloupy nejsou součástí ztužujících rámců) a pokud se rozpětí desek neliší více než 25 % potom platí následující hodnoty:



Obr. 4 Velikosti součinitele  $\beta_e$  vyjadřující koncentraci smykových sil

- $f]_e = 1,15$  pro vnitřní sloupy;
- $f]_e = 1,4$  pro krajní sloupy a konce stěn;
- $f]_e = 1,5$  pro sloupy v rozích;
- $f]_e = 1,2$  pro rohy stěn;

$r_{Rd,c}$  návrhové napětí v protlačení na mezi únosnost v MPa

$$r_{Rd,c} = \frac{0,6k_{pb}}{y_c} \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v}) \leq \frac{0,6}{y_c} \sqrt{f_{ck}} ; \quad (6)$$

$k_{pb}$  součinitel smykového gradientu

$$k_{pb} = 5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b} \leq 2,5 \quad (7)$$

$d_v$  účinná výška prvku

$$d_v = \frac{(d_{vx} + d_{vy})}{2} ; \quad (8)$$

$\mu_p$  součinitel zohledňující interakci smykové síly a ohybového momentu v oblasti protlačení (8 pro vnitřní sloupy, 5 pro krajní sloupy a rohy stěn a 3 pro rohové sloupy).

$r_{Rd,c,min}$  minimální únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže – vztah (9)

$$r_{Rd,c,min} = \frac{10 f_{ck} d_{dg}}{y_c f_{yd} d} ; \quad (9)$$

$d_{dg}$  novým parametrem ve vztahu (6) je  $d_{dg}$ , což je rozměrový součinitel vyjadřující vliv drsnosti ve smykem porušené oblasti. Zahrnuje v sobě kvalitu betonu a velikosti zrna,  
 $d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$  [mm] pro beton třídy  $f_{ck} \leq 60$  MPa;  
 $d_{dg} = 16 + D_{lower}(60/f_{ck})^2 \leq 40$  [mm] pro beton třídy  $f_{ck} > 60$  MPa;

Napětí na mezi únosnosti smykově vyztuženého průřezu  $r_{Rd,cs}$  se stanoví podle vztahu (10)

$$r_{Rd,cs} = r_{Jc} \cdot r_{Rd,c} + r_{Js} \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \leq \rho_w \cdot f_{ywd} , \quad (10)$$

kde  $r_{Jc}$  je součinitel vyjadřující vliv spolupůsobení betonu na celkové únosnosti průřezu

$$r_{Jc} = \frac{r_{Ed}}{r_{Ed}} ; \quad (11)$$

$$r_{Js} = \text{součinitel účinnosti smykového vyztužení:} \quad (12)$$

$$r_{Js} = 0,10 + \frac{a_v^{1/2}}{d} \left( \frac{0,8}{r_{Jc} \cdot k_b} \right)^{3/2} \leq 0,80$$

$\rho_w$  stupeň vyztužení oblasti smykovou výztuží

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t} , \quad (13)$$

kde  $A_{sw}$  je plocha jedné větve smykové výztuže;

$s_r$  radiální vzdálenost mezi pruty smykové výztuže;  
 $s_t$  tangenciální vzdálenost mezi pruty smykové výztuže.

Maximální smykové napětí smykově vyztuženého průřezu se omezuje  $I_{sys}$  násobkem únosnosti smykově nevyztuženého průřezu obdobně jako v platné normě [1].

$$r_{Rd,max} = r_{Jsys} r_{Rd,c} , \quad (14)$$

kde

$I_{sys}$  je součinitel, který vyjadřuje omezení maximální únosnosti vzhledem k únosnosti smykově nevyztuženého průřezu. Podle druhu smykové výztuže pak  $I_{sys}$  nabývá hodnoty:

$I_{sys} = 1,5$  pro třmínky;

$I_{sys} = 1,8$  pro trny;

popřípadě jiná hodnota dle příslušného certifikátu výrobců smykové výztuž.



Poslední kontrolovaný obvod ve vzdálenosti  $b_{0,out}$  od styčné plochy a maximálně  $0,5d_{v,out}$  od poslední větve smykové výztuže se stanoví (viz Obr. 5) podle vztahu

$$b_{0,out} = b_0 \cdot \left( \frac{d_v}{d_{v,out}} + \frac{1}{\eta_c} \right); \quad (15)$$

kde  $d_{v,out}$  je účinná výška v úrovni posledního kontrolovaného obvodu.

Požadovaný stupeň vyztužení stanovíme ze vztahu

$$p_w = \frac{r_{Ed} - r_{Jc} r_{Rd,c}}{s_{ywd}} \cdot$$

(16)

Ze vzdáleností mezi smykovými trny stanovíme plochu jedné větve smykové výztuže

$$A_{sw} = p_w s_r s_t; \quad (17)$$

kde  $s_r$  je radiální vzdálenost mezi jednotlivými větvemi smykové výztuže;  
 $s_t$  tangenciální vzdálenost mezi jednotlivými větvemi smykové výztuže.

Vzdálenosti  $s_r$  a  $s_t$  volíme dle konstrukčních zásad.

*Poznámka: Stanovení  $d_{v,out}$  podle použité smykové výztuže.  $d_{v,out}$  je účinná výška v úrovni posledního kontrolovaného obvodu, pokud je ve smykové výztuži vložena příčná výztuž, je  $d_{v,out}$  vzdálenost mezi osou této výztuže a těžištěm tažené horní výztuže podle [2].*

Délka smykově vyztužené oblasti u vnitřního sloupu je

$$l_s = \frac{b_{0,out} - u_0}{2r_r} - 0,5d_{v,out}, \quad (18)$$

kde  $u_0$  je obvod sloupu.

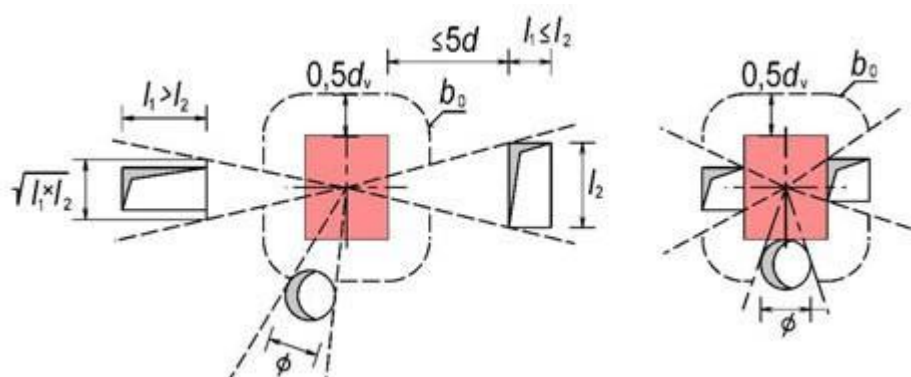
U smykově vyztužené oblasti při protlačení je také důležité splnit podmínku minimální plochu smykové výztuže a novou podmínku omezující maximální průměr smykové výztuže.

Minimální plocha smykové výztuže  $A_{sw,min}$  se stanoví podle vztahu

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r \cdot s_t} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (19)$$

Pro maximální průměr smykové výztuže platí následující podmínky:

- pro svislé pruty  $0 \leq d \leq 0,05d$ ;
- pro ohyby (kozlíky)  $0 \leq d \leq 0,08d$ .

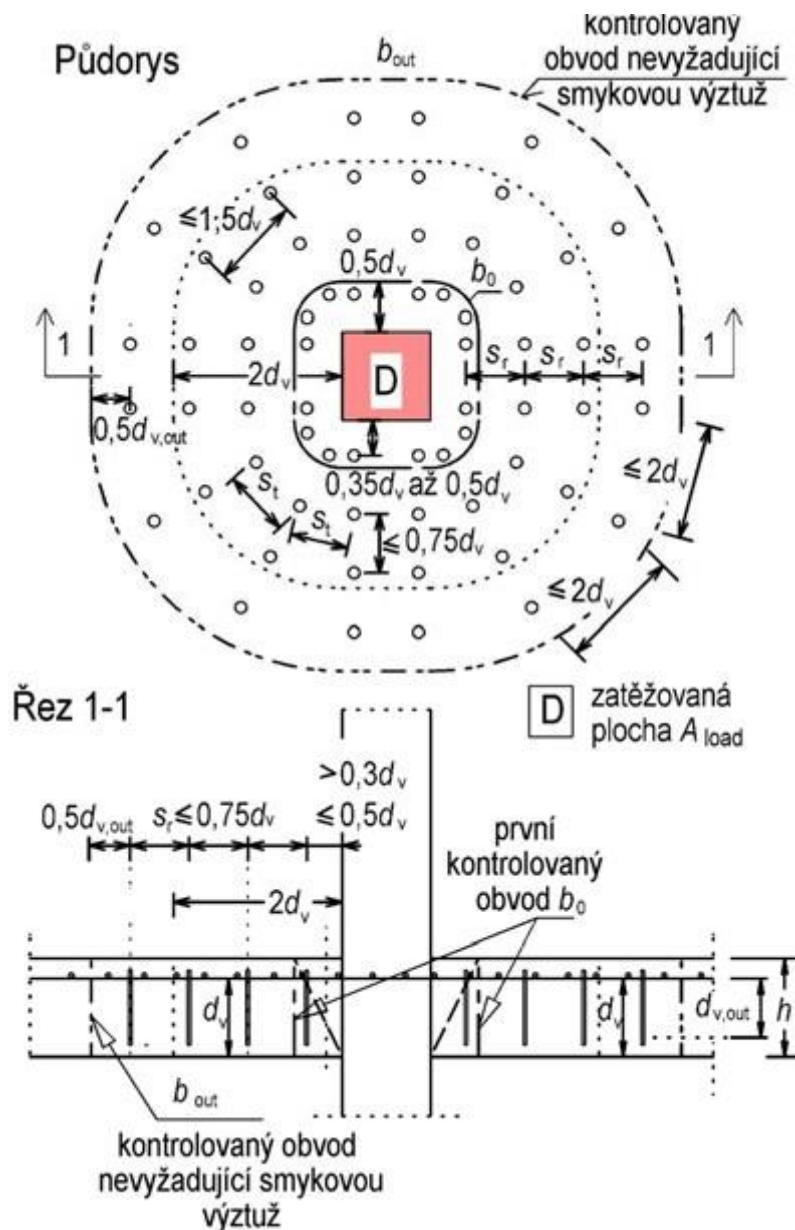


Obr. 5 Vliv otvorů na délku kontrolovaného obvodu podle [2]

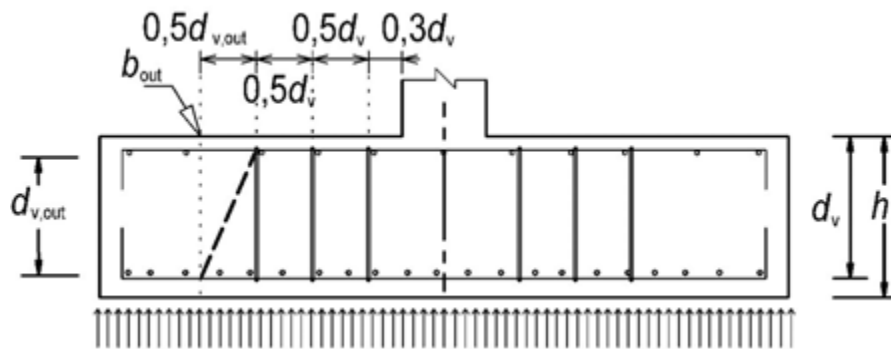
Oblast protlačení je ovlivněna prostupy do vzdálenosti  $5d_v$  od líce styčné plochy. Délka kontrolovaného obvodu se pak redukuje o část ovlivněnou prostupy, uvažujeme tedy délku kontrolovaného obvodu  $b_{1,red}$  (obr. 5).

### Konstrukční zásady pro smykovou výztuž

Maximální vzdálenost smykové výztuže v posledním smykově vyztuženém obvodu je menší z hodnot  $3d_{v,out}$ . Ve vzdálenosti  $2d_v$  od styčné plochy je maximální vzdálenost smykové výztuže v tangenciálním směru  $1,5d_v$ . V radiálním směru je maximální vzdálenost smykové výztuže  $0,75d_v$  u stropních desek (obr. 6) a  $0,5d_v$  u základových konstrukcí (obr. 7).



Obr. 6 Konstrukční zásady pro smykové vyztužení stropních desek podle [2]



Obr. 7 Konstruktivní zásady pro smykové vyztužení základových konstrukcí podle [2]

Příklady pro srovnání platné metodiky podle EC2 [1] a návrhu metodiky podle druhé generace EC2 [2]. V příkladech je uvažován administrativní objekt s pravidelnou modulovou sítí sloupů 8,0 x 8,0 m. Sloupy mají průřez 0,35 m x 0,45 m. Celková tloušťka stropní desky je  $h = 300$  mm. Konstrukce je ztužena železobetonovými stěnami komunikačních jader. Stropní deska je z betonu třídy C35/45 s betonářskou výztuží B500B. Účinná výška stropní desky je  $d_v = 0,255$  m a stupeň vyztužení je v obou směrech uvažován 0,82 % (0 20/150 mm v obou směrech).

#### Příklad 1 – vnitřní sloup – návrh podle prEn 1992-1-1 [2]

Reakce do sloupu

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (8 \cdot 8 \cdot 0,30 \cdot 25 + 1,5 \cdot 8 \cdot 8) + 1,50 \cdot (3,0 \cdot 8 \cdot 8) = 1065,6 \text{ kN}$$

Kontrolovaný obvod  $b_0$  ve vzdálenosti  $0,5d_v$

$$b_0 = 2r_r \cdot 0,5d_v + 2(b + h) = 2r_r \cdot 0,5 \cdot 0,255 + 2(0,35 + 0,45) = 2,40 \text{ m}$$

Návrhová hodnota napětí ve smyku  $T_{Ed}$

$$r_{Ed} = f_{le} \frac{V_{Ed}}{b_0 d} = 1,15 \frac{1065,3 \text{ kN}}{2,40 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 2,002 \text{ MPa}$$

Vnitřní sloupy se uvažují s hodnotou  $e = 1,15$  (platí pro vnitřní sloupy ztuženého systému s pravidelnými rozpětími s rozdílem rozpětí do 25 %)

- Podmínka, při které není nutné posouzení protlačení

$$r_{Ed} \leq r_{Rdc, min}$$

$$r_{Rdc, min} = \frac{10 f_{ck} d_{dg}}{y_c f_{yd}} = \frac{10 \cdot 35 \text{ MPa} \cdot 32 \text{ mm}}{1,5 \cdot 435 \text{ MPa} \cdot 255 \text{ mm}} = 0,67 \text{ MPa}$$

Součinitel  $d_{dg}$  závisí na  $D_{lower} = 16$  mm (minimální hodnota horní frakce kameniva příslušející k  $D_{max}$  ve specifikace betonu podle EN 206)

$$d_{dg} = D_{lower} + 16 \leq 40 \text{ mm.}$$

- Podmínka, při které není nutné nutná smyková výztuž v průřezu namáhaném protlačením

$$r_{Ed} \leq r_{Rdc}$$

$$r_{Rdc} = \frac{0,6}{y_c} k (100 \rho_f \frac{d_{dg}^{1/3}}{d}) \leq \frac{0,6}{y_c} f_{ctk}$$

$$k = \frac{5 \mu}{\rho_{pb}} \frac{d_v}{b_0} = \frac{5 \cdot 8 \cdot 0,255 \text{ m}}{2,40 \text{ m}} = 2,06$$

Součinitel  $\mu_p$  zohledňuje vztahy mezi ohybovým momentem a smykem v kritickém průřezu a koncentraci smykové výztuže namáhání. Pro vnitřní sloupy se uvažuje hodnotou 8.

$$r_{Rdc} = \frac{0,6}{y_c} k (100 \rho_f \frac{d_{dg}^{1/3}}{d}) = 1,26 \text{ MPa} \leq 0,6 \cdot f_{ctk} = 2,37 \text{ MPa.}$$

$$\frac{r_{Ed}}{r_{Rdc}} = \frac{2,002}{1,26} = 1,589 \gt 1$$

Podmínka  $r_{Ed} \leq r_{Rdc}$  není splněna, je nutná smyková výztuž.

- Návrh smykové výztuže.

Podmínka maximální únosnosti v kontrolovaném obvodu

$$r_{Ed} \leq r_{Rd,max}$$

kde hodnota je omezena vztahem

$$r_{Rd,max} = r_{J,sys} r_{Rd,c}$$

Podle [2] se uvažuje součinitel  $r_{J,sys} = 1,5$  pro třmínky a 1,8 pro smykové trny.

$$r_{Rd,max} = r_{J,sys} r_{Rd,c} = 1,5 \cdot 1,26 = 1,89 \text{ MPa,}$$

$r_{Ed} > r_{Rd,max}$  podmínka není splněna, je nutné navrhnout smykové trny

$$r_{Rd,max} = r_{J,sys} r_{Rd,c} = 1,8 \cdot 1,26 = 2,27 \text{ MPa,}$$

$r_{Ed} < r_{Rd,max}$  podmínka je splněna při návrhu smykových trnů

Smyková výztuž musí splňovat následující podmínku

$$r_{Ed} \leq r_{Rd,cs}$$

Statically nutné množství smykové výztuže získáme z následující rovnice

$$r_{Rd,cs} = r_{J,c} r_{Rd,c} + r_{J,s} p_w f_{ywd}$$

$$r_{J,c} = \frac{r_{Rd,c}}{r_{Ed}} = \frac{1,26}{2,00} = 0,63;$$

$$r_{J,s} = \left(15 \frac{d_{dg}}{d}\right) \left(\frac{1}{r_{J,ckpb}}\right) \leq 0,8.$$

Po dosažení

$$\left(15 \frac{d_{dg}}{d}\right) \left(\frac{1}{r_{J,ckpb}}\right) = 15 \frac{0,032}{0,255} \left(\frac{1}{0,63 \cdot 2,06}\right) = 0,928 \leq 0,8.$$

Uvažována hodnota  $\mu_s = 0,80$

$$r_{Rd,cs} = 0,63 \cdot 1,26 + 0,8 p_w f_{ywd}$$

Podle vztahu (13) stanovíme požadovaný stupeň smykového vyztužení

$$p_w = \frac{r_{Ed} - r_{J,c} r_{Rd,c}}{r_{J,s} f_{ywd}} = \frac{2,00 - 0,63 \cdot 1,260}{0,8 \cdot \frac{500}{1,15}} = 0,00347;$$

$$p_w f_{ywd} = 0,00347 \cdot \left(\frac{500}{1,15}\right) = 1,51 \text{ MPa} \leq r_{Rd,cs} = 2,00.$$

Smyková výztuž je nutná až k poslednímu kontrolovaného obvodu  $b_{0,out}$ , která se stanoví podle vztahu (15)

Vnější účinná výška  $d_{v,out}$  se stanoví s ohledem na navrženou smykovou výztuž. V případě použití smykových trnů lze uvažovat  $d_{v,out} = d_v = 0,255$ ,

$$b_{0,out} = b_o \frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \left(\frac{1}{T_c}\right)^2 = 6,05 \text{ m}.$$

Maximální vzdálenost mezi větvemi smykové výztuže obvodu může být maximálně  $2d_v = 0,51$  m. Zvolíme smykovou výztuž ve tvaru 12 radiálních paprsků.

Tangenciální vzdálenost mezi smykovými trny ve vzdálenosti do  $2d_v$  od líce sloupu je

$$s_t = (2(0,35+0,45)+2n(0,35 \cdot 0,255+2 \cdot 0,75 \cdot 0,255))/12 = 4,56/12 = 0,38 \text{ m.}$$

Maximální vzdálenost v tangenciálním směru mezi trny je  $s_t \leq 1,5d_v = 0,383$  m.

Podmínka maximální vzdálenosti je splněna.

Vzdálenost posledního kontrolovaného obvodu od líce sloupu stanovíme z délky posledního kontrolovaného obvodu  $b_{0,out}$

$$L = (b_{0,out} - 2 \cdot (0,35 + 0,45))/(2 \cdot r_r) = 0,71 \text{ m}$$

Maximální radiální vzdálenost je  $s_r \leq 0,75d_v = 0,191$  m. Budeme uvažovat vzdálenost  $s_r = 0,190$  mm v radiálním směru mezi trny. Počet prstenců smykové výztuže  $(0,71-0,255/2-0,35 \cdot 0,255)/0,190+1 = 3,60 \approx 4$  prstence smykové výztuže.

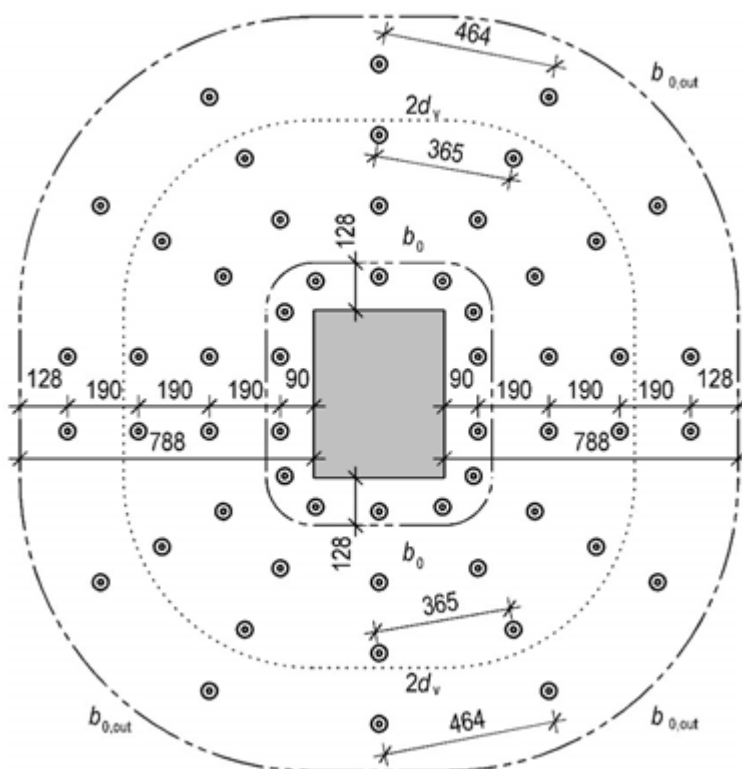
Ze vzdáleností mezi smykovými trny stanovíme plochu jedné větve smykové výztuže

$$A_{sw} = p_w s_r s_t = 0,00347 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 190 \text{ mm} = 132 \text{ mm}^2 \approx 014$$

Následně ověříme minimální plochu smykové výztuže

$$\frac{A_{sw,min}(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r s_t} = 0,08 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = A_{sw,min} = 18 \text{ mm}^2.$$

Navržena smyková výztuž z trnů o průměru 14 mm v počtu 12 kusů v tangenciálním směru a v počtu 4 prstenců (4 kusy v radiálním směru). Pro kontrolu ověříme délku posledního kontrolovaného obvodu  $b_{0,out}$

$$b_{0,out} = 2rr \left( (0,35 + 0,5) \cdot 0,255 + 3 \cdot 0,19 \right) + 2(0,35 + 0,45) = 6,54 \text{ m}$$


Obr. 8 Návrh smykové výztuže- smykových trnů v příkladu 1

### Příklad 2 – rohový sloup podle prEN 1992-1-1[2]

$$V_{Ed} = 1065,6 \text{ kN} / 4 = 266,4 \text{ kN}$$

Základní kontrolovaný obvod je

$$b_0 = rr/2 \cdot 0,5d_v + (b + h) = rr/2 \cdot 0,5 \cdot 0,255 + (0,35 + 0,45) = 1,00 \text{ m}$$

Smykové napětí v protlačení  $T_{Ed}$

$$r_{Ed} = f_{le} \frac{V_{Ed}}{b_0 d} = 1,5 \frac{266,4 \text{ kN}}{1,00 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 1,57 \text{ MPa.}$$

Podle prEN 1992-1-1[2] se uvažuje  $e$  pro rohové sloupy hodnotou 1,5 (platí pro ztužené systémy s pravidelnou modulovou sítí sloupů obdobně jako v [1]).

- Podmínka, při které není nutno řešit mezní stav protlačení

$$r_{Ed} \leq r_{Rdc,min}$$

Po dosazení

$$r = \frac{10}{y_c} \frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yd} d} = \frac{10}{32} \frac{35 \text{ MPa} \cdot 32 \text{ mm}}{1,5 \cdot 435 \text{ MPa} \cdot 255 \text{ mm}} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$r_{Rdc,min} = \frac{10}{y_c} \frac{f_{ck} d_{dg}}{f_{yd} d} = \frac{10}{32} \frac{35 \text{ MPa} \cdot 32 \text{ mm}}{1,5 \cdot 435 \text{ MPa} \cdot 255 \text{ mm}} = 0,67 \text{ MPa}$$

Podmínka není splněna, je nutné řešit mezní stav protlačení.

- Podmínka, při které není nutno navrhovat smykovou výztuž

$$r_{Ed} \leq r_{Rd,c}$$

Po dosazení

$$r_{Rd,c} = \frac{10}{y_c} \left( k \left( 100 \rho_f \frac{d}{d} \right)^{1/3} \frac{0,6}{\gamma_c} \frac{d}{d} \right) \leq \frac{10}{y_c} \frac{f_{ctk}}{f_{ck}}$$

$$k_{pb} = \frac{5 \mu d_v}{p b_o} = \frac{5 \cdot 2 \cdot 0,255 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} = 1,59.$$

Podle prEN 1992-1-1[2] se uvažuje pro rohové sloupy součinitel  $p = 2$ . Stupeň

vyztužení a součinitel  $d_{dg}$  se uvažuje stejný jako v předchozím příkladu.

$$r_{Rd,c} = 0,6 \cdot k_{pb} \cdot (100 p f_{ctk})^{1/3} = 0,975 \text{ MPa} :: 0,6 \cdot \sqrt{f_c} = 2,37 \text{ MPa}.$$

• Návrh smykové výztuže podle 2. generace prEN 1992-1-1[2]

Posouzení maximální únosnosti průřezu

$$r_{Ed} :: 0 \text{ } r_{Rd,max}$$

$$\text{kde } r_{Rd,max} = r_{sys} r_{Rd,c} = 1,8 \cdot 0,975 = 1,75 \text{ MPa}$$

Pro smykové trny se uvažuje součinitel  $_{sys} = 1,8$

$= r_{Ed} < r_{Rd,max}$  navrhne smykové trny.

Podmínka pro návrh smykových trnů

$$r_{Ed} :: 0 \text{ } r_{Rd,cs}$$

$$\text{kde } r_{Rd,cs} = r_{jc} r_{Rd,c} + r_{js} p_w f_{ywd} \diamond p_w f_{ywd}$$

$$r_{jc} = \frac{r_{Rd,c}}{r_{Ed}} = \frac{0,975}{1,57} = 0,62;$$

$$r_{js} = \left( 15 \frac{d_{dg}^2}{d} \right) \left( \frac{1}{r_{jc} k_{pb}} \right)^{3/2} :: 0,8$$

$$\left( 15 \frac{d_{dg}^2}{d} \right) \left( \frac{1}{0,62 \cdot 1,59} \right)^{3/2} = 15 \frac{0,032^2}{0,255} \left( \frac{1}{0,62 \cdot 1,59} \right)^{3/2} = 1,40 :: 0,8$$

$$\diamond r_{js} = 0,8$$

• Požadovaný stupeň smykového vyztužení je podle vztahu (13)

Požadovaný stupeň smykového vyztužení stanovíme podle vztahu

$$p_w = \frac{r_{Ed} - r_{jc} r_{Rd,c}}{r_{js} f_{ywd}} = \frac{1,57 - 0,62 \cdot 0,975}{0,8 \cdot 435} = 0,00277$$

$$r_{Rd,cs} = 0,62 \cdot 0,975 + 0,8 \cdot 0,00277 \cdot 435 = 1,57$$

$$p_w f_{ywd} = 0,00277 \cdot \left( \frac{1}{1,15} \right) = 1,21 \text{ MPa} :: 0 \text{ } r_{Rd,cs} = 1,57$$

Poslední kontrolovaný průřez  $b_{0,out}$  (pro smykové trny lze uvažovat  $d_v = d_{v,out}$ )

$$b_{0,out} = b_o \left( \frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{r_{jc}} \right)^2 = 2,60 \text{ m}$$

Maximální tangenciální vzdálenost mezi smykovými trny je  $s_t \leq 2d_{v,out} = 0,51 \text{ m}$ .

Vzdálenost posledního kontrolovaného obvodu od líce sloupu stanovíme z délky posledního kontrolovaného obvodu  $b_{0,out}$

$$L = (b_{0,out} - (0,35 + 0,45)) / (0,5 \cdot rr) = 1,15 \text{ m}$$

Maximální radiální vzdálenost je  $s_r \leq 0,75d_v = 0,191 \text{ m}$ . Budeme uvažovat vzdálenost  $s_r = 0,19 \text{ m}$  v radiálním směru mezi trny.

Počet smykových trnů v paprsku je  $(1,15 - 0,35) / (0,255 - 0,5 \cdot 0,19) + 1 = 5,9 \diamond 6$  trnů v každém paprsku. Poslední smykově vyztužený obvod má délku

$$b' = \frac{rr}{2} \cdot (0,35 \cdot 0,255 + 5 \cdot 0,19) + (b + h) = 2,43 \text{ m}$$

Maximální vzdálenost v tangenciálním směru  $2d_v = 0,51 \text{ m}$ . Z toho vyplývá minimální počet větví smykové výztuže  $2,43 / 0,51 = 4,76 \diamond 5$ .

Tangenciální vzdálenost mezi smykovými trny ve vzdálenosti do  $2d_v$  od líce sloupu.  $((0,35 + 0,45) + 0,5n) / (0,35 \cdot 0,255 + 2 \cdot 0,19) / 5 = 1,54 / 5 = 0,31 \text{ m}$

Maximální vzdálenost v tangenciálním směru mezi trny je  $s_t \leq 1,5d_v = 0,383$  m. Podmínka maximální vzdálenosti do  $2d_v$  od líce styčné plochy je splněna.

Ze vzdáleností mezi smykovými trny stanovíme plochu jedné větve smykové výztuže

$$A_{sw} = p_w s_t = 0,00277 \cdot 200 \text{ mm} \cdot 190 \text{ mm} = 105 \text{ mm}^2 \approx 0,105$$

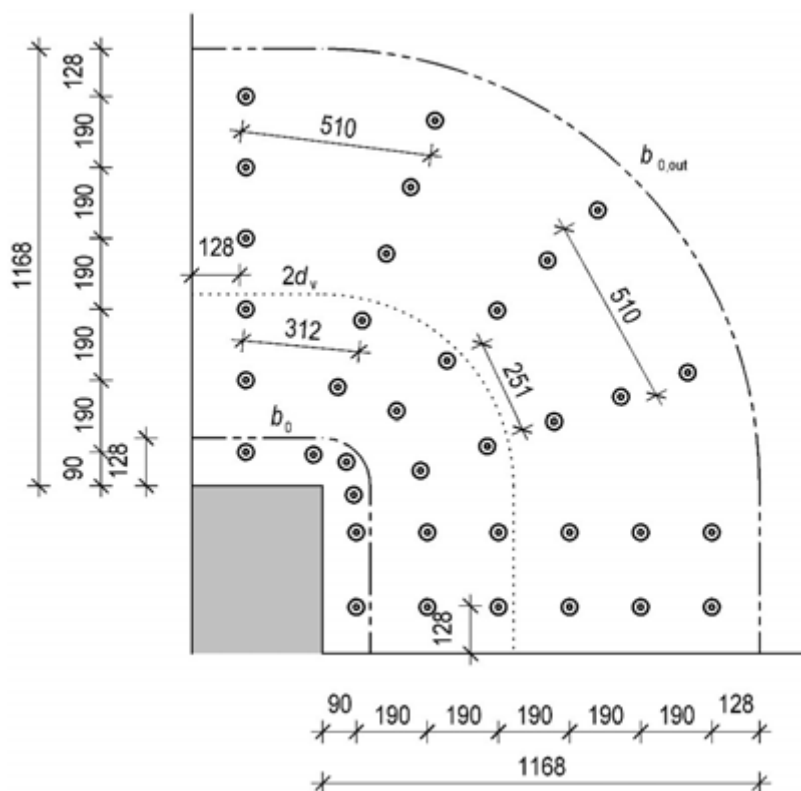
Následně ověříme minimální plochu smykové výztuže

$$\frac{A_{sw, \min}(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_t} = 0,08 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \Rightarrow A = 18 \text{ mm}^2$$

Ověříme poslední kontrolovaný obvod

$$b_{o, \text{out}} = 0,35 + 0,45 + 0,5 \cdot r_r \cdot ((0,35 + 0,5) \cdot 0,255 + 5 \cdot 0,19) = 2,63 \text{ m}.$$

Z konstrukčních důvodů je navrženo 6 paprsků, ačkoliv z hlediska únosnosti by postačovalo 5 paprsků – viz obr. 9



Obr. 9 Návrh smykové výztuže – smykových trnů v příkladu 2

Srovnání s metodikou EN1992-1-1:2010 [1]

Pro srovnání je uvažováno se smykovou výztuží ve formě třmínků. Podle současné platné normy EN 1992-1-1 [1] není možné navrhovat smykové trny na jejich plné využití, protože nejsou splněny podmínky ETA certifikátů platných pro smykové trny. Uvedené příklady slouží především k vysvětlení postupu jednotlivých metodik [1] a [2] a k vysvětlení jejich rozdílnosti.

### Příklad 3 – vnitřní sloup podle ČSN EN 1992-1-1 [1]

Posouvající síla na protlačení (viz předchozí příklad 1)

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot (8 \cdot 8 \cdot 0,30 \cdot 25 + 1,5 \cdot 8 \cdot 8) + 1,50 \cdot (3 \cdot 8 \cdot 8) = 1065,6 \text{ kN}$$

Dále se uvažuje stejný beton třídy C35/45 a stejný stupeň vyztužení výztuží B500B

Základní kontrolovaný obvod

$$u_1 = 2(2d) + 2(b + h) = 2r_r \cdot 2 \cdot 0,255 + 2(0,35 + 0,45) = 4,80 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = f] \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,15 \frac{1065,6 \text{ kN}}{4,80 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 1,001 \text{ MPa}$$

Podmínka, příkterénenínutnonavrhovatsmykovouvýztuž

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

Po dosažení

$$v_{Rd,c} = \frac{v_{Ed}}{f_{ck}} (100 \rho_{f,ct})^{1/3} = 0,694 \text{ MPa} \cdot 0,035 k^2 f_{ck}^2 = 0,532 \text{ MPa}$$

Ověření maximální únosnosti podle [1] (2 kritéria)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \text{ a } v_{Ed} = f] V_{Ed} / (u_1 d) \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot k_{max}$$

$$= 1,45 + 0,05 = 1,50 \text{ pro } h = 0,30 \text{ m}$$

$$u_o = 2(b + h) = 2(0,35 + 0,45) = 1,60 \text{ m}; u_1 = 4,80 \text{ m}$$

$$v_{Ed,o} = f] \frac{V_{Ed}}{u_o d} = 1,15 \frac{1065,6 \text{ kN}}{1,60 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 3,004 \text{ MPa};$$

$$v_{Ed,1} = f] \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,15 \frac{1065,6 \text{ kN}}{4,80 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 1,001 \text{ MPa};$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1 - \frac{35}{250} \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1 - \frac{35}{250} \cdot 1,5 = 4,816 \text{ MPa} > v_{Ed,o}$$

$$v_{Ed,1} = 1,001 \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,50 \cdot 0,694 = 1,041$$

Obě dvě kritéria jsou splněna.

Návrh smykové výztuže

$$\frac{A_{sw}}{S_r} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 v_{Rd,c}) u_1}{1,5 f_{ywd,ef} \sin \alpha} = \frac{(1001 - 0,75 \cdot 694) \cdot 4,8}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 255) \cdot 1000 \cdot 1} = 0,0049 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Stanovení posledního kontrolovaného obvodu, kde smyková výztuž není nutná

$$u_{out,ef} = f] \frac{V_{Ed}}{d} = 1,15 \frac{1065,6}{0,255} = 6,92 \text{ m}$$

$$u_{out,ef} = \frac{v_{Rd,c} \cdot d}{0,694} = 0,255$$

Vzdálenost posledního kontrolovaného obvodu od líce sloupu stanovíme z délky posledního kontrolovaného obvodu

$$L = (u_{out,eff} - (0,35 + 0,45) \cdot 2) / (2 \cdot r_r) = 0,847 \text{ m}$$

Minimální počet větví smykové výztuže z podmínky maximální tangenciální vzdálenosti  $1,5d = 0,383 \text{ m}$  ve smykové výztuži v rámci prvního kontrolovaného obvodu. Kontrolovaný obvod smykové výztuže je ve vzdálenosti  $(0,35 + 0,75) \cdot d = 0,2805 \text{ m}$  od líce styčné plochy.

Délka obvodu je  $u' = 2(0,28) + 2(b + h) = 3,36 \text{ m}$ .

Stanovíme počet větví smykové výztuže -  $3,36 / 0,383 = 8,77$  zvolíme 10 větví.

Maximální radiální vzdálenost je  $0,75d_v = 0,191 \text{ m}$ . Budeme uvažovat maximální vzdálenost  $0,190 \text{ m}$  v radiálním směru mezi větvemi smykové výztuže (třmínky). Počet větví smykové výztuže v radiálním směru

$$(L - 1,5 \cdot 0,255 - 0,35 \cdot 0,255) / 0,190 + 1 = 2,98 \text{ zvolíme } 3 \text{ prstence smykové výztuže.}$$

Plocha výztuže v radiálním směru

$$A_{sw} = 4900 \text{ mm}^2 / \text{m} \cdot 0,19 \text{ m} = 931 \text{ mm}^2$$

Plocha jedné větve smykové výztuže  $931 \text{ mm}^2 / 10 = 93 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi 12 \text{ mm}$ . Třmínky o průměru  $12 \text{ mm}$  nejsou vhodné ve stropní desce vzhledem k délce kotevní oblasti, je nutné volit menší průměr  $8 \text{ mm}$ .

$$931 / 50 = 18,62 \text{ zvolíme } 20 \text{ větví.}$$

Kontrola vzdálenosti smykové výztuže v tangenciálním směru v posledním smykově vyztuženém obvodu. Délka posledního obvodu je:  $u'' = 2(0,35 \cdot 0,255 + 2 \cdot 0,19) + 2(b + h) = 4,55 \text{ m}$ . Při počtu 20 paprsků je vzdálenost  $0,23 \text{ m}$  a maximální vzdálenost je  $2d = 0,51 \text{ m}$  vyhovuje. Celkově je navrženo teoreticky  $3 \cdot 20 = 60$  větví třmínků. Z konstrukčních důvodů (maximální vzdálenosti mezi větvemi při ortogonálním uspořádání výztuže) bude nutné umístění třmínků více. Třmínky musí obepínat nejmeně jednu vrstvu horní výztuže, což značně komplikuje tvorbu výztuže desky.



**Příklad 4 – rohový sloup podle ČSN EN 1992-1-1 [1]**

Pro srovnání je uvažováno se smykovou výztuží ve formě třmíneků. Podle současné platné normy EN 1992-1-1 [1] není možné navrhovat smykové trny na jejich plné využití, protože nejsou splněny podmínky ETA certifikátů platných pro smykové trny. Uvedené příklady slouží především k vysvětlení postupu jednotlivých metodik [1] a [2] a k vysvětlení jejich rozdílů.

Posouvající síla přecházející do rohového sloupu

$$V_{Ed} = 1065,6 / 4 = 266,4 \text{ kN}$$

Kontrolovaný obvod

$$u_1 = \frac{r}{2} + (b + h) = r \cdot 0,255 + (0,35 + 0,45) = 1,60 \text{ m}$$

Napětí v kontrolovaném obvodu

$$\sigma_{Ed} = f_{ctd} \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,5 \frac{266,4 \text{ kN}}{1,60 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 0,980 \text{ MPa}$$

Podmínka pro průřez bez smykové výztuže

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Ed}}{A_{sw}} = \frac{266,4 \text{ kN}}{0,18 \text{ m}^2} = 1480 \text{ N/m}^2$$

$$v_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \left( 100 \rho_{f,ck} \right)^{1/3} = 0,694 \text{ MPa} \cdot 0,035 \text{ k}^2 f_{ck}^2 = 0,532 \text{ MPa}$$

Ověření maximální únosnosti podle [1] (2 kritéria)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \text{ a } v_{Ed} = f_{ctd} V_{Ed} / (u_1 d) \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} \cdot k_{max}$$

$$= 1,45 + 0,05 = 1,50 \text{ pro } h = 0,30 \text{ m}$$

$$u_o = (b + h) = (0,35 + 0,45) = 0,8 \text{ m}; u_1 = 1,60 \text{ m}$$

$$v_{Ed,o} = f_{ctd} \frac{V_{Ed}}{u_o d} = 1,5 \frac{266,4 \text{ kN}}{0,80 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 1,959 \text{ MPa};$$

$$v_{Ed,1} = f_{ctd} \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,5 \frac{266,4 \text{ kN}}{1,60 \text{ m} \cdot 0,255 \text{ m}} = 0,980 \text{ MPa};$$

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1 - \frac{35}{250} \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1 - \frac{35}{250} \cdot 1,5 = 4,816 \text{ MPa} > v_{Ed,o}$$

$$v_{Ed,1} = 0,98 \leq k_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,50 \cdot 0,694 = 1,041$$

Obě dvě kritéria jsou splněna.

Staticky nutná plocha smykové výztuže

$$A_{sw} = \frac{(V_{Ed} - 0,75 v_{Rd,c}) u_1}{s_r \cdot 1,5 f_{ywd,ef} \sin \alpha} = \frac{(980 - 0,75 \cdot 694) \cdot 1,6}{1,5 \cdot (250 + 0,25 \cdot 255) \cdot 1000 \cdot 1} = 0,00156 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Délka posledního kontrolovaného obvodu

$$u_{out,ef} = f_{ctd} \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 1,5 \frac{266,4}{0,694} = 2,26 \text{ m}$$

$$u_{out,ef} = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} d = \frac{694 \cdot 0,255}{0,694} = 255 \text{ mm}$$

Vzdálenost posledního kontrolovaného obvodu od lince sloupu stanovíme z délky posledního kontrolovaného obvodu  $b_{0,out}$

$$L = (u_{out,ef} - (0,35 + 0,45)) / (0,5 \cdot r) = 0,93 \text{ m}$$

Tangenciální vzdálenost mezi větvemi smykové výztuže v prvním kontrolovaném obvodu je  $1,60/5 = 0,32 \text{ m}$ .

Maximální vzdálenost v tangenciálním směru mezi větvemi smykové výztuže je  $1,5 d_v = 0,383 \text{ m}$ . Podmínka maximální vzdálenosti je splněna.

Maximální radiální vzdálenost je  $0,75 d_v = 0,191 \text{ m}$ . Budeme uvažovat vzdálenost  $0,190 \text{ m}$  v radiálním směru mezi větvemi smykové výztuže (větvemi třmíneků).

Počet větví smykové výztuže v paprsku je  $(0,93 - 0,35) / (0,255 - 0,5 \cdot 0,255) / 0,19 + 1 = 4,75 \approx 5$  větví v každém paprsku

Staticky nutná plocha výztuže  $A_{sw} = 1560 \text{ mm}^2/\text{m} \cdot 0,19 \text{ m} = 296 \text{ mm}^2$ .

Plocha jedné větve smykové výztuže

$296 \text{ mm}^2 / 5 = 59 \text{ mm}^2 \leq \leq 10$ . Z důvodu dobrého zakotvení smykové výztuže volíme třmínky o průměru  $8 \text{ mm}$ .

Navrhujeme více radiálních paprsků  $\approx 7$  paprsků.

Následně ověříme minimální plochu smykové výztuže. Celkově bude nutné 5-7 větví třmínků. Z konstrukčních důvodů (maximální vzdálenosti mezi větvemi při ortogonálním uspořádání výztuže) bude nutné umístit třmínků více. Třmínky musí obepínat nejméně jednu vrstvu horní výztuže, což značně komplikuje tvorbu výztuže desky.

$$\frac{A_{sw,min}(1.5 \sin a + \cos a)}{s_r s_t} = 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = A_{sw,min} = 18 \text{ mm}^2$$

Ověříme poslední kontrolovaný obvod

$$u_{out,ef} = 0,35 + 0,45 + 0,5 \cdot rr \cdot ((0,35 + 0,5) \cdot 0,255 + 4 \cdot 0,19) = 2,33 \text{ m}$$

Tab.1 Srovnání metodik EN 1992-1-1[1], prEn 1992-1-1[2] a výpočtu podle certifikátu ETA

	EN 1992-1-1[1], 0 / počet větví	prEn 1992-1-1[2] 0 / počet kusů	ETA [3] 0 / počet kusů
Vnitřní sloup	12 / 8 30 / 60	14 48	14 36
Rohový sloup	10 / 8 25 / 35	14 30	14 20

Ze srovnání v tab. 1 vyplývá, že dle současné platné normy EN 1992-1-1[1] je nutná menší plocha větví smykové výztuže. Smykově vyztužená oblast je kratší než u prEn 1992-1-1[2]. Ve srovnání s metodikou ETA[3] je v oblasti do prvního kontrolovaného obvodu méně smykové výztuže, což nemůže zajistit dnešní požadovanou úroveň spolehlivosti konstrukce. Metodika ETA[3] je z hlediska množství výztuže úspornější než obecný předpis prEn 1992-1-1[2]. To je dané tím, že metodika ETA[3] je optimalizována na pouze jeden druh smykové výztuže, zatím co obecný předpis je navržen pro všechny typy smykových výztuží.

## Literatura

- [1] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. ČNI 2006.
- [2] prEN 1992-1-1 Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. (Druhá generace EC2) working draft D5. CEN/TC 250/SC 2 N 1706.
- [3] ETA 13/0076 SCHÓCK BOLE 3/2018.

## VÁPENOPÍSKOVÝ STAVEBNÍ SYSTÉM KS-QUADRO PRO STROJNÍ ZDĚNÍ OD FIRMY ZAPF DAIGFUSS

Ing. Martin Konečný, Kalksandstein CZ s. r. o.

### 1 Strojní zdění a KS-QUADRO Zapf Daigfuss

Dříve bylo zvykem omítat zdivo ručně, ale nástup techniky a moderních materiálů prakticky ruční nahazování postupně zcela vytěsnil. Strojní omítání je dnes úplně běžné. U zdění je to velmi podobné. Dokonce ještě mnohem větší námaha při zdění je dnes zcela nahrazena prací zdícího stroje a zdění se provádí strojně.

Přestože v ČR je tato technologie velmi neznámá, nejedná se o žádnou novinku. Strojní zdění a stavební systém KS-QUADRO byly zavedeny na trh již před 25 lety v roce 1995 a v současné době vyrábí tento zdící systém na 28 výrobních závodů 17 předních společností a skupin po celém Německu a ve Švýcarsku.



Obr. 1 Strojní zdění je zcela běžnou záležitostí v sousedním Německu již více než 25 let. Na fotografii strojní zdění pomocí univerzálního zdícího stroje Stein-Rex Norimberk 200; foto: autor

Firma Zapf Daigfuss je předním leaderem ve vývoji a výrobě systému KS-QUADRO. Tento jedinečný stavební zdící systém vyžaduje mimořádnou kvalitu a přesnost výroby. Vždyť jednotlivé bloky zdícího systému většinou svojí hmotností přesahují 100 kg, a pokud by nedosahovaly přesnosti a tolerance max.  $\pm 1$  mm, nebylo by možné s takovým materiálem vůbec manipulovat, natož přesně zdít.

Výrobce Zapf Daigfuss tedy musí být podstatně přísnější, než jsou normy pro výrobu vápenopískového zdiva, ať již to je evropská EN 771-2, nebo německá DIN 106.

Zapf Daigfuss se významným způsobem podílí na dalším vývoji systému např. KS-QUADRO POLIERT, KS-QUADRO ETRONIC, KS-QUADRO THERM, což jsou součásti systému ENERGIEWÄNDE – Energeticky efektivního zdiva.

KS-QUADRO je registrovaná ochranná známka. Jak je již zvykem v ČR, často je překupníky systém přejmenován apod. Vzhledem ale k požadavkům na kvalitu stavebního systému, jsou výrobky vyráběny a prodávány v licenci. Licence má KS-Quadro Building Systems GmbH, se sídlem v Durmersheim.



Obr. 2 Jiný typ zdícího stroje pro menší bloky, Norimberk 2008; foto: autor

## 2 První strojní zdění KS-QUADRO v České republice

První strojní zdění KS-QUADRO E bylo v České republice realizováno díky firmě Kalksandstein CZ s. r. o. v roce 2007. Jednalo se o drobnější stavbu protipožární zdi v Domažlicích. Zeď byla opatřena pouze nátěrem. Že je zeď pouze natřená a neomítaná již z poměrně malé vzdálenosti ani nikdo nepozná (obr. 3). To je způsobeno mimořádnou přesností bloků KS-QUADRO Zapf Daigfuss.



Obr. 3 Zdívo KS-QUADRO Zapf Daigfuss na protipožární zdi v hale v Domažlicích, opatřené pouze bílým nátěrem; foto: autor

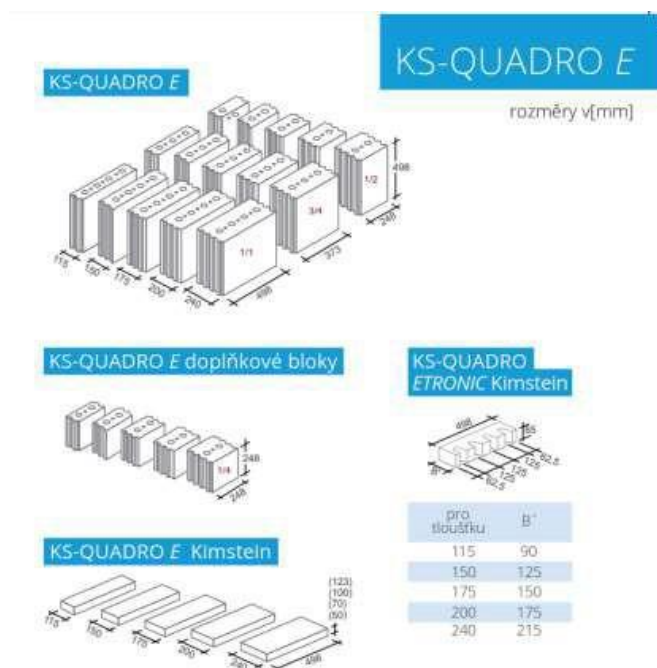


Obr. 4 První strojní zdění KS-QUADRO v ČR pomocí minijeřábu v roce 2007; foto: autor

### 3 Systém – KS-QUADRO E

KS-QUADRO E je nejmodernější vápenopískový zdící systém. Velikost základních bloků pro zdění je  $0,5 \times 0,5$  m. Tyto bloky dosahují hmotnosti od 80 kg výše a je nutné je zdít pomocí osazovacího přístroje – minijeřábu, protože ruční zdění není v těchto hmotnostech již možné. Minijeřáb je ovládán velmi snadno jedním pracovníkem – zaučenou pomocnou silou. Zaučení pracovníka trvá 1–2 pracovní hodiny.

V jedné operaci je možné brát uchopovacími kleštěmi 2 bloky KS-QUADRO najednou a usadit tak  $0,5 \text{ m}^2$  zdiva. Bloky velikosti  $0,5 \times 0,5$  m jsou v systému doplněny bloky velikostí  $\frac{1}{2}$ ,  $\frac{1}{4}$ ,  $\frac{3}{4}$ , a tvoří tak celý velmi přesný stavebnicový systém. Tloušťka stěn KS-QUADRO je standardně 115, 150, 175, 200, 240 a 300 mm. Pokud je ke zdění používán minijeřáb, je v celku jedno, jak tlustá nebo těžká zeď se právě zdí, vždy je dosahováno minimálně normové rychlosti a to  $4 \text{ m}^2$  zdiva za hodinu a při tom nedochází k žádné námaze pracovníka provádějícího zdění. To znamená, že trvale vysokých pracovních výkonů je dosahováno i další pracovní den, má to také zdravotní efekt s dopadem na zdraví a námahu lidí na staveništi. To není bez použití minijeřábu možné.



Obr. 5 Bloky a formáty patřící do systému KS-QUADRO E; zdroj: Zapf Daigfuss, Kalksandstein CZ s. r. o.



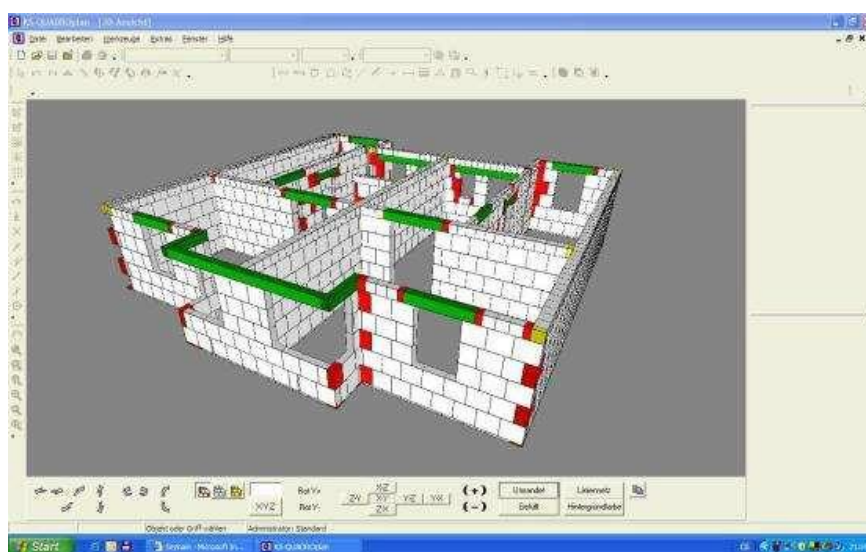
Obr. 6 Strojní zdění KS-QUADRO – usazování 2 bloků (0,5 m<sup>2</sup>) najednou, foto: autor



Obr. 7 Strojní zdění KS-QUADRO – nasazení více minijeřábů na větší stavbě najednou; foto: autor

#### 4 Základem je projekt QUADROPLAN

KS-QUADRO je proto nutno dokonale před stavbou připravit. Prvním takovým krokem je přesné plánování zdiva tak, aby nedocházelo k velkým prořezům. Proto se na každou stěnu připravuje spárořez – tzv. QUADROPLAN, tj. pro vyzdění každé stěny je předem známo, jak budou jednotlivé bloky osazeny. Taková skládačka pro dospělé. Ze systému KS-QUADRO je možné vyzdít jakýkoliv rozměr stěn a otvorů, prořez činí max. 2 % z celkové plochy.



Obr. 8 KS-QUADROPLAN – příklad zpracování

## 5 Rychlost zdění

Rychlost provádění stavebních prací je jednou z klíčových oblastí, kterou se dnešní modernizace výstavby ubírá. Rychlost strojního zdění KS-QUADRO je  $4 \text{ m}^2/\text{hodinu}$  a to platí pro libovolnou tloušťku zdiva. Pro tl. zdiva 240 mm to pak je tedy  $1 \text{ m}^3$  nebo 2,2 tuny/hodinu. To je samozřejmě cca 4x více, než je možné při ručním zdění, navíc je zde medicínský efekt ten, že tuto práci vykonává stroj, nikoliv člověk. Jinými slovy, úspora na ceně práce je cca 4 násobná, a to nepočítáme-li multiplikační efekt zkrácení doby výstavby, nepotřebnosti vnitřního lešení atd.

Příklad vyzdění rodinného domu pomocí strojního zdění KS-QUADRO E za pouhých 5 dní je možné vidět zde: <https://youtu.be/Y-Farj6V6n4>

Případně pak příklad u většího bytového domu zde: <https://youtu.be/tnbpEG1-2kM>. Jedná se o 84 bytů na 5 podlažích, vyzdění se 3 minijeřáby, tj. 6 pracovníků za 9 týdnů. Celkové množství vyzděního materiálu KS-QUADRO je 150 plně naložených kamionů, tj. 3600(!) tun.

Samozřejmě důležitým krokem je naplánování staveniště a přísun materiálu pro zdění. Perfektní organizace pak zaručuje vysoké výkony. Vždyť strojním zděním zcela běžně 1 pracovník za 2 pracovní dny vyzdí 1 plně naložený kamion, tj. 25 tun materiálu a ten je nutné na pracovní místo pravidelně dodávat. Proto se také pro zdění KS-QUADRO E nepoužívá žádné lešení, ale pouze pojízdné schůdky, které se velmi rychle přesouvají v pracovním prostoru.

Vápenopískové bloky KS-QUADRO E jdou však mnohem dále. Je do nich možné integrovat rozvody elektřiny, stěnové vytápění, či rozvody vody, aniž by se muselo cokoliv sekat.

## 6 Co všechno tvoří systém KS-QUADRO

**KS-QUADRO** – plné formáty 500 x 500 mm, doplňující formáty, vyrovnávací bloky Kimmsteine

**KS-QUADRO** – systémové překlady

**KS-QUADRO E** – systémové řešení vertikálních průběžných elektrokanálů v rastru po 125 mm

**KS-QUADRO ETRONIC** – s integrovaným horizontálním vedením elektroinstalací, které je trvale přístupné po dobu životnosti domu, připravené kdykoliv pro změnu elektroinstalace

**KS-QUADRO THERM** – systém pro vytápění a chlazení zdí, jak v létě, tak v zimě

**KS-QUADRO POLIERT** – systém s politurovanou povrchovou vrstvou pro nejvyšší estetické nároky na pohledové zdivo

**KS-QUADRO PLAN** – spárořez pro přesné osazování jednotlivých prvků do zdiva, optimalizace zdiva od specialistů Zapf Daigfuss šetří mnoho práce na staveništi



Obr. 9 KS-QUADRO POLIERT

### 7 Hlavní výhody KS-QUADRO E – shrnutí

- nárůst podlahové a užité plochy díky štíhlým konstrukcím až o 10 %;
- vysoká únosnost zdiva – vyráběné třídy pevnosti min. 15 MPa a dále pak 20, 25, 30 MPa;
- možnost výstavby vícepodlažních stěnových systémů – bez použití ŽB skeletů
- díky vysokým objemovým hmotnostem vysoké neprůzvučnosti při zachování štíhlosti zdiva, splňuje KS-QUADRO požadavek normy ČSN 730532 na neprůzvučnost mezibytových stěn  $R_{w} = 53$  dB již od 200 mm tloušťky stěny
- vysoká objemová hmotnost zabezpečuje také vysokou akumulaci, až několikanásobnou oproti jiným zdicím materiálům; to zaručuje vysokou letní stabilitu vápenopískových objektů, využívanou zejména u pasivních domů;
- vysoká rychlost strojního zdění – rychlost zdění od 4 m<sup>2</sup>/hod. v libovolné tloušťce
- možnost integrování stěnového vytápění – systém KS-QUADRO *THERM*,
- možnost integrování elektroinstalace – systém KS-QUADRO *E*, KS-QUADRO *ETRONIC* bez sekání drážek
- přesnost zdiva umožňuje použití tenkovrstvých omítek;
- vysoké objemové hmotnosti (KS-QUADRO se vyrábí v objemových hmotnostech 1 800 kg/m<sup>3</sup>, 2 000 kg/m<sup>3</sup> a 2 200 kg/m<sup>3</sup>) zaručují také ochranu lidí v budovách proti elektrosmogu
- díky jasné chemické mikrostruktuře je zaručeno velmi dobré mikroklima ať již vlhkostní, ale také již zmíněné akustické a tepelné
- velmi nízká spotřeba primární energie na výrobu vápenopískového materiálu 191 kWh/t činí z tohoto materiálu velmi ekologickou stavební hmotu, která šetří životní prostředí.

### 8 Závěr

Strojní zdění KS-QUADRO si jistě i v České republice nachází stále více příznivců. Rychlost a efektivnost tohoto systému je těžko překonatelná, nyní je již na české odborné veřejnosti – na architektch, projektantech, stavebních firmách a stavebnících, aby dokázali všechny přednosti systémů, které se v SRN používají již řadu let, také využít.

Zatímco v ČR se strojní zdění teprve učíme, v Německu již probíhá velmi intenzivní výzkum a přechod na úplné robotické zdění. V blízké budoucnosti bude docházet k úplnému nahrazení lidské síly roboty, kteří dříve byli myslitelní pouze v automobilovém průmyslu. V ČR se zatím stále spíše spoléháme na lidskou sílu levných zahraničních pracovníků, ale to je již přežitá záležitost. Pokud chceme být modernější a efektivnější, měli bychom se rychleji učit nejnovějším trendům, přicházejícím zejména z německy mluvících zemí.

Firma Zapf Daigfuss dodává vápenopískové zdivo Kalksandstein do České republiky již přes 15 let a určitě bude docházet k dalšímu nárůstu kvalitních projektů.

### 9 Odkazy, zdroje

Veškeré poradenství k systému KS-QUADRO poskytuje Kalksandstein CZ s. r. o.: [www.kalksandstein.cz](http://www.kalksandstein.cz)

Výrobce Zapf Daigfuss: [www.zapf-ks.de](http://www.zapf-ks.de)

Ke strojnímu zdění je možné shlédnout několik krátkých filmů, které demonstrují všechny výhody velmi názorně na: <https://www.kalksandstein.cz/galerie/video>



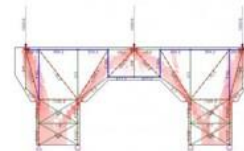
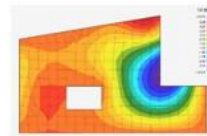
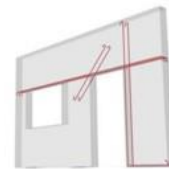
## NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ V KONTEXTU EUROKÓDU 2

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.  
Stavební fakulta ČVUT v Praze

### REVIZE EN PRO NAVRHOVÁNÍ

#### Důvody pro revizi

- rozvoj stávajících a vývoj nových metod navrhování konstrukcí;
- vývoj nových materiálů a jejich kombinací;
- hodnocení, úpravy a zesilování existujících konstrukcí;
- zvýšení požadavků na robustnost konstrukcí;
- zjednodušení používání norem;
- zahrnutí ISO norem do systému EN.



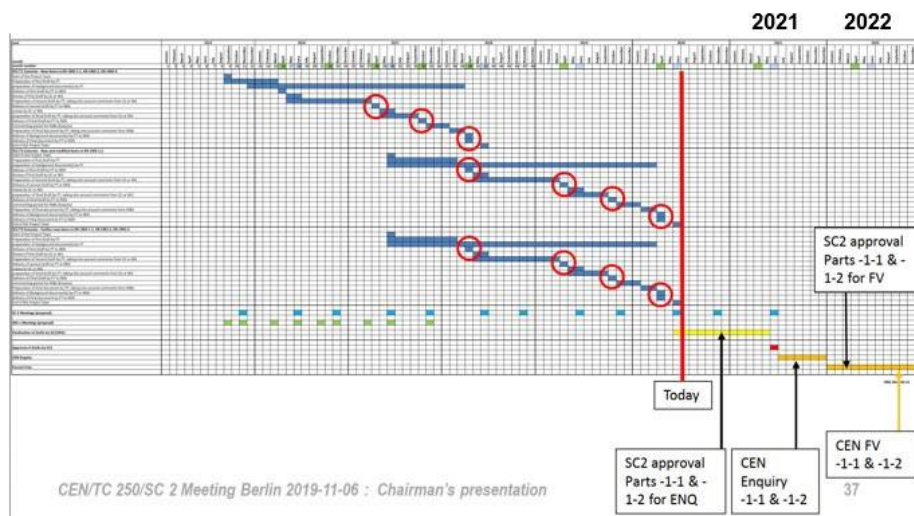
## Rozsah revize

- Všechny EN pro navrhování (1990 až 1998)
- Příprava EN 1999 (konstrukční sklo)

## Časový rámec prací (EN 1992)

- EN 1992-1-1 je ve fázi připomínkování 5. draftu (k dispozici je návrh kompletního základního textu a příloh)
- EN 1992-1-2 je kompletní pro finální připomínky
- Konec této fáze je plánován na 05/2021

## Časový plán revize EN 1992



## Časový plán revize EN 1992

- **Road-Map to national implementation of 2<sup>nd</sup> generation EN 1992:**

- Target date of availability of 2<sup>nd</sup> generation EN 1992: 2023-01
- NSBs develop National Annexes to 2<sup>nd</sup> generation EN 1992
- Date of publication of 2<sup>nd</sup> generation EN 1992: .....national choice .....
- Target date of availability of last 2<sup>nd</sup> generation Eurocode: 2025-12
- Target date of withdrawal of 1<sup>st</sup> generation Eurocodes: 2028-01

	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027
Drafting EN 1992-1-1 & 1992-1-2	█	█	█	█	█							
Preparation & CEN Enquiry						█						
Revision & Formal Vote							█					
Availability EN 1992-1-1 & -1-2								▲ DoV				
National Annexes									█	█	█	█
Publication by NSB (DoP)								?	?	?	?	?
Withdrawal of current Eurocodes												DoW ▲

today

- Použití kompletního souboru EN 2.0 bude možné až po dokončení celého souboru (?2028?)
- Tvorba 2. generace EN však přináší podrobný rozbor problematiky stávajícího přístupu a umožňuje využití nových znalostí v rámci stávajícího znění EN a trvale platných principů

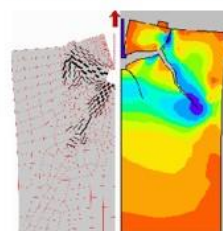
## ZÁKLADNÍ PRINCIPY NAVRHOVÁNÍ

### Předpoklady použití EN 1992

- Konstrukce je navržena **kvalifikovaným a zkušeným inženýrem**
- Použité materiály jsou v souladu s ostatními EN
- Konstrukce je řádně a kvalitně provedena (viz EN 13670) – **kvalifikovaný a zkušený zhotovitel**
- Konstrukce je užívána v souladu s předpoklady návrhu
- **Konstrukce je kontrolována a udržována v pravidelných intervalech**

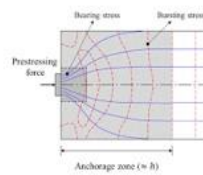
### Specifika návrhu betonových konstrukcí

- Beton je heterogenní materiál – působení betonu silně ovlivňuje postupy analýzy a návrhu konstrukce
- Betonové konstrukce vykazují značné odchylky v důsledku postupu výroby/výstavby a jeho kontroly (pevnosti, moduly pružnosti)
- Pro řadu teoreticky možných podrobných výpočtů nelze získat relevantní vstupní údaje => nutno využívat zjednodušené výpočty

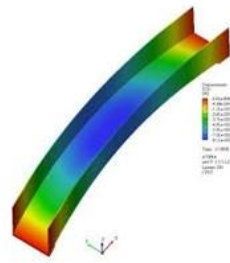


## Specifika návrhu betonových konstrukcí

- Řadu jevů nelze jednoduše analyzovat  
=> konstrukční zásady



- Řada jevů se v betonových konstrukcích běžně nevyskytuje (boulení v tlaku, ve smyku) u moderních konstrukcí na ně je ale nutno pamatovat!



## ZÁKLADNÍ POŽADAVKY NA NÁVRH KONSTRUKCE

- **Odolnost**
- **Spolehlivost**
- **Použitelnost**
- **Trvanlivost**
- **Robustnost**



## Odolnost materiálů (MSÚ)

### Beton

- Základní pevnosti odpovídají stávajícímu systému

		Strength classes for concrete														Analytical expressions	
		C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90	C100	
$f_{ck}$	MPa	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100	
$f_{cm}$	MPa	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{MPa}$
$f_{cm}$	MPa	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,3	4,5	4,7	4,9	5,1	$f_{cm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (Class $\leq$ C50) $f_{cm} = 1,1 \cdot f_{ck}^{1/3}$ (Class $>$ C50)
$f_{ck,0.05}$	MPa	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	3,7	$f_{ck,0.05} = 0,7 \cdot f_{cm}$ (5%-fractile)
$f_{ck,0.95}$	MPa	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	6,8	$f_{ck,0.95} = 1,3 \cdot f_{cm}$ (95%-fractile)

- Modul pružnosti** pro výpočet pružných deformací se stanoví ze vztahu:

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3}$$

$k_E$  se uvažuje <5;13> podle druhu kameniva

- Pevnost betonu v tlaku** se stanoví ze vztahu:

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$\eta_{cc}$  je součinitel zohledňující rozdíl v napjatosti ve vzorku pro stanovení  $f_{ck}$  a v reálné konstrukci

$$\eta_{cc} = \left( \frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1$$

$k_{tc}$  je součinitel zohledňující vliv velikosti a doby působení zatížení na konstrukci ( $k_{tc} \leq 1$ )

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

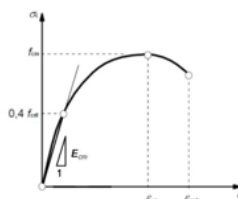
$$k = 1,05 E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$$

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$$

$$|\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}|$$

$$\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,311/3} \leq 2,8 \text{‰}$$

$$\epsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 \left( 1 - \frac{f_{cm}}{100} \right)^4 \leq 3,5 \text{‰}$$



- **Pevnost betonu v tahu** se stanoví ze vztahu:

$$f_{ctd} = k_{tt} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

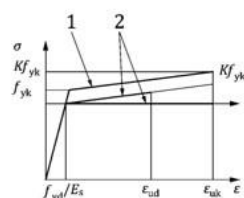
$k_{tt}$  je součinitel zohledňující vliv velikosti a doby působení zatížení na konstrukci ( $k_{tc} \leq 0,8$ )

### Betonářská výztuž

Platí pro běžnou i korozivzdornou ocel

Properties for stress-strain-diagram (Fig. 5.2)	Reinforcing steel strength class					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
characteristic value $f_{yk}$ [MPa]	400	450	500	550	600	700

**NOTE:** All strength classes apply unless the National Annex excludes specific classes. Intermediate strength classes **can** be used.



$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{and} \quad f_{yd} = f_{0,2k} / \gamma_s,$$

$$E_{s,steel} = 200 \text{ GPa}$$

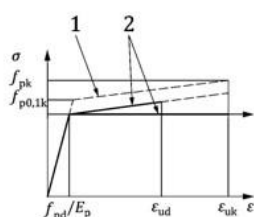
$$E_{s,anticor} = 150 \text{ GPa}$$

$$a_{s,steel} = 10 \cdot 10^{-6}$$

$$a_{s,anticor} = 15 \cdot 10^{-6}$$

### Předpínací výztuž

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$



Properties in stress-strain-diagram (Fig. 5.3) (characteristic values)	(a) Wires <sup>a)</sup>			
	Y1570	Y1670	Y1770	Y1860
yield strength $f_{p0,1k}$ [MPa]	1380	1470	1550	1650
tensile strength $f_{pk}$ [MPa]	1570	1670	1770	1860
(b) Strands <sup>a)</sup>				
	Y1770	Y1860	Y1960	Y2060
yield strength $f_{p0,1k}$ [MPa]	1550	1650	1740	1810
tensile strength $f_{pk}$ [MPa]	1770	1860	1960	2060
(c) Bars <sup>a)</sup>				
	Y1030	Y1050	Y1100	Y1230
yield strength $f_{p0,1k}$ [MPa]	830	950	890	1080
tensile strength $f_{pk}$ [MPa]	1030	1050	1100	1230

<sup>a)</sup> In all strength classes, ductility value of  $k = (f_{pk}/f_{p0,1k}) = 1,1$  and characteristic strain at maximum force  $\epsilon_{tk} = 3,5 \%$ .

**NOTE 1:** All strength classes apply unless the National Annex excludes specific classes. Intermediate strength classes may be used.

**NOTE 2:** For requirements to classify steel products see [Annex C, section C.4](#).

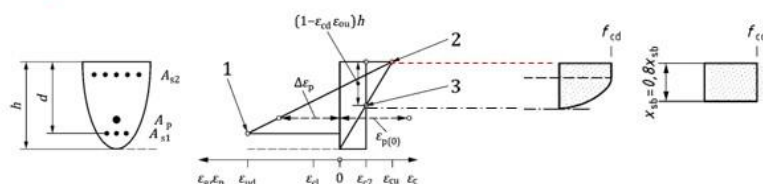
$$E_p = 190 \div 205 \text{ GPa}$$

$$a_p = 10 \cdot 10^{-6}$$

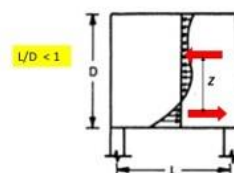
## Odolnost průřezů (MSÚ)

- Odolnost betonové konstrukce se stanoví na základě ověřených modelů chování průřezů a konstrukce
- Výstižnost modelu je zahrnuta do stanovení odolnosti

### Ohyb s normálovou silou



- Výpočet založen na jednoduchých předpokladech platných pro nosníky – pozor u vysokých prvků



- Minimální množství výztuže v ohýbaném prvku musí splňovat podmínku:

$$M_{R,\min}(N_{Ed}) \geq k M_{Cr}(N_{Ed})$$

kde

$M_{R,\min}$  je ohybová odolnost průřezu

$M_{Cr}$  je moment na mezi vzniku trhlin ( $f_{ctm}$ )

$k$  součinitel  $k = 1,0$  pro ŽB

$k = 1,15$  pro nesoudržné předpětí

- Pro čistý tah:

$$A_{s,\min} = A_c f_{ctm}/f_{yk}$$



## Ovinutý beton

- Zvýšení tlakové pevnosti betonu vlivem ovinutí:

$$\Delta f_{cd} = 4\sigma_{c2d} \quad \text{for } \sigma_{c2d} \leq 0,6f_{cd}$$

$$\Delta f_{cd} = 3,5\sigma_{c2d}^{3/4} f^{1/4} \quad \text{for } \sigma_{c2d} > 0,6f_{cd}$$

$$\sigma_{c2d} = \frac{2A_{s,conf} f_{yd}}{b_{cs} \cdot s}$$

(8.4a) for circular and square members in compression with single confinement reinforcement (Fig. 8.3a, b, c)

$$\sigma_{c2d} = \frac{2A_{s,conf} f_{yd}}{\max(b_{csx}, b_{csy}) \cdot s}$$

(8.4b) for rectangular members in compression with single confinement reinforcement ( $b_{csx}$  and  $b_{csy}$  according to Fig. 8.3d)

$$\sigma_{c2d} = \min\left(\frac{\sum A_{s,confx}}{b_{csy}}, \frac{\sum A_{s,confy}}{b_{csx}}\right) \cdot \frac{f_{yd}}{s}$$

(8.4c) for members in compression with multiple confinement reinforcement (Fig. 8.3d)

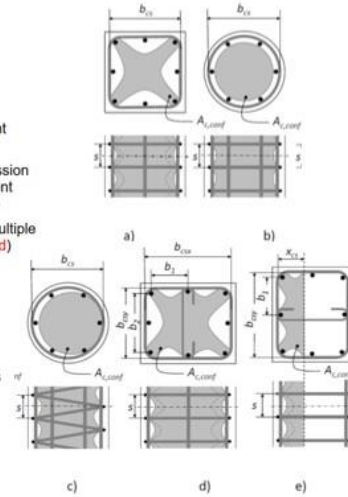
$$\sigma_{c2d} = \min\left(\frac{\sum A_{s,confx}}{b_{csy}}, \frac{A_{s,confy}}{x_{1a}}\right) \cdot \frac{f_{yd}}{s}$$

(8.4d) for compression zones (Fig. 8.3e)

Where:

- $A_{s,conf}$  is the cross sectional area of one leg of confinement reinforcement
- $b_{cs}$  is the width of the confinement core at confinement reinforcement (to its centreline, see Figure 8.3)
- $s$  is the spacing of confinement reinforcement

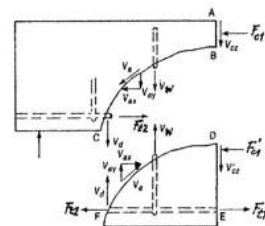
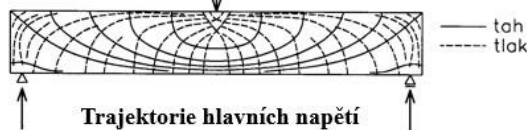
- Vzorce pro  $A_{c,conf}$  uvedeny v EN
- Možno použít ve všech případech
- Kompenzuje snížení pevnosti betonu v důsledku  $h_{cc}$



## Smyk

- Složitý případ namáhání, síly po vzniku trhliny přenášeny jak betonem tak výztuží
- Obecně nutno rozlišovat působení průřezu
  - Před vznikem trhliny (pružné působení)
  - Po vzniku trhliny

- Bez smykové výztuže
- Se smykovou výztuží



### Prvky bez trhlin (vč. prvků bez ohybové výztuže)

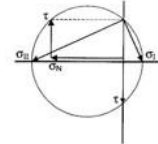
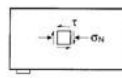
- Pouze v prvcích bez ohybových trhlin v MSÚ
- Pružné chování – posouzení založeno na klasické teorii pružnosti – odolnost dána pevností v hl.tahu

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_N}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_N}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

dosadíme – li

$$\sigma_N = \alpha_l \sigma_{cp} \text{ (tlak „+“) a } \tau = V_{Rd,c} \frac{S}{I \cdot b_w}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}$$



- Úprava podle EN

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc}$$

$$\tau_{cp} = 1,5 \cdot V_{Ed} / A_{cc}$$

$$\tau_{cp} \leq \tau_{Rd,pl}$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{ctd,pl} - 2 \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}$$

$$\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} : \quad \tau_{Rd,pl} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}}$$

$$\sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} : \quad \tau_{Rd,pl} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2}$$

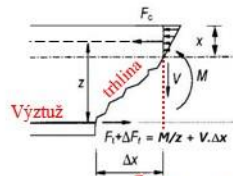
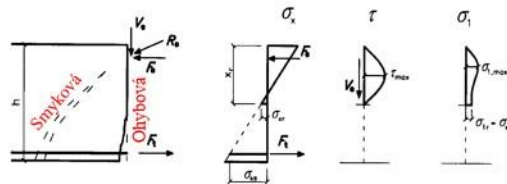
### Prvky bez smykové výztuže

- Založeno na pružném chování betonu v tlačené oblasti
- **Musí být zajištěn min. stupeň vyztužení na ohyb**

S ohybovou  
trhlinou:

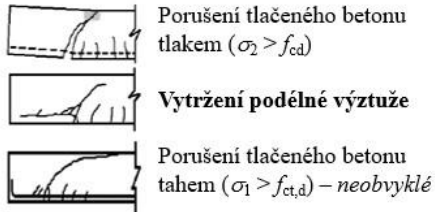


Se smykovou  
trhlinou:



Posun tahové síly  
vlivem smykové trhliny

• Způsoby porušení



• Smyková únosnost (ŽB prvky)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad \text{- prvek s podélnou výztuží}$$

$$\geq V_{Rd,c,min} = [0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + 0,15 \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad \text{- prvek bez pod. výztuže}$$

$$r_{Rd,c} = C_{Rd,c2} \left( 100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{sp}}{d} \right)^{1/3} \geq C_{Rd,c1} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{sp}}{d}}$$

• Pravidla pro vyztužení a návrh konstrukce

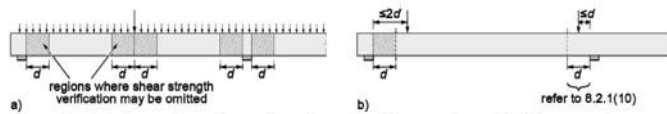
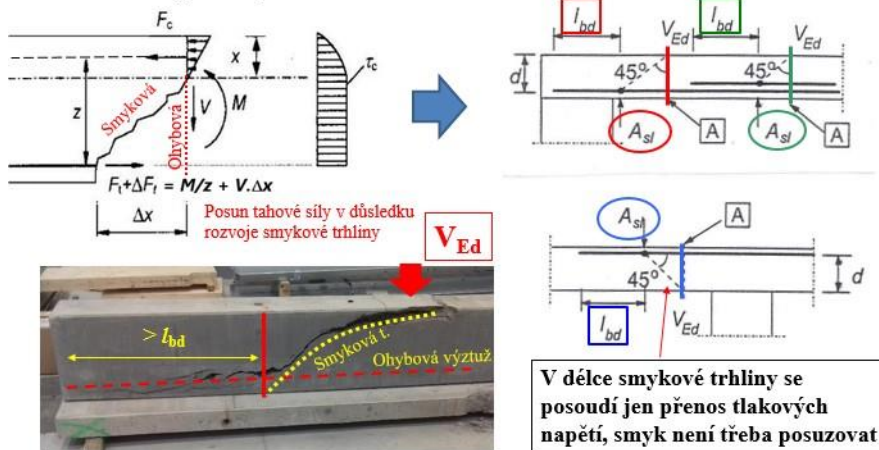
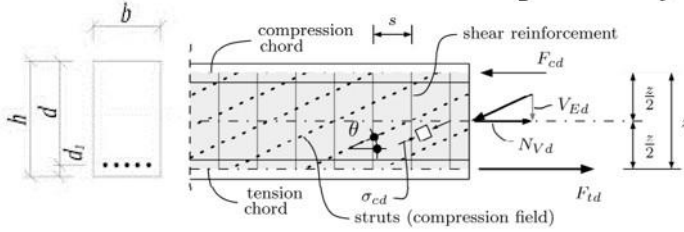


Figure 8.6: Regions where shear strength verification may be omitted in case of predominantly (a) distributed and (b) concentrated loads

## Prvky se smykovou výztuží

- Odolnost stanovena na základě příhradových modelů



$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{(\cot \theta + \tan \theta)}$$

→  $v = 0,5$

→  $v = \frac{1}{1.2 + 80 \cdot (\varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0.001) \cot^2 \theta)} \leq 1,0$

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_{st} + \varepsilon_{st}}{2} \geq 0$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{F_w}{A_s E_s}$$

$\varepsilon_{st} = 0$  if the flexural compression chord is in compression and

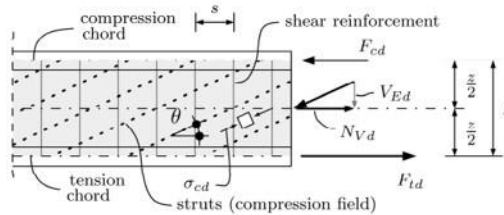
$\varepsilon_{st} = \frac{-F_{cd}}{A_s E_s}$  if the flexural compression chord is in tension ( $F_{cd} < 0$ )

### Stávající znění EN

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \tan \theta)$$

- Při návrhu nutno zohlednit přidavnou tahovou sílu vlivem smyku



$$N_{Vd} = |V_{Ed}| \cdot \cot \theta$$

This force may be added to both chords so that the chord forces  $F_{td}$  and  $F_{cd}$

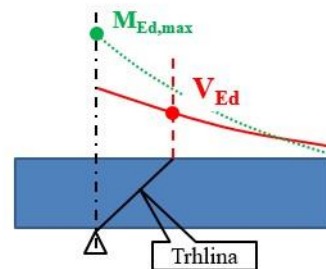
$$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2} \leq \frac{M_{Ed,max}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2}$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Vd} + N_{Ed}}{2}$$

where  $M_{Ed,max}$  is the maximum moment along the member.

### Stávající znění EN

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$  se nemá uvažovat větší než  $M_{Ed,max}/z$ , kde  $M_{Ed,max}$  je největší prostá hodnota momentu v příslušném úseku nosníku s momentem stejného znaménka.



Pozor u  
pohyblivého  
zatížení

- Minimální smykové vyztužení:

$$\rho_{w,min} = A_{sw,min}/(s b_w \sin\alpha) = 0,08 (f_{ck}^{0,5}/f_{yk})$$

kde  $\rho_w$  je stupeň smykového vyztužení,  $\rho_w$  nemá být menší než  $\rho_{w,min}$ ;

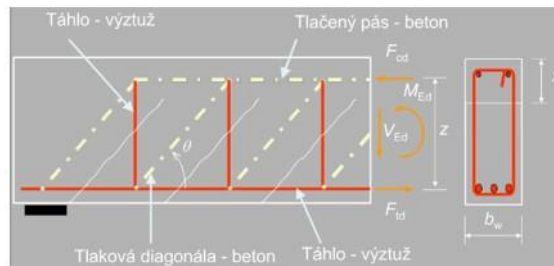
$A_{sw}$  plocha smykové výztuže v délce  $s$ ;

$s$  osová vzdálenost smykové výztuže, měřená ve směru podélné osy prvku;

$b_w$  šířka stěny průřezu prvku;

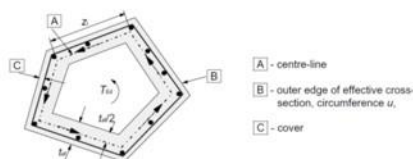
$\alpha$  úhel, který svírá smyková výztuž s podélnou osou prvku (viz 9.2.2 (1)).

- U smykové výztuže je rozhodující i její uspořádání



### Kroucení

- Pro výpočet je zásadní tvar náhradního průřezu
- Po vzniku trhlin uvažován náhradní tenkostěnný průřez



Rostoucí  $d/b \Rightarrow t_{ef}$  jde k 0,5b



$$\tau_u t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}$$

$$t_{ef} = A/u$$

$$V_{Ed,i} = \tau_u t_{ef,i} Z_1$$

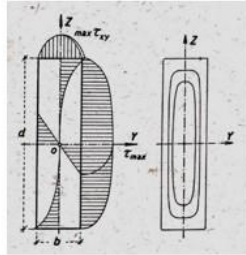
$$T_{Rd,max} = 2A_k \cot\theta \frac{A_{sw}}{s} f_{yt}$$

$$T_{Rd,i} = \frac{2A_k}{u \cot\theta} \sum A_{s,i} f_{yt}$$

$$T_{Rd,max} = \frac{2v f_{cd} t_{ef} A_k}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}}$$

$$v = 0,40$$

- Před vznikem trhlin nutno uvážit odpovídající rozdělení napětí (podle pružnosti) – souvisí se vznikem smykových trhlin v MSÚ!
- Moment na mezi vzniku trhlin např. podle Saint-Venanta



$$T_{Rd,c} = f_{ctd} \cdot k_{tor} \cdot t^2 \cdot d (1 + \sigma_{c,x} / f_{ctd})^{0,5}$$

kde:

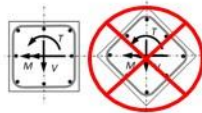
$$k_{tor} = 0.20817 + 0.05 \ln(d/t)$$

$$\sigma_{c,x} = N_{Ed} / A_c \text{ normálové napětí}$$

$$t, d \text{ rozměry průřezu } (d > t)$$

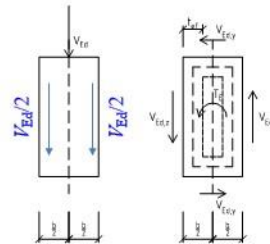
### Kombinace namáhání

- Stávající EN nemůže být použita ve všech případech



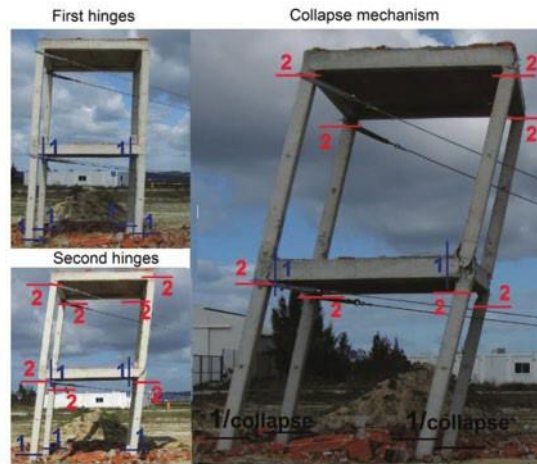
- Obecně lze použít kombinační vztah:  $\sum \left( \frac{S_{Ed}}{S_{Rd}} \right)_i \leq 1$
- Mají se samostatně posuzovat kombinace **M+N+T** a **V+N+T**

- Často řešena kombinace **T+V** možno řešit zjednodušeně převedením na smyk v průřezu



## Odolnost konstrukce (MSÚ)

- Obvykle se jedná o únosnost rozhodujícího průřezu NK
- V případě potřeby se provede plastická analýza kce



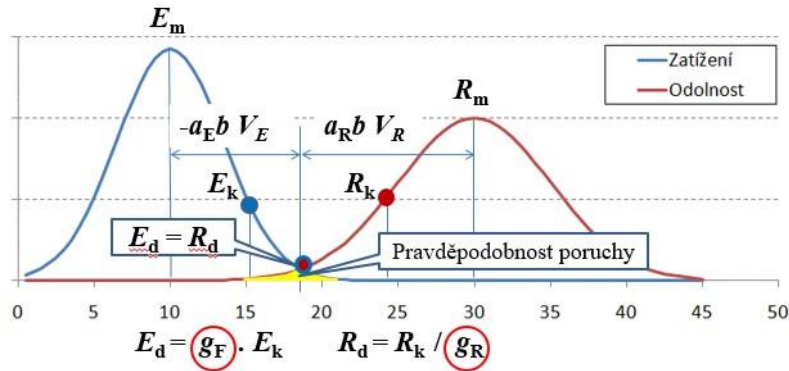
- Pozor nutno dát u konstrukcí s nízkou duktilitou, kde hrozí náhlý kolaps konstrukce (křehký lom)
- Při návrhu nutno zajistit min. množství výztuže z hlediska rozvoje trhlin před kolapsem a zajištění rotační kapacity kritických průřezů
- Různé způsoby porušení vyžadují různou úroveň bezpečnosti proti vzniku (v závislosti na možnosti rozvoje plastické deformace prvku/konstrukce)



## Zajištění spolehlivosti

- Pro návrh podle EN se použije **metodika mezních stavů** aplikovaná pomocí **metody dílčích součinitelů**

$$\underline{E}_k \cdot \underline{g}_F \leq \underline{R}_k / \underline{g}_R$$



### Levá strana (účinky zatížení)

- Charakter zatížení (umístění, geometrie)
- Návrhová doba životnosti
- Požadovaná spolehlivost (míra následků)

### Pravá strana (odolnost)

- Charakteristiky použitých materiálů
- Charakteristiky průřezů (geometrie, ...)
- Návrhová doba životnosti
- Požadovaná spolehlivost (míra následků)

**Řada faktorů se projevuje na obou stranách!**



- Dílčí součinitele jsou aplikovány jak na zatížení, tak na odolnost
  - složitější pro správné stanovení v návaznosti na skutečné podmínky
  - možnost lépe diferencovat jednotlivé vlivy a vlastnosti konstrukce/materiálů
- Dílčí součinitele spolehlivost pro betonové konstrukce

Design situations /	$\gamma_c$ for concrete	$\gamma_s$ for reinforcing steel	$\gamma_s$ for prestressing steel
Limit states			
Persistent & Transient design situation	1,50	1,15	1,15
Fatigue design situation	1,50	1,15	1,15
Accidental design situation	1,20	1,00	1,00
Serviceability limit state	1,00	1,00	1,00

Note: The partial factors for materials given in Table 4.3N correspond to geometrical deviations of Tolerance Class 1 and Execution Class 2 in EN 13670.

- Připouští se úprava dílčích součinitelů na základě vhodných opatření (měření odchylek, pevnosti apod.)

(4) The modified partial factors may be calculated as:

$$\gamma_{Mk} = \frac{\exp(\alpha_{Mk} - \beta_{Mk} - V_{Mk})}{\mu_{Mk}}$$

where  
 index M is S for reinforcement and C for concrete in compression;  
 $\alpha_{Mk}$  is the sensitivity factor for resistance according to Table A.2(NNDP);  
 $\beta_{Mk}$  is the target value for the 50-year reliability index according to Table A.2(NNDP);  
 $V_{Mk}$  is the coefficient of variation of the resistance which may be calculated from  

$$V_{Mk} = \sqrt{\sum_{i=1}^n V_i^2}$$
 (A.2)  
 where  $V_i$  are the coefficient of variation of all uncertainties defined in Table (A.1),  $n = 3$  for the reinforcement and  $n = 4$  for the concrete;  
 $\mu_{Mk}$  is the bias factor of the resistance which may be calculated from the product of all bias factors  

$$\mu_{Mk} = \prod \mu_i$$
 (A.3)  
 where  $\mu_i$  are the bias factors of all uncertainties defined in Table (A.1).

Table A.1 – Statistical data assumed for the calculation of partial factor defined in Table 4.3(NNDP)

	Coefficient of variation $V_i$	Bias factor $\mu_i$
<b>Partial factor for reinforcement <math>\gamma_s</math></b>		
Yield strength $f_y$	0,045	$f_{yk} / f_{yk} = 1,077^{(a)}$
Effective depth $d^{(b)}$	0,050 <sup>(c)</sup>	0,95 <sup>(c)</sup>
Model uncertainty	0,045	1,09
Coefficient of variation of resistance	$V_{sk} = 0,081$	$\mu_{sk} = 1,112$
<b>Partial factor for concrete <math>\gamma_c</math></b>		
Compressive strength $f_c$ (control specimen)	0,100	$f_{ck} / f_{ck} = 1,18^{(d)}$
In-situ factor $\gamma_{cs} = f_{cm} / f_{ck}$	0,120	0,90
Concrete area $A_c$	0,040	1,00
Model uncertainty	0,070 <sup>(e)</sup>	1,06 <sup>(e)</sup>
Coefficient of variation of resistance	$V_{ck} = 0,176$	$\mu_{ck} = 1,126$

a) These values are consistent with the assumed coefficient of variation assuming  $f_{yk}/f_{yk} = \exp(1,645V)$ .  
 b) The partial factor  $\gamma_s$  is calibrated for the case of pure bending according to 5.2.4 and 5.1.  
 c) These values are valid for  $d = 200$  mm.  
 For other effective depths:  $V_d = 0,05200(d/200)^{0,2}$  and  $\mu_d = 1 - 0,05200(d/200)^{0,2}$ .  
 d) In-situ factor  $\gamma_{cs}$  accounts for the difference between the actual in-situ concrete strength in the structure  $f_{cm}$  and the strength of the control specimen  $f_c$ . For strength  $f_{cm}$  assessed on extracted  $\geq 1$  cores according to EN 12390-1, see (7). The difference between  $f_{cm}$  and  $f_{ck}$  is related to the damage during extraction of the cores.  
 e) The partial factor  $\gamma_c$  is calibrated for the case of axial compression according to 5.1.6 and 5.1.

### 1992-1-1 : 2004

Partial factor $\gamma_s$	$V_i$	$\mu_i$
Yield strength $f_y$	0,040	$f_{yk} / f_{yk} = 1,068$
Geometric uncertainty	0,050	1,0
Model uncertainty	0,025	1,0
	$V_{sk} = 0,069$	$\mu_{sk} = 1,068$
<b>Partial factor <math>\gamma_c</math></b>		
Compressive strength $f_c$	0,150	$f_{cm} / f_{ck} = 1,28$
In-situ factor $\gamma_{cs} = f_{cm} / f_c$	0	0,85
Geometric uncertainty	0,050	1,00
Model uncertainty	0,050	1,00
	$V_{ck} = 0,166$	$\mu_{ck} = 1,087$

- Jako příklad lze použít součinitel materiálu pro výztuž

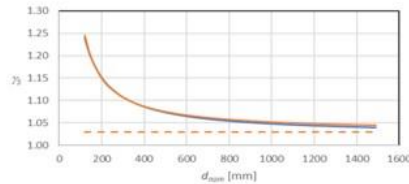
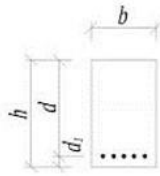


Figure 1: required partial safety factor as a function of the effective depth (assuming  $\beta_{target} = 3.8$  and  $\alpha_S = 0.8$  for persistent and transient design situations)

## Závěry

- Normy pro navrhování slouží k prokázání spolehlivosti navržené konstrukce, nikoliv k návrhu její koncepce
- Návrh konstrukce musí odpovídat účelu a statickému působení konstrukce a musí odpovídajícím způsobem zohledňovat všechny vlivy působící na stavbu => **role inženýra**
- Stávající předpisy pro betonové konstrukce odpovídají při správném použití dlouhodobým zkušenostem a požadavkům kladeným na návrh betonových konstrukcí

## Literatura a zdroje

- *ČSN EN 1992-1-1: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ed. 2, ČAS, 2019
- *prEN 1992-1-1:2020 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures (D5)*; (Final draft of June 2020 by the Project Team SC2.T1 working on Phase 1 of the CEN/TC 250 work programme under Mandate M/515)
- Procházka, J.; Krátký, J.: *Betonové konstrukce. Technologie a navrhování nepředpjatých prvků*, ISBN 80-01-00135-0; Ediční středisko ČVUT Praha 1991
- Procházka, J.; Krátký, J.: *Navrhování betonových prvků podle Eurocode 2*, ISBN 80-01-01260-3; Ediční středisko ČVUT Praha 1998
- Zilch, K. ; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage, ISBN 978-3-540-70637-3, Springer-Verlag, 2010
- Fotografie - archiv autorů a webové zdroje

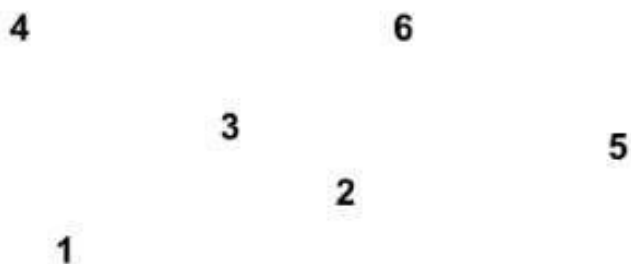
**Děkuji za pozornost**

## TAKTO SE STAVÍ DNES S PREFABRIKÁTY FIRMY DENNERT

Ing. Jiří Zacharda, Michal Zacharda



## X CON – moderní stavba



**1)BASE sklepní systém - prefabrikovaný sklepní stěnový systém.**

Prefabrikovaný sklep je smontovaný z plných masivních stěn v několika hodinách, protože je vyrobený přesně na míru daného projektu.

**2)DX stropní systém – nepředpínaný prefabrikovaný stropní systém.**

Železobetonový nepředpínaný rovinný stropní systém. Již z výroby řešené rozdílné zatížení, průvlaky integrované do stropu, otvory v libovolných velikostech, balkóny s přerušeným tepelným mostem, napojení schodiště přímo řešené ve stropnici.

**3)STEP schodišťový systém - prefabrikovaný modulový schod.**

**systém.** Přesná typová i zakázková schodišťová ramena přímá, o ¼ nebo 2 x ¼ zalomená, točitá, vnitřní, venkovní, podesty a mezipodesty. Cca 18 000 typových řešení.

**4)KX stěnový systém - prefabrikovaný stěnový systém.**

Rozměrově přesné prefabrikované stěny jsou vyrobené na základě Vašich plánů. Masivní, suché, rychle smontované a nákladově efektivní.

**5)Typové a doplňkové prefabrikované prvky – překlady hotové (RS) nebo s vyčnívající výztuží pro betonáž na stavbě, sloupky kulaté a pravoúhlé (RUS, RES), ...**



**6)ATMOS kominový systém - prefabrikovaný kominový systém.**

Inovativní kominové těleso v jednom kuse ATMOS je vyrobené dle požadavku stavby, rychlá montáž.

**1. BASE sklepní systém – prefabrikovaný sklepní stěnový systém**



**Materiálové charakteristiky**

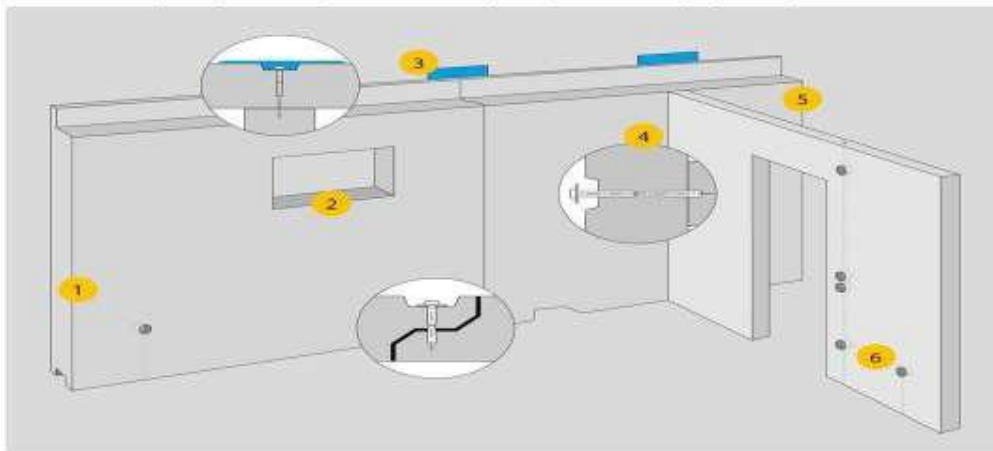
beton min. třídy C 25/30 XC4 XF1 pro vnější stěny (obvodové), XC1 pro vnitřní stěny (příčkové), atypicky i C 30/37  
betonářská ocelová výztuž B 500 A  
beton min. třídy C 20/25 pro základovou drážku / patku pro uložení stěn

**Základní technické parametry**

Tloušťka (cm): 17,5 a 21,0 pro vnější stěny (obvodové); 13,2 a 17,5 pro vnitřní stěny (příčkové i nosné)  
Délka (cm): maximálně do 730,0  
Výška (cm): 225 – 238,5 – 250 – 262,5 – 275,0 – 287,5 .... atypicky až do 340,0  
Min. výška překladové části stěny nad otvory (cm): 19  
Výška věncové části stěn (cm): 20  
Třída požární odolnosti: REI 30 – REI 90  
Vážená lab. neprůzvučnost  $R'_{w}$  (dB): 51,0

Typ izolace: izolační systém WDV (Dennert), minerální pěnové desky (Dennert), extrudovaný polystyren XPS  
Tloušťka izolace (cm): 14 – 20

## 1. BASE sklepní systém – prefabrikovaný sklepní stěnový systém



### Přednosti a možnosti systému BASE

1. díky užším stěnám je možno dosáhnout většího obytného prostoru místnosti
2. různé otvory a prostupy pro okna, dveře, ventilaci jsou prováděny přesně dle projektu přímo ve výrobě
3. rychlá a odborná montáž stěn je prováděna na čas odborníky výrobce (1 podlaží domu cca. za 1 den)
4. inovativní systém speciálních spojovacích šroubovaných zámek
5. vysoká přesnost a rovinnost vnitřních stran panelů – není nutné provádění omítek nebo jiného obložení stěn, stačí silikonová stěrka SIL - DX pro uzavření spár, poté již pouze speciální malířská tkanina nebo použití tapet
6. z výroby rovněž zabudovány různé chráničky, prostupy, vzduchovody či elektro skříňky dle projektu
7. **MINIMALIZACE** mokrého procesu při montáži - není nutné čekat na vytvrdnutí a vyschnutí stěn
8. stěny jsou okamžitě po montáži plně nosné a zatížitelné a lze tedy ihned pokračovat ve stavbě nad nimi např. pokládkou a montáží stropů DX Decke

## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém



### Materiálové charakteristiky

- betony tříd C 50/60 XC1, stupeň vlivu prostředí XC3 pro konzolové desky
- betonářská ocelová výztuž B 500 A
- závlivkový beton min. třídy C 25/30 XC3  $D_{max}$  8 mm pro zalití spár a věnce

### Základní technické parametry

- Tloušťka (cm): 20,0 (DX 20) nebo 24,0 (DX 24) pro dutinové panely, 16,0 – 30,0 pro plné desky  
Šířka (cm): 43,0 (2 dutiny) - 224,5 (13 dutin) pro dutinové panely, až do 300,0 pro plné desky  
Délka (cm): do 700 (v extrémních případech až do 740) pro dutinové panely, až do 700 pro plné desky  
Provozní zatížení: do 5,0 kN/m<sup>2</sup> (na zakázku i více než 5,0)  
Vlastní hmotnost stropu: DX 20: 3,25 kN/m<sup>2</sup>, až 5,0 kN/m<sup>2</sup> pro plné desky  
(včetně závlivky spár a věnce) DX 24: 4,25 kN/m<sup>2</sup>, až 6,0 kN/m<sup>2</sup> pro plné desky  
Minimální krytí výztuže: 15 mm pro rozdělovací výztuž, 21 mm pro nosnou výztuž  
Třída požární odolnosti: REI 30 - REI 90

## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém



### Přednosti a možnosti stropního systému DX

1. možnost zabudovaného systému stropního vytápění a chlazení (DX THERM) nebo systému pro vzduchotechniku (DX AIR)
2. možnost využití dutin panelů pro vedení elektro. a jiných rozvodů nebo jako skrytých průvláček při zaplnění a přivytvození dutin
3. patentovaný systém vysokopevnostních tahových stropních zámků DX spojí systém z panelů do jedné trvale provázané stropní desky
4. vysoká přesnost a rovinnost spodní strany panelů – není nutné provádění omítek nebo jiného obložení stropu, stačí silikonová stěrka SIL - DX pro uzavření spár, poté již pouze speciální malířská tkanina nebo použití tapet
5. dle požadavků projektu jsou v panelech připraveny prostupy, otvory a dutiny např. pro kanalizační svody, osvětlení nebo reproduktory
6. až o 10 % lepší zvuková izolace oproti klasickým skládaným stropním konstrukcím
7. minimalizace mokrych procesů při montáži, prováděna jen záливka spár a věnce – není nutné čekat na vytvrdnutí

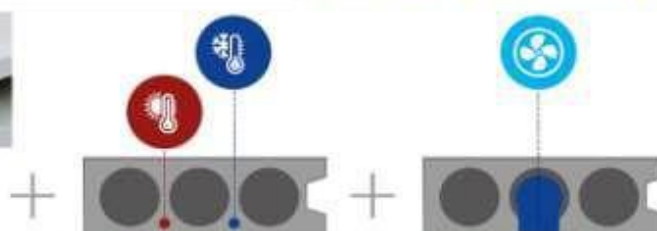
## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

1. možnost zabudovaného systému stropního vytápění a chlazení (DX THERM) nebo systému pro vzduchotechniku (DX AIR)



DX stropí, ve výrobním závěsě montovaný hotový strop z betonu.



• Chlazení / topení. Celoplošný zabetonovaný trubkový systém účinný z DX-stropí vysoké účinné stropní topení a chlazení s mnohá výhodami.

• Větrání, ve výrobním závěsě přesně dle plánu namontované výtopy z DX-stropí umožňují jednoduchou a efektivní montáž větracích trubek.

## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém



### Přednosti a možnosti stropního systému DX

2. možnost využití dutin panelů pro vedení různých elektro a jiných rozvodů nebo jako skrytých průvlaků při zaplnění a přivytužení dutin

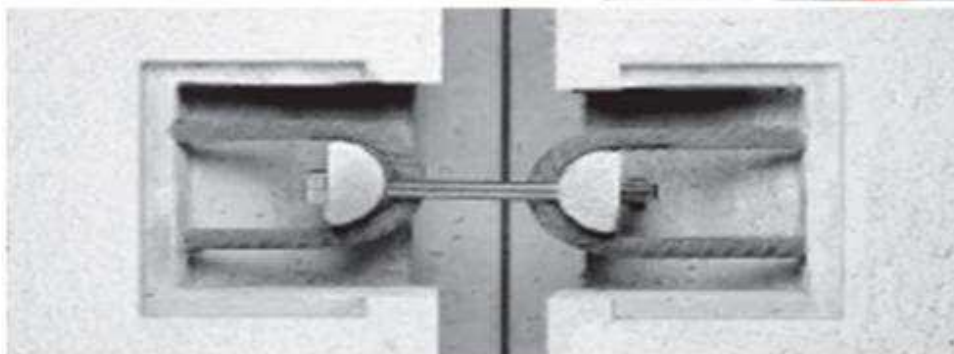


## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém



### Přednosti a možnosti stropního systému DX

3. patentovaný systém vysokopevnostních tahových stropních „zámků“ DX spojí systém z panelů do jedné trvale provázané stropní desky





## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

4. vysoká přesnost a rovinnost spodní strany panelů, není nutné provádění omítek nebo jiného obložení stropu, stačí silikonová stěrka SIL - DX pro uzavření spár, poté již pouze speciální malířská tkanina nebo použití tapet



## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

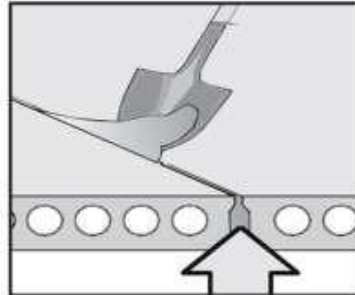
5. dle požadavků projektu jsou v panelech připraveny prostupy, otvory, vybrání a dutiny např. Pro kanalizační svody, osvětlení nebo reproduktory



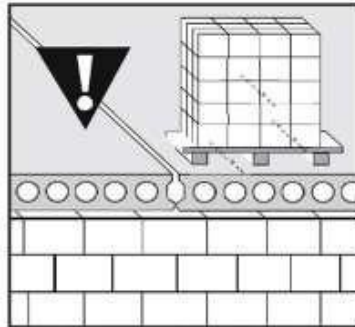
## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

7. minimalizace mokrých procesů při montáži, prováděna pouze zálivka spár a věnce, není nutné čekat na vytvrnutí a vyschnutí stropu



8. strop je okamžitě po montáži plně nosný a zatížitelný a lze tedy ihned pokračovat ve stavbě pod i nad ním



## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

9. rychlá a odborná montáž bez nutnosti podpěr stropu je prováděna přesně na čas odborníky přímo od výrobního spol. (cca. 2 hod. na 1 patro RD - cca. 100 m<sup>2</sup>)



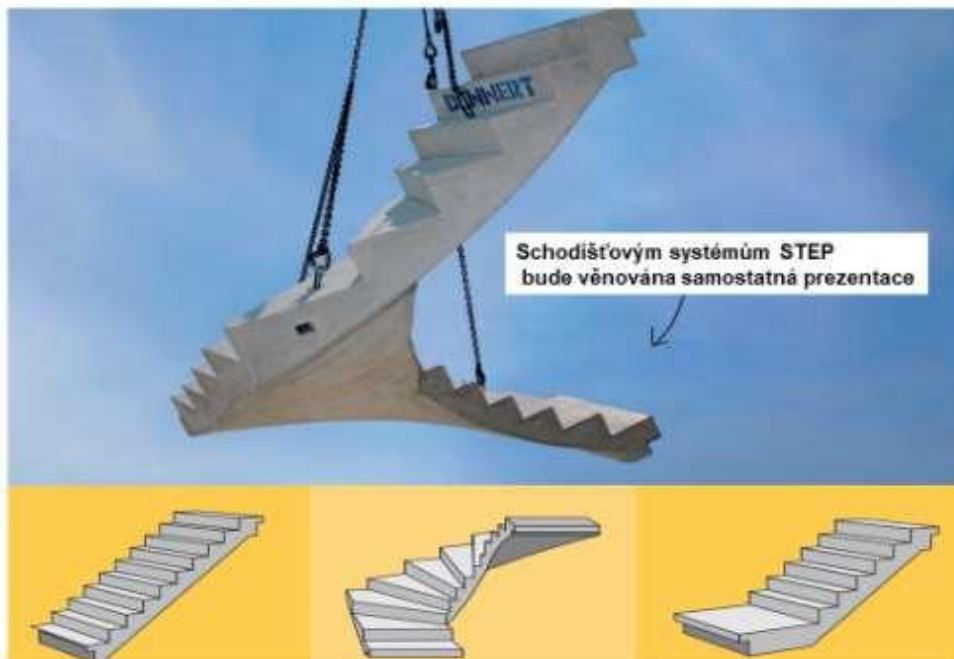
## 2. DX stropní systém - prefabrikovaný stropní systém

### Přednosti a možnosti stropního systému DX

10. možnost doplnění systému DX o různé konzolové (krakorcové) desky nebo hotovými balkónovými deskami dle přání i za použití ISO nosníků pro zabránění vzniku tepelných mostů a dalších doplňkových produktů (např. věncové izolační bednění DF 100, Klimaprofil Typ D, ...)



## 3. STEP schodišťový systém – prefabrikovaný modulový schodišťový systém



#### 4. KX stěnový systém - prefabrikovaný stěnový systém



##### Materiálové charakteristiky

- beton min. třídy C 25/30 XC4, XF1 pro vnější stěny (obvodové), XC1 pro vnitřní stěny (průčkové i nosné)
- betonářská ocelová výztuž B 500 A

##### Základní technické parametry

- Tloušťka bet. části (cm): 17,5 a 21,0 pro vnější stěny (obvodové); 13,2 a 17,5 pro vnitřní stěny (průčkové i nosné)
- Tloušťka celkem s izolací (cm): 31,5 – 41,0 pro vnější stěny (obvodové)
- Délka (cm): maximálně do 730
- Výška (cm): 225,0 – 238,5 – 250,0 – 262,5 – 274,5 – 287,5 – 299,5 .... maximálně do 340,0
- Třída požární odolnosti: REI 30 – REI 90
- Vážená lab. neprůzvučnost  $R'_w$  (dB): 51,0
- Součinitel prostupu tepla U (W/m<sup>2</sup>K): 0,150 – 0,245

- Typ izolace: izolační systém WDV, minerální pěnové desky, extrudovaný polystyren XPS
- Tloušťka izolace (cm): 14 – 20

#### 4. KX stěnový systém - prefabrikovaný stěnový systém



##### Přednosti a možnosti stěnového systému KX

1. různé otvory a prostory pro okna, dveře, ventilaci jsou prováděny přesně dle projektu přímo ve výrobě
2. díky úzším stěnám je možno dosáhnout většího obytného prostoru místnosti
3. z výroby rovněž zabudovány různé chráničky, prostory, vzduchovody či elektro skřínky dle projektu
4. inovativní systém speciálních spojovacích šroubovaných zámků
5. vysoká přesnost a rovinnost vnitřních stran panelů – není nutné provádění omítek nebo jiného obložení stěn, stačí silikonová stěrka SIL - DX pro uzavření spár, poté již pouze speciální malířská tkanina nebo použití tapet
6. rychlá a odborná montáž stěn je prováděna přesně na čas odborníky přímo od spol. DENNERT (1 podlaží domu cca. za 1 den)
7. minimalizace mokrého procesu při montáži - není nutné čekat na vytvrnutí a vyschnutí stěn
8. stěny jsou okamžitě po montáži plně nosné a zatížitelné a lze tedy ihned pokračovat ve stavbě nad nimi např. pokládkou a montáží stropů DX

## 5. Typové a doplňkové prefabrikované prvky



### 5.1 Překlady (RS) – hotové nebo s vyčnívající výztuží pro betonáž na stavbě

#### Materiálové charakteristiky

beton min. třídy C 25/30 XC3 XF1  
betonářská ocelová výztuž B 500 A

#### Základní technické parametry

Šířka (cm): 11,5 - 17,5 - 24,0 - 30,0 - 36,5 ... atypické šířky možné na dotázání  
Délka (cm): 1,35 - 5,50 ... atypické délky možné na dotázání  
Výška (cm): 24,0 - 36,5 - 49,0  
Délka uložení min. (cm): 35,0 oboustranně (2 x 17,5 jednostranně) - 48,0 oboustranně (2 x 24,0 jednostranně)  
Způsob uložení: do maltového lože tloušťky min. 10,0 mm  
Třída požární odolnosti: REI 30 ... vyšší třída PO na dotázání

Tloušťka izolace překladů pro vnější stěny (cm): 8,0  
Typ izolace: extrudovaný polystyren XPS

## 5. Typové a doplňkové prefabrikované prvky



### 5.2 Sloupky kulaté (RUS) a pravouhlé (RES)

#### Materiálové charakteristiky

beton min. třídy C 25/30 XC3 XF1  
betonářská ocelová výztuž B 500 A

#### Základní technické parametry

Pata kulaté – průměr Ø (cm): 25,0  
Pata pravouhlé - rozměry (cm): různé varianty 20,0 - 24,0 - 30,0 - 36,5

Délka (cm): maximálně do 300,0 ... atypické možné na dotázání

Způsob uložení: do betonu třídy C 25/30 nebo cementové malty třídy MG III  
Zabudované prvky: na obou koncích (pata i hlava) závitová pouzdra

## 6. ATMOS kominový systém – prefabrikovaný kominový systém



### Základní technické parametry

Výška (m): max. 15,0 v jednom kuse

Délka patky (mm): 350,0 – 410,0 – 600,0 – 680,0 – 840,0

Šířka patky (mm): 350,0 nebo 410,0

Délka krycí desky (mm): 690,0 – 750,0 – 940,0 – 1020,0 – 1180,0

Šířka krycí desky (mm): 690,0 nebo 750,0

Hmotnost (kg/m): 180,0 – 535,0

Typ keramické vložky: a – pro všechna tuhá paliva s hrdlovou rourou (W36)  
b – kondenzační technologie; olej, plyn s hrdlovou rourou (W3G)

Průměr keramické vložky (cm): 14,0 – 18,0 – 20,0

### Přednosti a možnosti kominového systému

- vysoká přesnost a rovinnost vnějších stran kominu včetně povrchové úpravy – není nutné provádění omítek nebo jiného obložení stěn
- rychlá a odborná montáž kominu je prováděna přesně na čas odborníky přímo od spol. DENNERT
- žádný mokrý proces při montáži - není nutné čekat na vytvrdnutí a vyschnutí spojů, základu, ...

**PRVKOVÁ SCHODIŠTĚ FIRMY DENNERT**

Ing. Jiří Zacharda, Michal Zacharda



**STEP schodišťový systém**



## Typy schodišťových ramen, schodišť, podest a mezipodest

1. Standardní přímočará schodiště .....  
základní přímočará schodišťová ramena a schodiště



2. Atypická přímočará schodiště  
speciální přímočará schodišťová ramena a schodiště



3. Standardní točitá schodiště .....  
základní zatočená schodišťová ramena a schodiště



4. Atypická točitá schodiště  
speciální zatočená schodišťová ramena a schodiště

5. Podesty .....  
podesty a mezipodesty

## Materiálové charakteristiky a základní technické parametry

### Materiálové charakteristiky

- beton min. třídy C 35 / 45 pro vnější i vnitřní použití
- betonářská ocelová výztuž B 500 A

### Základní technické parametry

Tloušťka desky pod stupni (cm): 12,0 – 20,0

Šířka ramen (cm): 75,0 – 150,0, až 298,0 pro atypická přímočará schodiště

Počet stupňů: 2 – 19

Délka stupnic (cm): 23,0 – 33,0, standardní 26,0, atypické délky možné na požádání

Výška stupňů (cm): 15,0 – 21,0, atypické výšky možné na požádání

Délka podest (cm): 182,0 pro horní i spodní, 364,0 celkem pro obě podesty

Užitné zatížení (kN/m<sup>2</sup>): 3,0 nebo 5,0

Třída požární odolnosti: R 30 nebo R 90



## Přednosti a možnosti schodišťového systému STEP

1. nabízí více než 18 000 typových variant schodišť a ramen
2. pokládku a montáž provádí technici výrobce za cca. 30 min., schodiště je ihned pochozí
3. podhledy schodišť jsou po odbednění hladké z ocel. forem, popř. jsou ručně hlazeny, schody jsou připraveny z výroby pro jakýkoliv běžný typ obkladu, dle přání zákazníka lze dodat i v pohledové kvalitě
4. dle přání zákazníka je možné z výroby provedení s protiskluzovou úpravou (R 13 – pískovaný povrch), přidání hranových lišt nebo provedení zkosených hran bez přidaných hranových lišt, provedení odolné proti otěru popř. přidání topného systému THERM pro vnější schodiště (žádné odklízení sněhu nebo posyp soli)
5. systém lze doplnit také o tlumící prvky spol. Schöck proti přenosu kročejového hluku
6. všechny spojovací části (ozuby, otvory pro kotvicí čepy, atd. ...) jsou provedeny přesně dle PD pro každý projekt individuálně
7. společnost nabízí k systému možnost z výroby zabudovaných kotvicích prvků pro typová zábradlí
8. součástí systému jsou vždy i podesty či mezipodesty, pokud jsou v daném projektu uvažovány
9. možná i speciální řešení např. segmentové (obloukové) schodiště, o 45° půdorysně zkosené rohy atd. ....

### Typy standardních přímočarých schodišťových ramen a schodišť

1. jednoramenná přímočará .....



2. jednoramenná přímočará s horní podestou .....



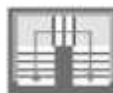
3. jednoramenná přímočará s dolní podestou .....



4. jednoramenná přímočará s horní i dolní podestou .....



5. dvouramenná protisměrná s mezipodestou .....



**Ukázka standardních přímočarých schodišťových ramen a schodišť**

Obr. č. 1 – jednoramenné přímočaré schodišťové rameno s horní a dolní podestou a s ozuby pro uložení, s vyčnívající výztuží pro betonáž před montáží

Obr. č. 2 – jednoramenné přímočaré schodiště klasické s horním ozubem pro uložení po montáži



**Typy standardních točitých schodišťových ramen a schodišť**

1. jednoramenná 1 x o ¼ zatočená .....



2. jednoramenná 2 x o ¼ zatočená .....



3. jednoramenná 2 x o ¼ zatočená se zkosenými rohy o 45° ....



4. jednoramenná o ½ zatočená .....



5. jednoramenná o ½ zatočená se zkosenými rohy o 45° .....



6. segmentová (oblouková) .....



**Ukázka základních točitých schodišťových ramen a schodišť**

Obr. č. 1 – hotová schodiště na skladu ve výrobním závodě v Německu



**Ukázka základních zatočených schodišťových ramen a schodišť**



Obr. č. 1 – hotová točitá schodiště na skladu  
ve výrobním závodě v Německu

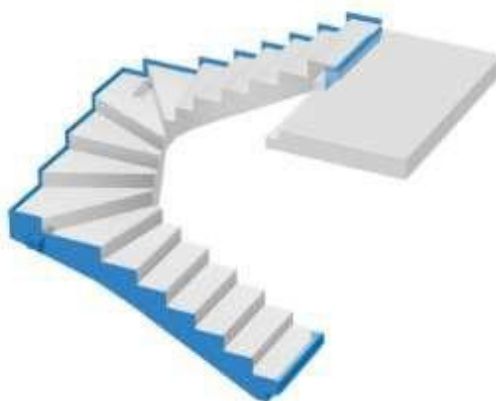
Obr. č. 2 – momentka z pokládky a montáže  
točitého schodiště



### STEP - doplňkové prvky k systému



- možnost doplnit systém STEP o různé tlumící prvky od spol. Schöck proti přenosu kročejového hluku např. Schöck Tronsole (tlumící trny) nebo tlumící spárové desky Schöck



## MATERIÁLY A POMŮCKY PRO ZDĚNÍ

Ing. Zuzana Hejlová, HELUZ cihlářský průmysl v.o.s.



HELUZ

TECHNICKÁ PŘÍRUČKA

vše o neuvěřitelně technické látce

HELUZ

SIDI

HELUZ

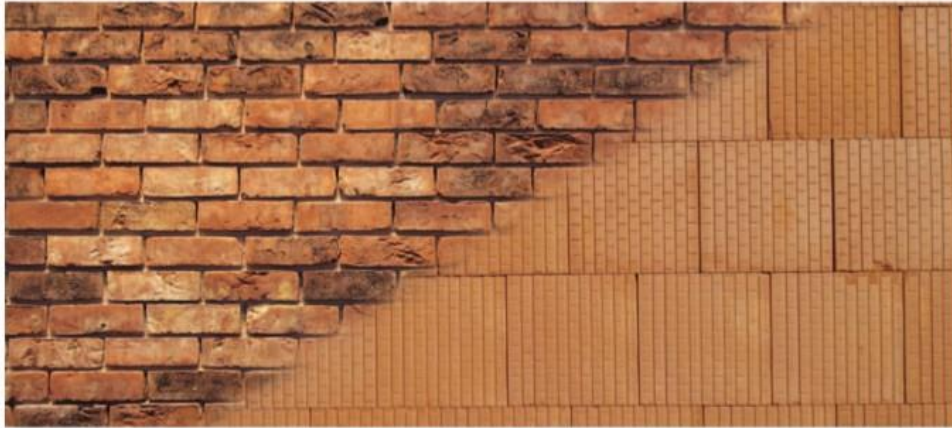
PRO RYCHLÉ A ÚSPORNÉ ZDĚNÍ Z BROUŠENÝCH CIHEL HELUZ

Předem připravená zdicí matra pro tvorbou spáru určená pro broušené cihly HELUZ pro zdění vnitřních i vnějších nosných stěn a příček.




Nový PŘEKLAD HELUZ FAMILY 3in1 nosný má variabilní prostor pro venkovní stínící techniku využitelný kdykoliv v průběhu životnosti stavby.



**Zdivo = zdicí prvek + malta**



**vlastnosti zdiva – příklad pro HELUZ FAMILY 44 broušená**

	Pevnost zdiva v tlaku $f_k$ (MPa)	Součinitel modulu pružnosti $k_E$	Pevnost zdiva ve smyku $f_{v,td}$ (MPa)	Požární odolnost stěny	Vzduchová neprůzvučnost	Směrná pracnost (Nh/m <sup>2</sup> )
 <b>HELUZ malta SBC</b> pro celoložnou tenkou spáru	4,1	900	0,30	REI 180 DP1	40	1,08
 <b>HELUZ malta SB</b> pro celoplošnou tenkou spáru	2,7	900	0,30	REI 180 DP1	40	0,94
 <b>HELUZ pěna,</b> tenkovrstvé lepidlo	2,0	600	0,06	REI 120 DP1	39	0,65



### HELUZ SBC

tenkovrstvá celoplošná malta

### HELUZ SB

tenkovrstvá malta

Často v  
projektové  
dokumentaci

dobrá pevnost zdiva, nelze použít na příčky s  
ohledem na „nevyrobitelné“ nanášecí válce,  
bezpečné použití od +5°C

nelze použít na cihly FAMILY 2in1 pro  
nadměrnou spotřebu, pro příčky lze použít  
pouze technologií namáčením, bezpečné  
použití od +5°C

### PU pěna HELUZ

lze použít na celý sortiment, do určité míry  
omezení statika, požární odolnost, možno  
použít i při mrazu

Největší zastoupení na stavbách





## STATIKA

- ⚡ s požární odolností nejdůležitější téma
- ⚡ nutno provést sérii zkoušek na různých typech cihel
  - ✓ tepelněizolační cihly
  - ✓ „běžný typ cihel“ – pro vnitřní zdivo (cihly UNI)
- ⚡ ověřit zda je možné stanovit pevnost zdiva podle Eurokódu 6 (návrhové normy pro zdivo)
  - ✓ ano, je to možné
- ⚡ ověřeno na ADMAS a TZÚS s.p.



## STATIKA – ZKOUŠKY

- ⚡ pevnost zdiva v tlaku  $f_k$
- ⚡ počáteční pevnost zdiva ve smyku  $f_{vk0}$
- ⚡ pevnost zdiva v tahu za ohybu
  - rovnoběžně s ložnými plochami  $f_{xk1}$
  - kolmo k ložným plochám  $f_{xk2}$





## POŽÁRNÍ ODOLNOST

zdivo s maltou **HELUZ SIDI** je zaříděno podle ČSN 73 0810 do DP1

✓ zdivo nepřispívá k rozvoji hoření

pro nosné stěny REI 90 DP1,  
pro nenosné stěny EI 120 DP1

pro nosné stěny z **HELUZ FAMILY 2in1**  
REI 30 DP1



HELUZ  
**SIDI**

## POUŽITELNOST SOUČASNÝCH MALT S CIHLAMI HELUZ

### HELUZ SBC

tenkovrstvá malta

### HELUZ SB

tenkovrstvá malta

### PU pěna HELUZ

### HELUZ SIDI

dobrá pevnost zdiva, nelze použít na příčky s ohledem na „nevyrobitelné“ nanášecí válce, bezpečné použití od +5°C

nelze použít na cihly FAMILY 2in1 pro nadměrnou spotřebu, pro příčky lze použít pouze technologií namáčením, bezpečné použití od +5°C

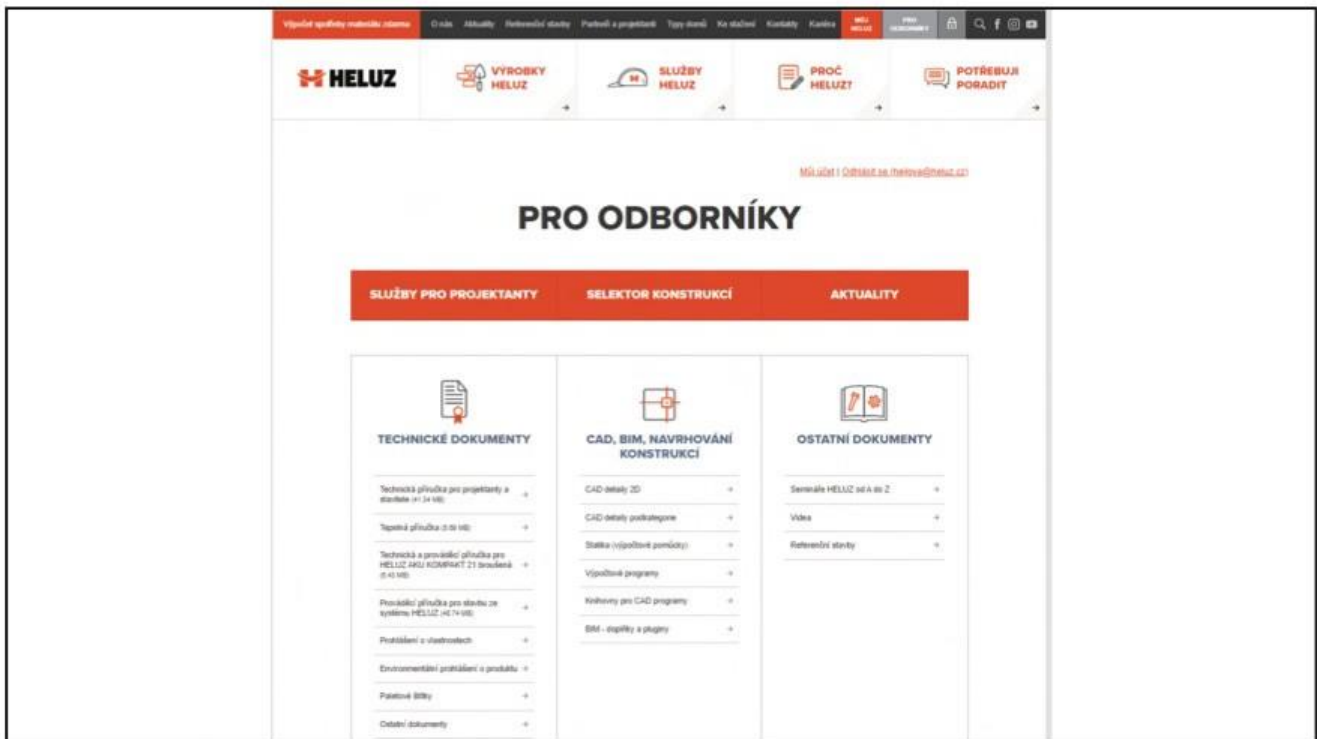
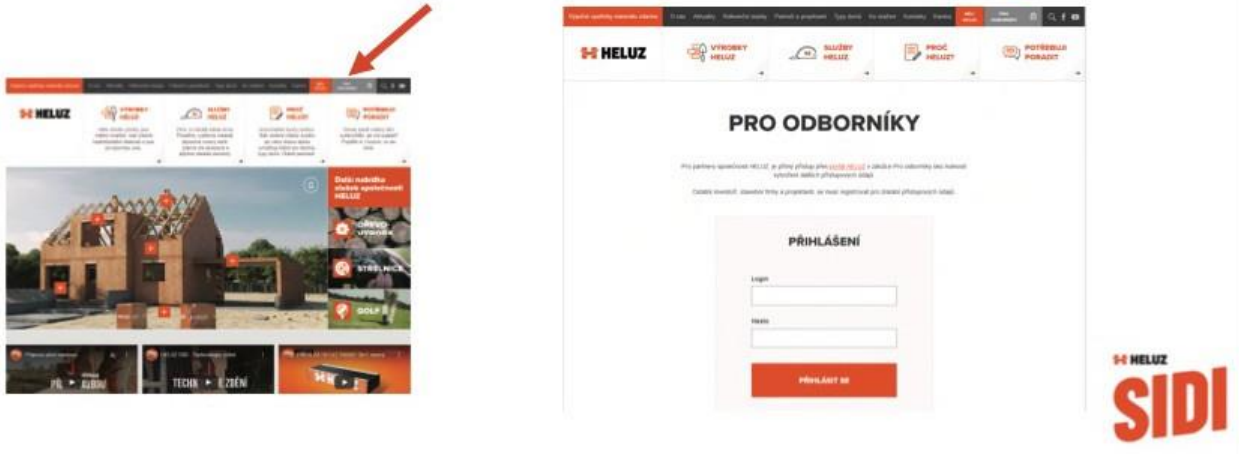
lze použít na celý sortiment, do určité míry omezení statika, požární odolnost, možno použít i při mrazu

lze použít na celý sortiment s vlastnostmi zdiva odpovídající maltě HELUZ SB, možnost použití od +1°C

HELUZ  
**SIDI**

## PODKLADY PRO NAVRHOVÁNÍ ZDIVA HELUZ

[www.heluz.cz](http://www.heluz.cz) -> Webové stránky pro odborníky



## PODKLADY PRO NAVRHOVÁNÍ ZDIVA HELUZ

### DOKUMENTY

- TECHNICKÝ LIST
- INSTALAČNÍ MANUÁL
- URL PRODUKTU
- URL VÝROBCE
- PROHLÁŠENÍ O VLASTNOSTECH

## SELEKTOR KONSTRUKCÍ

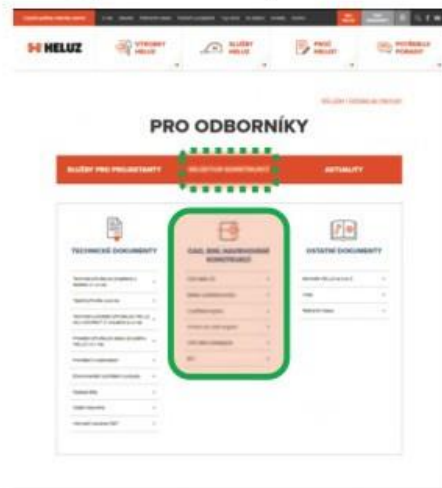
## PODKLADY PRO NAVRHOVÁNÍ ZDIVA

[www.heluz.cz](http://www.heluz.cz) -> výrobky HELUZ -> výrobek -> technický list

VLASTNOSTI ZDIVA NA MALTU	SB C	SB	PU pěna	SID
Spotřeba cihel na 1 m <sup>2</sup> (ks)	16,0	16,0	16,0	16,0
Spotřeba cihel na 1 m <sup>3</sup> (ks)	30,4	30,4	30,4	30,4
Spotřeba malty (l/m <sup>2</sup> ; m <sup>3</sup> /doba; kg/m <sup>2</sup> )	6,7	4,4	5,0	2,2
Směrná pracnost zdiva (h/m <sup>2</sup> ) <sup>a</sup>	1,08	0,94	0,65	0,75
<b>TEPELNÁ TECHNIKA</b>				
$\lambda_{\text{skladba stěny}}$ (W/(m.K))	0,087	0,087	0,087	0,086
$U_{\text{skladba stěny}}$ (W/m <sup>2</sup> .K), bez vlivu omítek <sup>b</sup>	0,19	0,19	0,19	0,19
$U_{\text{skladba stěny}}$ (W/m <sup>2</sup> .K), včetně omítek <sup>b</sup>	0,18	0,18	0,18	0,18
$U_{\text{skladba stěny}}$ (W/m <sup>2</sup> .K), včetně omítek <sup>c</sup>	0,17	0,17	0,17	0,17
Faktor difuzního odporu $\mu$ (-)	5/10			
Měrná tepelná kapacita zdiva bez omítek c (kJ/(kg.K))	1,0			
<b>POŽÁRNÍ ODOBNOST</b>				
Stupeň využití stěny $\alpha$	1,0	1,0	1,0	0,6
Požární odolnost stěny oboustranně omítnuté	REI 180 SP1	REI 180 SP1	REI 180 SP1	REI 90 SP1
<b>STATIKA</b>				
Plošná hm. zdiva vč. omítek (kg/m <sup>2</sup> )	342	342	342	342
Skupina zdících prvků	3	3	3	3
Průměrná pevnost zdících prvků (MPa)	10	10	10	10
Pevnost zdiva v tlaku $f_t$ (MPa)	4,1	2,7	2,0	2,7
Součinitel modulu pružnosti $K_{\text{pr}}$	900	900	600	700
Pevnost zdiva ve smyku $f_{\text{sm}}$ (MPa)	0,30	0,30	0,06	0,30
<b>ZVUKOVÁ IZOLACE</b>				
Lab. vzduchová neprůzvučnost $R_w$ (dB)	40	40	39	39
Hodnota změřená / informativní	informační	informační	informační	informační
Plošná hm. zdiva vč. omítek (kg/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-
Ohl malty min. (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-

## PODKLADY PRO NAVRHOVÁNÍ ZDIVA S MALTOU HELUZ SIDI

### Webové stránky pro odborníky



### CAD, BIM, NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ

- CAD detaily 2D →
- CAD detaily podkategorie →
- Statika (výpočtové pomůcky) →**
- Výpočtové programy →
- Knihovny pro CAD programy →
- BIM - doplňky a pluginy →

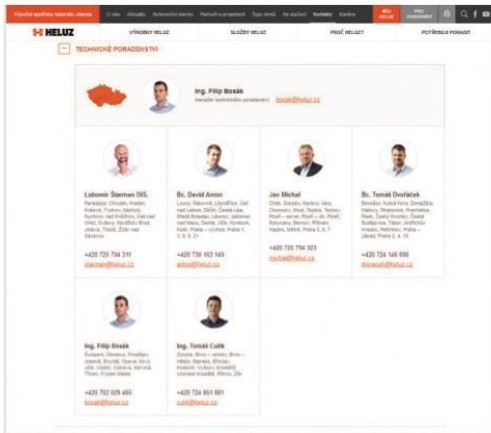
1)

Název	Dokument
Statický návrh stropní konstrukce HELUZ MIAKO CZ (475 42 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Statický návrh stropní konstrukce HELUZ MIAKO SK (468 43 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Návrhová únosnost stěn HELUZ – podle EN 1996-3 - Zjednodušené metody (156 54 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Návrhová únosnost stěn HELUZ – podle EN 1996-1-1 (379 52 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení zdiva na soustředěný tlak - v místě uložení průvlaku (173 79 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení max. mezích rozměrů přiček a nenosných stěn (471 94 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Pevnost zdiva HELUZ v tahu za ohybu (189 88 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení zděné stěny namáhané větrem (2 91 MB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení zděné stěny namáhané větrem - teorie (435 21 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení zděné stěny namáhané zemním tlakem (3 28 MB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Posouzení zděné stěny namáhané zemním tlakem - teorie (756 03 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>
Stanovení výstřednosti zatížení podle EN 1996-1-1 příloha C (397,5 kB)	<a href="#">Stáhnout dokument</a>

1)



## Tým technických poradců



Jsme tu pro Vás ...



**Konference Statika staveb Plzeň 2020**

Vydalo Informační centrum ČKAIT, s. r. o., Sokolská 15, Praha 2

1. vydání

Koordinace: Ing. Šárka Janoušková

Editor: Zdeňka Raduševičová

Praha, září 2020



**Sborník konference**

# **STATIKA STAVEB**

**2020 Plzeň**

**9. září 2020**

