

SBORNÍK

Konference ČKAIT

STATIKA STAVEB

Plzeň 2025

10.–11. září 2025

**Congress Center
Parkhotel Plzeň**

U Borského parku 2791/31
301 00 Plzeň



Pořadatel

**Česká komora autorizovaných inženýrů
a techniků činných ve výstavbě**

Oblastní kancelář ČKAIT Plzeňský kraj

Aktiv statika, mosty a zkoušení

Aktiv geotechnika

Informační centrum ČKAIT, s. r. o.



SBORNÍK

Konference ČKAIT

STATIKA STAVEB

Plzeň 2025

Materiály neprošly jazykovou úpravou.
Autoři odpovídají za obsahovou, odbornou
a jazykovou úroveň příspěvků.



Konference ČKAIT STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

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

Koordinace: Ing. Miroslava Rychetská, Mgr. Alena Klementová
Foto: Mgr. Kristýna Hájková

© 2025

ISBN 978-80-88265-52-8



MINISTR DOPRAVY

Martin Kupka
přebírá

ZÁŠTITU

nad 8. ročníkem odborné konference ČKAIT
Statika staveb Plzeň

V Praze dne 24. března 2025

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Martin Kupka'.



ZÁŠTITA

ministra pro místní rozvoj ČR

nad akcí

Statika staveb Plzeň

konané

10.–11. září 2025

Petr Kulhánek



MINISTERSTVO PRŮMYSLU A OBCHODU

Ing. Lukáš Vlček
ministr

uděluje

Z Á Š T I T U

MINISTERSTVA PRŮMYSLU A OBCHODU

8. ročníku konference ČKAIT
„Statika staveb Plzeň 2025“

V Praze dne 28. února 2025



MINISTERSTVO
PRŮMYSLU A OBCHODU



Hejtman Plzeňského kraje poskytuje

ZÁŠTITU

nad 8. ročníkem

„Statika staveb Plzeň 2025“

který se koná ve dnech 10. – 11. září 2025
v Pakhotel Congress Center Plzeň

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Kamal Farhan'.

MUDr. Kamal Farhan

26. srpna 2025



statutární město Plzeň
Pavel Bosák
1. náměstek primátora pro oblast technickou
náměstí Republiky 1
306 32 Plzeň
www.plzen.eu
ID datové schránky: 6iybfxn

Město Plzeň

Číslo jednací: MMP/365181/25
Vyřizuje: Věra Karasová
e-mail: karasovav@plzen.eu
telefon: +420 378 032 031

Vážený pan
Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng.
předseda oblasti ČKAIT Plzeň
Hřímalého 2464/37
301 00 Plzeň

Plzeň 30.07.2025

Vážený pane předsedo,

reaguji na Vaši žádost o převzetí záštity městem Plzeň nad 8. ročníkem celostátní odborné konference České komory autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě s názvem Statika staveb Plzeň 2025, která se uskuteční ve dnech 10. a 11. září 2025 v Plzni.

Této konferenci velmi rád poskytnu svoji záštitu a přeji všem zúčastněným mnoho přínosných poznatků pro jejich profesi.

S pozdravem

Pavel Bosák
1. náměstek primátora pro oblast technickou



Děkan Fakulty aplikovaných věd
Západočeské univerzity v Plzni

přebírá

ZÁŠTITU

nad 8. ročníkem konference
ČKAIT Statika staveb Plzeň 2025

Datum konání akce: 10. až 11. září 2025

Plzeň, 28. srpna 2025

doc. Ing. Miloš Železný, Ph.D.

PODĚKOVÁNÍ

KONFERENCE

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

Zlatý partner



Stříbrný partner



Bronzový partner



Mediální partner



Program konference

10. 9. 2025

9:00 Zahájení konference

Ing. Robert Špalek, předseda ČKAIT

9:10 Statika a navrhování konstrukcí v podmínkách nového stavebního zákona

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., předseda ČKAIT pro Plzeňský kraj, Oddělení stavitelství Katedry mechaniky, Fakulta aplikovaných věd ZČU Plzeň

9:30 Zatížení staveb a normy pro jejich navrhování – eurokódy – v roce 2025

doc. Ing. Jana Marková, Ph.D., Kloknerův ústav ČVUT Praha

10:15 Využití umělé inteligence pro návrh betonových staveb

doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., FEng., Katedra betonových a zděných konstrukcí FSV ČVUT Praha

11:00 – 11:20 Přestávka

11:20 Navrhování ocelových konstrukcí v podmínkách 2. generace eurokódů

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., FEng., Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSV ČVUT Praha

12:00 Aktuální stav technické normalizace v oboru dřevěných konstrukcí

(Přednáška bude věnována také navrhování vícepodlažních dřevostaveb)
doc. Ing. Petr Kuklík, CSc., Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSV ČVUT Praha

12:40 Konstrukční modelování 2.0: AI jako součást inženýrské praxe

Ing. Jaroslav Brož, Ph.D., Dlubal Software s.r.o.

13:00 – 14:00 Přestávka na oběd

14:00 Životnost dřevěných mostních konstrukcí

doc. Ing. Roman Fojtík, Ph.D., Katedra pozemního stavitelství Fakulty stavební VŠB-TUO

14:30 Modelování konstrukcí v Allplanu – efektivní workflow pro statiky a konstruktéry

Ing. Josef Kopeček, Allplan Česko s.r.o.

15:00 Zkouška a hodnocení betonu na základě normy ČSN EN 13791

prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., Kloknerův ústav ČVUT Praha

15:30 Zvětšení rozpětí nosného systému s použitím nosníků Deltabeam

Ing. Michal Konečný, Peikko Czech Republic s.r.o.

15:45 – 16:00 Přestávka

16:00 Zdivo sevřené a seizmicky zatížené konstrukce

Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D., Kloknerův ústav ČVUT Praha

16:30 Praktické využití nelineárních výpočtů u monolitických bytových domů

Ing. Pavel Kaláb PhD., IDEA StatiCa s.r.o.

17:00 Příklad praktického využití pokročilých metod při hodnocení stávající konstrukce zimního stadionu

Ing. Jan Mařík, Ph.D., Ing. Paed. IGIP, Konstat s.r.o.

17:30 Diskuze

14:00 – 16:00 Workshop

– příklady výpočtu železobetonových konstrukcí – eurokód 2
– stavební zákon, rozsah dokumentace

moderovaná diskuze pro znalé i neznalé k věci jménem statika, aktuální zkušenosti, problémy a postřehy k tomu, co má udělat statik a jak to chápou ostatní.

Ing. Jiří Šmejkal, CSc., Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., samostatný salonek

18:00 Ukončení prvního dne konference

19:00 – 23:00 Společenský večer

Program konference

11. 9. 2025

9:00 Zahájení druhého dne

9:05 Rizika v základové půdě a Geotechnical Baseline Reports

Ing. Michal Uhrin, profesní aktiv Geotechnika

9:30 Navrhování betonových konstrukcí s FRP výztuží podle eurokódů

*prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc. a kolektiv, Ústav betonových a zděných konstrukcí
Fakulty stavební VUT v Brně*

**10:00 První zkušenosti s aplikací vybraných prvků smaragdového FIDIC při
ražbě tunelu Homole**

doc. Ing. Alexandr Butovič, Ph.D., profesní aktiv Geotechnika

10:30 – 10:50 Přestávka

10:50 Návrh řešení zděných staveb – styčník stěna a strop, teorie a praxe

Ing. Zuzana Hejlová, HELUZ

11:20 Zděné konstrukce v 2. generaci eurokódů

*doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D., Katedra betonových a zděných konstrukcí
FSv ČVUT Praha*

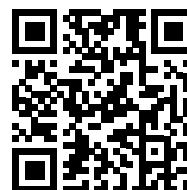
11:40 Stavební úpravy garáží Žižkov

Ing. Mgr. Václav Petráš, Ph.D., MSc.

12:00 Diskuze

13:00 Ukončení konference

Změna programu vyhrazena.



▶	STATIKA A NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ V PODMÍNKÁCH NOVÉHO STAVEBNÍHO ZÁKONA	14
	Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng. Předseda ČKAIT pro Plzeňský kraj, Oddělení stavitelství Katedry mechaniky Fakulta aplikovaných věd ZČU Plzeň	
▶	SOUČASNÝ STAV EUROKÓDŮ PRO ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ	22
	doc. Ing. Jana Marková, Ph.D. Kloknerův ústav ČVUT v Praze	
▶	NAVRHOVÁNÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ V PODMÍNKÁCH 2. GENERACE EUROKÓDŮ	30
	prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., FEng., a kolektiv Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSV ČVUT v Praze	
▶	AKTUÁLNÍ STAV TECHNICKÉ NORMALIZACE V OBORU DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ	55
	doc. Ing. Petr Kuklík, CSc. Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí FSV ČVUT v Praze	
▶	ŽIVOTNOST DŘEVĚNÝCH MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ	75
	doc. Ing. Roman Fojtík, Ph.D. Katedra pozemního stavitelství Fakulty stavební VŠB-TUO	
▶	POSUZOVÁNÍ PEVNOSTI BETONU V TLAKU V KONSTRUKCÍCH	88
	prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D. Kloknerův ústav ČVUT v Praze	
▶	ZDIVO SEVŘENÉ A SEIZMICKY ZATÍŽENÉ KONSTRUKCE	103
	Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D. Kloknerův ústav ČVUT v Praze	
▶	PŘÍKLAD PRAKTICKÉHO VYUŽITÍ POKROČILÝCH METOD PŘI HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE ZIMNÍHO STADIONU	116
	Ing. Jan Mařík, Ph.D., Ing. Paed. IGIP Konstat s.r.o.	
▶	NĚKTERÉ ZMĚNY V DRUHÉ GENERACI EC2 VČETNĚ ŘEŠENÝCH PŘÍKLADŮ	124
	Ing. Jiří Šmejkal, CSc.	
▶	RIZIKA V ZÁKLADOVÉ PŮDĚ A GEOTECHNICAL BASELINE REPORT	148
	Ing. Michal Uhrin SUDOP PRAHA	
▶	NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ S FRP VÝZTUŽÍ PODLE EUROKÓDŮ	168
	prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., a kolektiv Ústav betonových a zděných konstrukcí FAST VUT v Brně	
▶	STYČNÍK STĚNA – STROP – TEORIE A PRAXE	189
	Ing. Zuzana Hejlová HELUZ	
▶	GARÁŽE VINOHRADSKÁ PRAHA	214
	Ing. Mgr. Václav Petráš, Ph.D., MSc., Ing. Martin Deutsch, Ph.D.	
▶	PARTNEŘI	241
▶	FOTOGALERIE	255

Konference Statika staveb 2025 Plzeň

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng.

Česká komora autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě, Oblastní kancelář ČKAIT pro Plzeňský kraj, Aktiv statika, mosty a zkoušení a Aktiv geotechnika ve spolupráci s Informačním centrem ČKAIT, s. r. o., pořádali ve dnech 10. a 11. září 2025 již osmý ročník celostátní konference STATIKA STAVEB Plzeň. Konference se konala v Congress Center Park hotel v Plzni.

Záštitu nad konferencí převzali: ministr pro místní rozvoj ČR, ministerstvo průmyslu a obchodu, ministr dopravy, hejtmán Plzeňského kraje, město Plzeň a děkan Fakulty aplikovaných věd Západočeské univerzity v Plzni.

Cílem této odborné konference bylo podat informace o stavu navrhování a realizace nosných stavebních konstrukcí, a to v několika základních směrech. Za prvé se jednalo o nové požadavky vyplývající z předpisů a vývoje technických norem pro navrhování konstrukcí. Za druhé šlo o výměnu poznatků z navrhování a posuzování nosných konstrukcí pozemních staveb. Za třetí se jednalo o zhodnocení dobrých i špatných návrhových postupů a realizací staveb.

Základní témata, jimiž se zabývaly příspěvky na konferenci

- předpisy ovlivňující návrh staveb a konstrukcí v podmínkách nového stavebního zákona,
- tvorba stavební a konstrukční dokumentace,
- technické normy pro zatížení staveb – zásady pro navrhování, eurokódy a jejich 2. generace,
- aktuální stav navrhování materiálů nosných konstrukcí, jako je beton, ocel, dřevo a zdivo,
- geotechnické konstrukce a problematika zakládání staveb,
- hodnocení, posuzování, zkoušení a stavební úpravy konstrukcí.

Slovo garanta konference

Letošní rok je pro stavebnictví specifickým obdobím. Uběhl rok od uvedení nového stavebního zákona a souvisejících předpisů v platnost. Ty sice nezasahují přímo do navrhování konstrukcí, ale vytvářejí a vymezují podmínky pro tuto činnost. Očekáváno bylo zlepšení a zjednodušení postupů a stavu, ale bohužel k tomu z několika důvodů nedošlo – například pokus o digitalizaci nebo zjednodušení a vyjasnění obsahu a členění projektové dokumentace.

Úkolem konference byla proto i diskuze o náplni práce a postavení projektanta a konkrétně statika. Důležitá je jeho odpovědnost za konstrukce a projektované stavby včetně uplatnění odborné autorizace. Nelze ale opomenout ani náročnou práci stavbyvedoucích, kteří stavby přímo realizují.

Konference poukázala na již zmíněné připomínky k platným předpisům nebo k dokumentaci staveb. Jedním z diskutovaných témat bylo začlenění výkresů výztuže do systému dokumentace staveb. Jedná se o to, kdo je má zajišťovat a platit. Jde nejen o důležitou a nezapíratelnou část dokumentace konstrukce, ale především i část poměrně výkresově velmi pracnou.

Kladem tohoto ročníku konference byla účast a přednášky vedoucích kateder a předních odborníků z ČVUT Praha, VUT Brno a VŠB-TOU Ostrava. Díky těmto odborníkům byly v přednáškách velmi kvalitně pokryty všechny základní materiály pro nosné konstrukce – beton, ocel a dřevo.

Velký zájem na konferenci byl o workshop k navrhování betonových konstrukcí podle eurokódu 2. generace. Toto téma přednášel velmi profesionálně a poutavě Ing. Jiří Šmejkal, CSc., autor řady publikací o betonu.

Předpokládám, že podněty získané z konference může Komora využít pro další jednání se státními institucemi i k připomínkování nových předpisů, norem a pro tvorbu technických doporučení. Právě tato doporučení mohou doplnit stávající předpisy v místech, kde pro techniky bližší upřesnění chybí.

STATIKA A NAVRHOVÁNÍ KONSTRUKCÍ V PODMÍNKÁCH NOVÉHO STAVEBNÍHO ZÁKONA

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng.,
Předseda ČKAIT pro Plzeňský kraj,
Oddělení stavitelství Katedry mechaniky
Fakulta aplikovaných věd ZČU Plzeň

Statika a navrhování konstrukcí v podmínkách nového stavebního zákona

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., 09/2025

Stavby podle zákona č. 283/2021 Sb.

(2) Stavby jsou

a) **drobné**, které jsou uvedeny v příloze č. 1
k tomuto zákonu,

b) **jednoduché**, které jsou uvedeny v
příloze č. 2 k tomuto zákonu,

c) **vyhrazené**, které jsou uvedeny v příloze
č. 3 k tomuto zákonu, a

d) **ostatní**.



Luděk Vejvara, 09/2025

Původní stavby

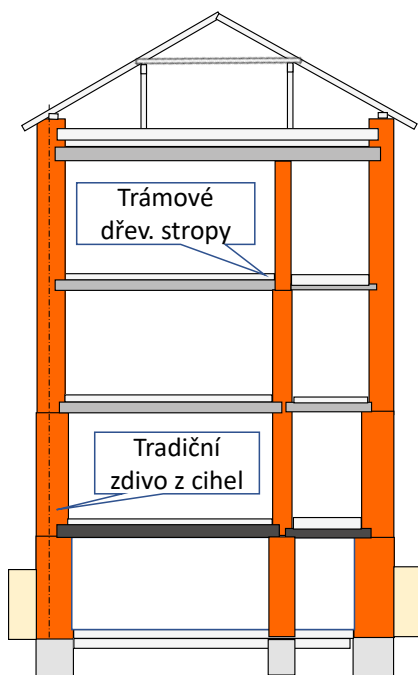


Současné stavby

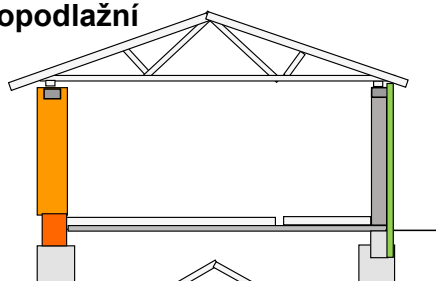


Luděk Vejvara, 09/2025

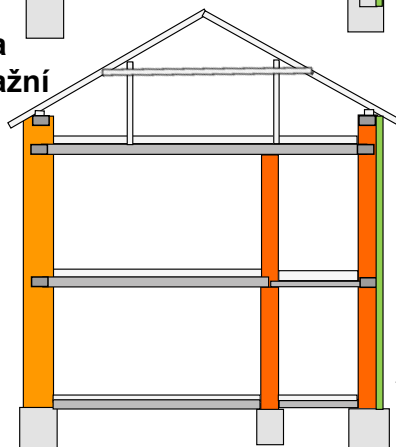
Původní stavby



Jednopodlažní

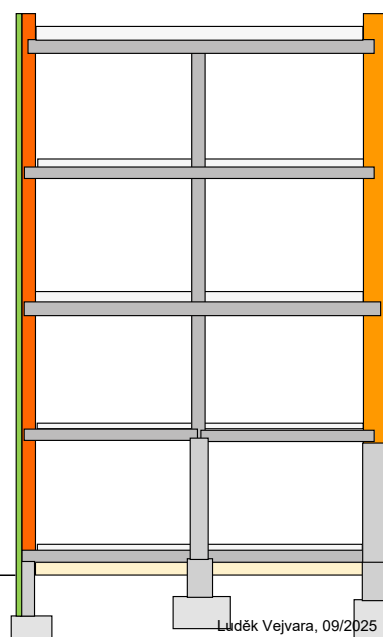


Dvou- a třípodlažní



Současné stavby

Vícepodlažní (od 4 NP)



Luděk Vejvara, 09/2025

Hierarchie předpisů

Stavební zákon
č. 283/2021 Sb.



Jiné zákony

Vodní
č. 544/2020 Sb. (MZem)

Energetický
č. 232/2022 Sb. (MŽP)

O požární ochraně
č. 54/2024 Sb. (MVnitra)

O odpadech
č. 541/2020 Sb. (MŽP)

Luděk Vejvara, 09/2025

Hierarchie předpisů

Stavební zákon
č. 283/2021 Sb.

Vyhlášky ministerstev

MMR – č.146/2024 Sb.
O požadavcích na výstavbu

MD – O požadavcích na
výstavbu dopravních staveb

MMR – č. 31/2024 Sb.
O dokumentaci staveb

**Pražské stavební
předpisy**

Brněnské předpisy

Ostravské předpisy

Vodní
č. 544/2020 Sb.(MZem)

Energetický
č. 232/2022 Sb. (MŽP)

O požární ochraně
č. 54/2024 Sb.
(MVnitra)

O odpadech
č. 541/2020 Sb. (MŽP)

Luděk Vejvara, 09/2025

Základní požadavky na stavby podle § 145 (nového) stavebního zákona (SZ)



- Stavba musí být **navržena a provedena** tak, aby byla **vhodná pro určené využití a po celou dobu trvání plnila** při běžné údržbě a působení běžně předvídatelných vlivů **základní požadavky na stavby**, kterými jsou

- a) **mechanická odolnost a stabilita,**
- b) **požární bezpečnost,**
- c) **ochrana zdraví,**
- d) **ochrana životního prostředí,**
- e) **bezpečnost při užívání, provozu a údržbě,**
- f) **úspora energie,**
- g) **udržitelné využívání přírodních zdrojů.**

§ 8 vyhl. č. 268/2009 Sb., o technických požadavcích na stavby

- (1) Stavba musí být navržena a provedena tak, aby byla při respektování hospodárnosti vhodná pro určené využití a aby současně splnila základní požadavky, kterými jsou
- a) **mechanická odolnost a stabilita,**
- b) **požární bezpečnost,**
- c) **ochrana zdraví osob a zvířat, zdravých životních podmínek a životního prostředí,**
- d) **ochrana proti hluku,**
- e) **bezpečnost při užívání,**
- f) **úspora energie a tepelná ochrana.**

9

Luděk Vejvara, 09/2025

Hierarchie předpisů

Stavební zákon

Vyhlášky ministerstev

Určené normy

Ostatní platné normy – ČSN

č. 146/2024 Zatížení staveb

Příloha 14, k par. 16

Navrhování konstrukcí

Luděk Vejvara, 09/2025

§ 146

POŽADAVKY NA MECHANICKOU ODOLNOST A STABILITU STAVBY

(1) Stavba musí být navržena a provedena tak, aby účinky zatížení a nepříznivé vlivy prostředí, kterým je vystavena během výstavby a užívání, neměly za následek

- a) náhlé nebo postupné zřícení stavby nebo její části,
- b) nepřipustné deformace, které mohou narušit stabilitu stavby, mechanickou odolnost a funkční způsobilost stavby nebo její části,
- c) poškození částí stavby nebo technických zařízení anebo instalovaného vybavení v důsledku deformace nosné konstrukce,
- d) poškození stavby v míře nepřiměřené původní příčině,
- e) ohrožení provozuschopnosti dopravní a technické infrastruktury v dosahu stavby nebo staveniště,
- f) poškození stavby vlivem nepříznivých účinků podzemních vod nebo dynamickými účinky povodňových průtoků, popřípadě hydrostatickým vztlakem při zaplavení,
- g) ohrožení průtočnosti koryt vodních toků, popřípadě údolních profilů mostů a propustků.

POŽADAVKY NA VÝROBKY PRO STAVBY

§ 153

(1) Pro stavby mohou být navrženy a použity jen takové výrobky, materiály a konstrukce, jejichž vlastnosti z hlediska způsobilosti stavby pro navržený účel zaručují, že stavba při správném provedení a běžné údržbě po dobu předpokládané existence splní základní požadavky na stavby³³⁾.

(2) Výrobky pro stavby, které mají rozhodující význam pro výslednou kvalitu stavby a které by mohly ve zvýšené míře ohrozit život nebo zdraví osob nebo zvířat, bezpečnost anebo životní prostředí, popřípadě jiný veřejný zájem, jsou stanoveny a posuzovány podle jiných právních předpisů³⁴⁾.

Luděk Vejvara, 09/2025

POŽADAVKY NA MECHANICKOU ODOLNOST A STABILITU STAVBY

§ 16

Mechanická odolnost a stabilita

Stavba musí být navržena a provedena tak, aby její stavební **konstrukce odolaly předvídatelným vlivům**. Stavební konstrukce musí být navrženy a provedeny **v souladu s normou**.

§ 17

Zakládání stavby

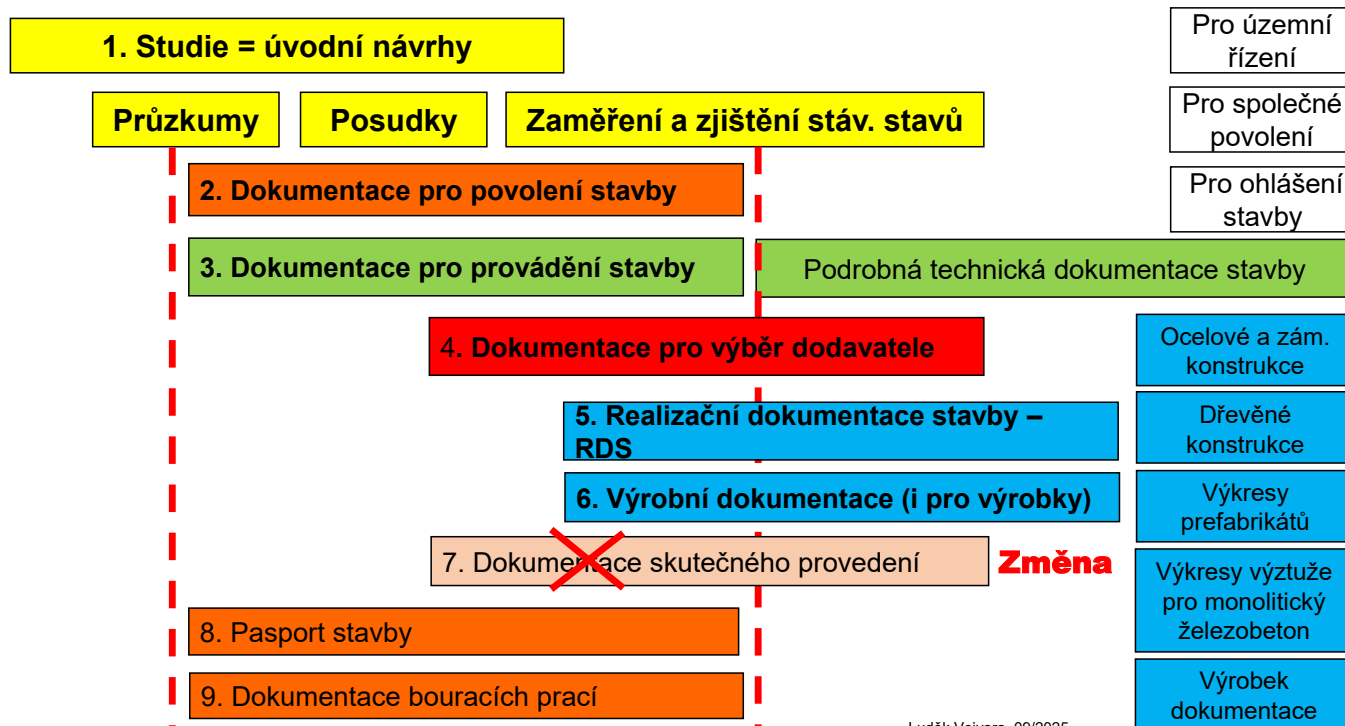
(1) Založení stavby musí být navrženo a provedeno způsobem odpovídajícím základovým poměrům zjištěným průzkumem základových poměrů v místě stavby.

(2) Stavba se zakládá tak, aby nebyla ohrožena její stabilita a nebyly ohroženy okolní pozemky a stavby.

(3) Podzemní stavební konstrukce oddělující vnitřní prostory stavby od okolního prostředí nebo od základů, včetně prostupů, musí být chráněna před nežádoucími účinky podzemní vody, vlhkosti nebo dalších nežádoucích vlivů, s ohledem na návrhové parametry vnitřního prostředí.

Luděk Vejvara, 09/2025

Projekty a projektová dokumentace



Dokumentace pro stavební povolení

- Dokumentace slouží k povolení stavby – **určuje tudíž veškeré podmínky, materiály, konstrukce**
- **Podle dokumentace k povolení stavby se kolauduje (zatím)**
- Mezi povolením a kolaudací leží dokumentace pro provádění stavby a realizace stavby
- Podle stavebního zákona se změny stavby řeší změnou dokumentace

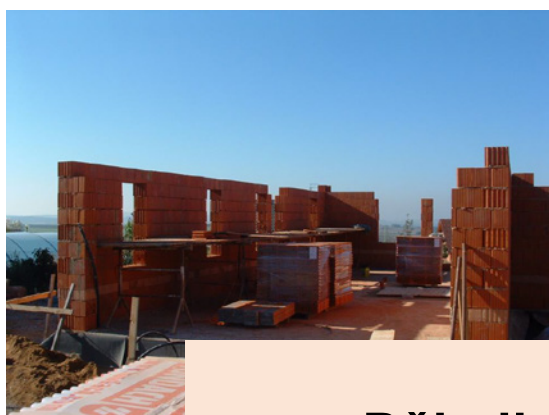
Specifikace – objednávky, smlouvy, dohody

Luděk Vejvara, 09/2025

Podmínky nového stavebního zákona **Základní požadavek – Mechanická odolnost a stabilita**

- Dokumentace záměru – část D.2 a další dokumentace
- Rozlišování stupňů dokumentace
- Jak uvádět technické údaje – obecné specifikace, konkrétní údaje
- Fotovoltaika
- Průzkumy a hodnocení stávajících konstrukcí
- Zelené střechy, panelové objekty,...

Luděk Vejvara, 09/2025



Děkuji za pozornost



Luděk Vejvara, 09/2025



SOUČASNÝ STAV EUROKÓDŮ PRO ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ

doc. Ing. Jana Marková, Ph.D.

Kloknerův ústav ČVUT v Praze

SOUČASNÝ STAV EUROKÓDŮ PRO ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ

doc. Ing. Jana Marková, Ph.D., Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6,
jana.markova@cvut.cz

1 ÚVOD

Jednotlivé části Eurokódu EN 1990 pro zásady navrhování a EN 1991 pro zatížení konstrukcí jsou téměř dokončeny. Technické subkomise CEN/TC250/SC10 a SC1 zodpovědné za jejich přípravu obdržely připomínky členských zemí CEN k Eurokódům předložených k národnímu hlasování ve fázi FV (Formal Vote). Jedná se zde o konečné stádium národního schvalování norem. Obvykle jsou tyto návrhy norem odsouhlaseny kladně, neb byly již předtím několikrát připomínkovány a projednávány v rámci pracovních skupin a technických subkomisí. Přesto v několika málo případech již došlo k vyjádření záporného stanoviska některých zemí CEN. Také po ukončení fáze FV dochází k zaslání národních připomínek, které jsou v technické subkomisi pečlivě přezkoumávány. Pokud se zjistí, že se nejedná o připomínky edičního charakteru (připouští se pouze několik málo připomínek technického charakteru), tak je nezbytné vydat upravené nebo doplněné pokyny na základě zaslaných technických připomínek jako novou změnu příslušného Eurokódu.

V letošním roce byly také dokončeny nebo aktualizovány podkladní dokumenty k jednotlivým částem Eurokódů EN 1990 a EN 1991, které podrobněji vysvětlují, proč došlo k úpravě některých postupů navrhování a k zavedení nových národně stanovených parametrů vzhledem k současně platným Eurokódům. Tyto podkladní dokumenty bude možné využít při tvorbě národních příloh v rámci příslušných národních technických komisí nebo při přípravě technických příruček.

Míra redukce pokynů v rámci 2. generace Eurokódů požadovaná CEN/TC 250 nebyla nakonec tak velká, jak se původně plánovalo, je pouze asi 15 %. Některé pokyny nebo celé přílohy byly sice z některých částí Eurokódů vynechány, avšak zase byly doplněny nové, dosud chybějící pokyny, nebo byly lépe vysvětleny.

V následujícím textu jsou uvedeny aktuální informace o stavu dokončování zásad navrhování a zatížení 2. generace Eurokódů. Po formální stránce nově došlo k úpravě názvů některých částí Eurokódů, úvodních kapitol, edičním úpravám obrázků, grafů a odkazů na normy a další dokumenty, aby byly v souladu s dokumentem N 1250, ve kterém jsou uvedeny požadavky na tvorbu Eurokódů po technické i ediční stránce.

2 ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ NOVÝCH A OVĚŘOVÁNÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

EN 1990-1 – ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ NOVÝCH KONSTRUKCÍ

V současnosti je plně k dispozici EN 1990-1 pro zásady navrhování nových konstrukcí, který obsahuje základní kapitoly s obecnými zásadami navrhování, normativní přílohy A.1 pro budovy a A.2 pro mosty s doporučenými hodnotami dílčích součinitelů a dalších součinitelů spolehlivosti a přílohy B až H.

Dokončena je také 1. změna EN 1990-1, A1 (tj. Amendment 1), jejíž součástí jsou kromě drobných dílčích úprav již vydaného textu EN 1990-1 další normativní přílohy pro zásady navrhování, a to příloha A.3 pro stožáry, věže a komíny, A.4 pro zásobníky a nádrže, A.5 pro jeřáby a A.6 pro zatížení konstrukcí vlnami a mořskými proudy.

K dispozici je též konečné znění nové informativní přílohy nazvané „X“, která se zabývá zásadami nelineárních metod pro navrhování konstrukcí a bude vydána jako 2. změna EN 1990/A2. Na tuto přílohu navazují příslušné materiálově zaměřené Eurokódy, ve kterých se též připravují pokyny pro možnost uplatňování nelineárních postupů při návrhu konstrukcí.

EN 1990-2 – ZÁSADY OVĚŘOVÁNÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Eurokód EN 1990-2 pro zásady ověřování existujících konstrukcí prošel národním schvalováním ve stádiu ENQ, ke kterému bylo zasláno celkem 260 připomínek 12 členských zemí, z nichž 180 bylo technického charakteru. Záporně k návrhu hlasovalo Finsko a Francie, která také požadovala restrukturalizaci této normy s odkazy na EN 1990-1. Země také požadovaly detailnější pokyny pro aplikaci kvalitativních metod hodnocení existujících konstrukcí a doplnění pokynů pro výměnu nebo přidání nových nosných prvků. Tyto nosné prvky by měly být navrženy podle požadavků na nové konstrukce, tedy pokud nebude požadováno jinak účastníky výstavby. Podle

Dánska je návrh EN 1990-2 příliš obecný a nelze jej přímo v praxi využít. S tímto vyjádřením je třeba souhlasit, u nás byla zavedena pro existující konstrukce ČSN 73 0038, která je bezesporu výrazně operativnější než EN 1990-2.

3 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ

Většina částí EN 1991 byla již kladně odsouhlasena ve stádiu FV, nyní jsou podány návrhy na jejich první změny, a to zejména na doplnění referencí a odkazů na příslušné Eurokódy nebo další normativní dokumenty, na úpravu edičních nedostatků a v několika případech i technických nedostatků. Proto byl vypracován seznam změn v jednotlivých dokumentech, které musí být schváleny v technické komisi CEN/TC 250.

EN 1991-1-1 – ZATÍŽENÍ VLASTNÍ TÍHOU, STÁLÁ A UŽITNÁ ZATÍŽENÍ

EN 1991-1-1 nově ilustruje plochy spolupůsobení užitných zatížení na nosných konstrukcích budovy, tedy jak uvážit působení užitných zatížení na vodorovné a svislé nosné prvky konstrukce.

Kategorizace užitných ploch vychází ze současně platné generace Eurokódů. Pro jednotlivé kategorie užitných ploch je nyní doporučena pouze jediná charakteristická hodnota rovnoměrného nebo soustředěného zatížení, která je obvykle podtrženou hodnotou ze stávajícího intervalu hodnot dle současně platného ČSN EN 1991-1-1. U některých kategorií došlo k podrobnějšímu rozčlenění na subkategorie, v některých případech jsou zde přitom zachovány stejné numerické hodnoty. Příklady členění užitných zatížení a charakteristické hodnoty rovnoměrných a soustředěných užitných zatížení jsou uvedeny v následující tabulce č. 1.

Nově byly doplněny kategorie užitných ploch pro terasy a balkóny, pro schodiště a podesty. Pro schodiště jsou doporučeny tři subkategorie, kde pro kategorii S1 se doporučují stejné charakteristické hodnoty užitných zatížení, jako jsou v kategoriích A a B, pro kategorii S2 uplatnitelnou pro schodiště a podesty tribun bez pevných sedadel (možnost kumulace osob) je uvedena hodnota 7,5 kN/m². Pro lodžie, terasy a balkóny se uvádí 4 kN/m². Byla také upravena doporučení pro užitná zatížení od přemístitelných příček dle jejich vlastní tíhy, kde pokud je tíha příčky nanejvýš 3 kN/m, pak je doporučeno uvážit větší z hodnot (0,35; 0,4 $Q_{mp,k}$).

Pokud působí užitné zatížení z více pater nebo z větší plochy, umožňuje se nyní použít současně pro užitná zatížení redukční součinitele α_r a α_t , a to s omezením na maximální 50% redukci užitného zatížení. Pro oba redukční součinitele platí přídatná omezení dle kategorie užitných zatížení. Jsou zde doporučeny velikosti spolupůsobících ploch pro uvažovaný nosný prvek. Pokud je užitné zatížení uvažováno jako vedlejší zatížení, umožňuje se kombinací součinitel ψ nově kombinovat se součinitelem α_r .

Požadavky na vodorovná zatížení na stěny a příčky byly upraveny, pro kategorie A až C1 je doporučeno 0,5 kN/m, pro C2–C4 a D1 se uvádí 1 kN/m a pro C5 (nebezpečí nadměrné kumulace osob) hodnota 3 kN/m. Pro zábradlí na schodištích 0,3 kN (v každém místě).

Příloha B s pokyny pro svodidla v hromadných garážích byla přesunuta do EN 1991-1-7 pro mimořádná zatížení.

Tab. 1 (NDP) Užitné kategorie a charakteristické hodnoty užitných zatížení

Kategorie	Subkategorie a příklady	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	Obvyklý rozměr plochy (v m) zatížený Q_k
A – domácí a rezidenční činnosti	A1 – pokoje a chodby v obytných budovách	2	2	0,05×0,05 m
	A2 – ložnice, koupelny, např. v nemocnicích, hotelech, hostelech atd.	2	2	0,05×0,05 m
B – veřejné plochy (bez shromažďování veřejnosti)	B1 – kancelářské prostory a chodby	3	3	0,05×0,05 m
	B1 – kuchyně, společné umývárny např. v hotelech, hostelech a ubytovnách	3	3	0,05×0,05 m
S – schodiště a podesty	S1 – u kategorie A1 a B1	viz kat. A1, B1		0,05×0,05 m
	S2 – u tribun bez pevných sedadel	7,5	3	0,05×0,05 m
	S3 – u jiných kategorií než S1 a S2	5	2	0,05×0,05 m
T – Terasy a balkóny	střešní terasy, balkóny, lodžie	4	2	0,05×0,05 m

ZATÍŽENÍ SNĚHEM

V Eurokódu EN 1991-1-3 byly pro zatížení sněhem upraveny některé výpočetní modely, podkladem k tomu byla asi před 10 lety revidovaná ISO 4355 (nyní probíhá její nová revize) a také výsledky nedávných výzkumů. Součinitel expozice C_e byl nově zaveden přímo do výpočetního vztahu pro tvarové součinitele a byl upřesněn součinitel tepla C_t . Pro rozsáhlé ploché střechy je uváženo vliv velikosti střechy. Pro střechy víceodních budov se uvádí nový vztah pro zatížení nenavátým a navátým sněhem a pro válcové střechy nový vztah pro uspořádání navátým sněhem.

Pro střechy přilehlé nebo v blízkosti vyšších staveb byl upraven součinitel μ_w pro uvážení působení větru na návěje. Doporučil se postup pro zohlednění vlivu deště na zasněžené ploché střeše.

Doporučení pro uvážení přídatných návějí na střechách s nainstalovanými fotovoltaickými nebo solárními panely, které jsou v této normě uvedeny, byly asi před rokem uvedeny v nové Změně 7 ČSN EN 1991-1-3, aby byly k dispozici již před vydáním nového Eurokódu EN 1991-1-3.

ZATÍŽENÍ VĚTREM

V porovnání se současně platným ČSN EN 1991-1-4 obsahuje revidovaný dokument EN 1991-1-4 mnoho změn. Obsah základních kapitol je omezen asi na 40 stran, další informace jsou uvedeny ve 13 přílohách (z nich pouze tři jsou přílohy normativní), ve kterých je řada zcela nových pokynů. Nový dokument EN 1991-1-4 je značně rozsáhlý, asi o 300 stranách. Norma uvádí pokyny pro stanovení rychlostí větru na konstrukce a zahrnuje návrhové situace pro synoptické bouře. Nesynoptické větry zůstaly mimo rozsah normy, kam patří silné bouře, downburst či tornáda.

Rozsah použití EN 1991-1-4 pro stanovení zatížení větrem byl v rámci tvorby nového Eurokódu rozšířen pro budovy s výškou až do 300 m. Ve stádiu národního schvalování ENQ však Irsko a UK hlasovaly záporně, požadovaly snížit rozsah platnosti pro budovy pouze do výšky 200 m a také změnit normativní text národních příloh na informativní, aby mohly být národně upraveny součinitele tlaku větru. V technické komisi CEN/TC 250 se tak rozhodlo omezit rozsah použití pro výškové budovy do 200 m, aniž by se přihlédlo, že v normě jsou nově uvedeny přílohy, které poskytují návody a výpočetní vztahy pro zatížení větrem na budovy až do výšky 300 m. Po delší diskusi v rámci technické komise a její subkomise pro zatížení bylo rozhodnuto o vydání 1. změny EN 1991-1-4, kdy se umožní návrh budov přes 200 m a stanoví se podmínky pro aplikace.

Charakteristická hodnota zatížení větrem je založena stejně jako u dalších klimatických zatížení na střední době návratu 50 let, což je stejné jako v současně platném Eurokódu. Postupy stanovení zatížení větrem jsou podle typu a výšky konstrukce uvedeny v kapitole 5. Účinky větru na běžné typy konstrukcí se stanoví na základě maximálního dynamického tlaku větru v kapitole 6, s uvážením příslušné klimatické oblasti, drsnosti terénu, orografie a referenční výšky konstrukce (podrobněji uvedeno v příloze B) a s použitím součinitelů vnějšího a vnitřního tlaku dle přílohy C pro budovy a jiné konstrukce (např. pro chladicí věže, válcové střechy, zásobníky a nádrže) včetně nepravidelných tvarů konstrukcí a jejich střech.

Přibližné stanovení hodnoty součinitele konstrukce v grafické podobě je uvedeno v kapitole 8. Podrobnější postupy stanovení dynamické odezvy různých typů konstrukcí na zatížení větrem (budovy, mosty, stožáry, věže a další inženýrské konstrukce) jsou uvedeny v informativních přílohách, kde jsou nyní podrobněji zpracovány než v současně platné ČSN EN 1991-1-4.

V příloze A zabývající se vlivem terénu jsou uvedeny pokyny pro kategorizaci terénu, jak uvážit blízké sousední stavby, součinitele orografie a také alternativní modely zatížení větrem.

Obsahem přílohy B jsou součinitele tlaků větru pro pravidelné a také nepravidelné tvary budov (např. budova složená z více pravidelných částí nebo půdorysně pravidelná, avšak s dílčími částmi o různých výškách), pro válcové konstrukce a pro vnitřní tlaky větrů v budovách. V příloze C jsou uvedeny součinitele výsledného tlaku pro stěny, balkóny, římsy, ploty a střechy. Příloha D obsahuje součinitele tření a sil pro konstrukce a konstrukční prvky včetně příhradových konstrukcí, věží, stožárů, komínů, ocelových lan, pro lešení a hlavní nosné konstrukce mostu. V normě jsou kromě součinitelů vnějších tlaků s ohledem na velikost plochy nově uvedeny globální součinitele vnějšího tlaku, které slouží např. pro hodnocení zatížení stavby na základy a pro vnitřní ztužující systémy konstrukce. Lze je použít pro případy, kdy povrchová plocha konstrukce je výrazně větší než 10 m². Některé z těchto součinitelů byly revidovány a další byly přidány, včetně těch pro chladicí věže, válcové nádrže, stožáry a komíny. Některé součinitele byly přejaty z národních příloh 1. generace Eurokódů, např. od Belgie a

Itálie, pro hyperbolické věže z německé metodické příručky. Jsou zde také doporučení pro určení součinitelů na tvarově nepravidelné budovy.

V EN 1991-1-4 byl použit průměrný logaritmický profil větru, který lze aplikovat do výšky 200 m, viz následující dva vztahy, zatímco jiné normativní dokumenty využívají exponenciální model nebo model D&H (Deaves–Harrisův).

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$I_u(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

kde $c_r(z)$ je součinitel drsnosti, $c_0(z)$ je součinitel orografie, k_1 je součinitel turbulence, z je výška nad zemí a z_0 je délka drsnosti, vztahy platí pro $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$.

V příloze B byl doporučen linearizovaný model D&H, který je alternativním modelem pro globální návrh štíhlých konstrukcí až do výšky 300 m.

Vztah pro součinitel drsnosti se stanoví jako

$$c_r(z) = c_x \cdot \frac{\left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 5,75 \cdot a\right]}{\ln\left(\frac{z_0}{z_0}\right)}$$

a pro intenzitu turbulence

$$I_u(z) = \frac{\alpha_1 \left(1 - \frac{z}{z_g}\right) \cdot \left(0,538 + 0,090 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right) \left(1 - \frac{z}{z_g}\right)^{1,6}}{c_0(z) \cdot \left(\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + \alpha_2 \left(\frac{z}{z_g}\right)\right) \cdot \left(1 + 0,156 \cdot \ln\left(\frac{6 \cdot z_g}{z_0}\right)\right)}$$

kde $z_g(z)$ je gradient výšky, který je závislý nejen na drsnosti, avšak také na zeměpisné šířce, je definován jako $z_g(z) = k_r \cdot v_b / (15f)$, kde f je Coriolisův parametr. Vztahy platí pro $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$. Je třeba uvést, že tento model může být nekonzervativní ve vysokých turbulentcích, takže může být vhodnější uvážit kvadratický vztah.

Postupy pro stanovení příčné dynamické a aeroelastické odezvy jsou uvedeny v příloze E a pro citlivé budovy v příloze F. V příloze G jsou uvedeny postupy stanovení dynamické a aeroelastické odezvy u štíhlých konstrukcí. Dynamické charakteristiky konstrukcí (vlastní frekvence, modální tvary, ekvivalentní hmotnosti, logaritmický útlum), které mají lineárně elastické chování, jsou uvedeny v příloze H. Do přílohy I byly převedeny a upraveny požadavky na odezvu ocelových stožárů a věží na zatížení větrem, které jsou nyní obsaženy v ČSN EN 1993-3-1. Tyto konstrukce mohou být citlivé na zatížení námrazou v kombinaci s větrem, proto jsou zde uvedeny hodnoty součinitelů sil pro námrazy a ledovku. Příloha J uvádí postupy modelování zatížení větrem na konstrukce ve větrném tunelu (pokyny zčásti přejaty z italské příručky) nebo také s použitím CFD simulací (Computational Fluid Dynamics Simulations), což umožňuje zpřesnit parametry pro specifické konstrukce nebo pro podmínky konstrukce v konkrétním projektu. Simulace zatížení konstrukce větrem na vytvořeném modelu konstrukce byly již také zavedeny do některých komerčních softwarů. Příloha L poskytuje návody na odvození rychlostí větru z měření v meteorologických stanicích. Příloha M uvádí pokyny pro pravděpodobnostní modely zatížení větrem na konstrukce.

Doporučení pro uvážení účinků klimatických změn a jejich vliv na predikci charakteristických hodnot zatížení větrem zůstaly v EN 1991-1-4 na obecné úrovni, neb vliv klimatických změn na zatížení větrem ovlivňuje mnoho faktorů a jsou zde značné nejistoty týkající se budoucího vývoje zatížení větrem (mohou být upřesněny v národní příloze).

ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Modely zatížení teplotou zůstaly obdobné jako v současných Eurokódech, graficky byly upraveny obrázky a grafy. Provedly se úpravy pokynů pro zatížení budov teplotou a byly sloučeny a zpřesněny tabulky pro rozsahy teplot. Sloučená tabulka charakteristických hodnot teplot pro budovy je uvedena dále (doporučuje se uvažovat pro oblasti mezi 45–55° severní zeměpisné šířky).

Tab. 2 Indikativní teploty pro nosné prvky u budov

Teploty pro prostředí		$T_{N,max}$ (léto) °C		$T_{N,min}$ (zima) °C
Teploty vnitřního prostředí T_{in}		$T_1 = 20$		$T_2 = 25$
Teploty T_{out} pro budovy nad úrovní země	Severovýchodně orientované prvky	Povrch jasně světlý	$T_{max} + 0$	T_{min}
		Povrch světle zbarvený	$T_{max} + 2$	
		Povrch tmavý	$T_{max} + 4$	
	Severozápadně orientované prvky	Povrch jasně světlý	$T_{max} + 18$	
		Povrch světle zbarvený	$T_{max} + 30$	
		Povrch tmavý	$T_{max} + 42$	
Teploty T_{out} pro podzemní části budov		6		-4
Pro mezilehlou orientaci konstrukce může být provedena interpolace v příslušném směru.				

Pro prostory v budovách, kde není teplota kontrolována, se mají uvážit hodnoty $T_1 = 35$ °C (léto) a $T_2 = 0$ °C (zima).

U konstrukcí mostů došlo k dílčím aktualizacím a zjednodušením, byl vynechán diagram pro převod teploty vzduchu ve stínu na rovnoměrnou složku teploty a uvedeny pouze výpočetní vztahy.

Pro svislou rozdílovou složku teploty mostu je možné použít lineární nebo nelineární průběh teplot, který může být zvolen v národní příloze, neb se jedná o národně volitelný parametr (NDP). Použití kombinace těchto dvou přístupů podle rozpětí mostu se nedoporučuje.

Skutečnou výchozí teplotu konstrukce T_0 , při které dochází k omezení konstrukce, je nezbytné při provádění konstrukce uvážit v souvislosti s ročním obdobím. Doporučuje se také uvážit odchylku teploty ΔT_0 , kterou se vyjadřují nejistoty při stanovení výchozí teploty.

V EN 1991-1-5 se uvádí doporučení pro přípravu národních map minimálních a maximálních izoterm, s jejich předpokládanými pravidelnými aktualizacemi v intervalech asi po 15 až 20 letech. Postup aktualizace charakteristických hodnot teplot vzduchu ve stínu a také nový aditivní spolehlivostní prvek pro klimatické změny lze doporučit v národní příloze.

Pro spřažené ocelobetonové mosty se na základě výsledků dlouhodobého monitorování teplot prováděných na několika evropských mostech doporučil nový model průběhu teplot po výšce průřezu.

Pro navrhování mostních ložisek je potřebné vzít v úvahu další nejistoty včetně těch geometrických, které se pak uvažují prostřednictvím hodnoty ΔT_{equiv} a s použitím dílčího součinitele, jak je uvedeno v EN 1990, A.2.

V EN 1991-1-5 se také upozorňuje na technické teploty na mostovku během pokládky relevantních ploch horkého asfaltu při realizaci vozovky. V Německu byl k tomu prováděn výzkum, výsledkem je technická zpráva, která může být podkladem pro doporučení v národní příloze.

Účinky klimatických změn pro zatížení teplotou se doporučují uvažovat na základě aditivního členu teplotních změn ΔT_{cc} , který má být použit pro úpravu statisticky vyhodnocených teplot vzduchu ve stínu. Hodnoty ΔT_{cc} mohou být doporučeny v národní příloze.

ZATÍŽENÍ BĚHEM PROVÁDĚNÍ

EN 1991-1-6 uvádí postupy a doporučení, jak stanovit zatížení a jejich kombinace během jednotlivých etap provádění stavby. Norma se podrobněji zabývá staveništními zatíženími, která jsou specifická pro různá stadia provádění. Staveništní zatížení jsou klasifikována do šesti tříd, Q_{ea} až Q_{ef} , pro které jsou doporučeny hodnoty užitných zatížení. Nově se zde uvádí třída Q_{ef} , která například zohledňuje účinky dočasných podpor, dočasné závěsy konstrukce, zatížení od dočasného předpětí, zatížení během provádění betonáže, hydratační teplo, zatížení během manipulace.

Charakteristická hodnota klimatických zatížení se stanovuje obdobně jako v ČSN EN 1991-1-6, jsou zde však upraveny doby trvání etap provádění konstrukce (do 5 dnů, nad 5 dnů až do jednoho roku a přes rok).

Zásady navrhování pro dočasné návrhové situace, kombinace zatížení, dílčí součinitele a součinitele kombinace pro staveništní zatížení u budov byly přesunuty do EN 1990, Přílohy A.

MIMOŘÁDNÁ ZATÍŽENÍ

EN 1991-1-7 uvádí zásady navrhování konstrukcí s ohledem na předem stanovená mimořádná zatížení. Pokyny pro uvážení předem neidentifikovaných mimořádných zatížení jsou uvedeny v EN 1990, příloze E zabývající se zásadami robustnosti konstrukcí. V EN 1991-1-7 jsou uvedeny pokyny pro mimořádná zatížení konstrukcí od nárazů silničních a železničních vozidel, vrtulníků, vysokozdvizných vozíků, říčních a námořních plavidel. Jsou zde také uvedeny zásady navrhování a konstrukční opatření pro konstrukce s ohledem na výbuchy plynu nebo prachu ve vnitřních prostorech (mimo rozsah jsou účinky detonace od výbušnin).

Hodnoty ekvivalentních statických nárazových sil zůstaly nezměněny pro jednotlivé kategorie silniční a železniční dopravy (byly zpřesněny rozsahy nárazů pro námořní plavidla). Pokyny pro nárazové síly na svodidla a konstrukce v parkovacích garážích byly přesunuty do EN 1991-1-7 z EN 1991-1-1, Přílohy B.

Doporučení na kategorizaci konstrukcí do tříd následků CC1, CC2a,b a CC3 s ohledem na vnitřní exploze v budovách včetně příkladů byla převedena z přílohy A do hlavního, normativního textu normy. Pro další typy mimořádných návrhových situací se uplatňuje členění na třídy následků CC1, CC2 a CC3. Postupy ověřování konstrukce kategorizované do příslušné třídy následků jsou lépe vysvětleny. Ve třídě CC3 se uvádí možnost kromě použití analýzy rizik aplikovat např. dynamickou analýzu, nelineární metody a uvážit interakci mezi zatíženími a konstrukcí. Pro nárazy od železničních vozidel nadále zůstaly zachovány třídy konstrukce A (konstrukce budov nad železničními tratěmi) a B (silniční a železniční mosty), doporučení pro lávky pro chodce mohou být uvedeny v národní příloze.

V informativní příloze A byla ponechána doporučení pro způsoby zajištění robustnosti konstrukce včetně teoretických hodnot zatížení pro klíčové nosné prvky (mají přenést u budov ve svislém nebo vodorovném směru 34 kN/m), které mohou být v národní příloze upraveny. Poznámává se, že do této informativní přílohy A bylo výjimečně dovoleno zavést národně volitelné parametry NDP. V příloze B byla provedena úprava postupů kvalitativní a kvantitativní analýzy a hodnocení rizik včetně jejich grafického vyjádření a opatření pro zmírnění rizik.

Pokyny pro dynamické analýzy s ohledem na nárazy vozidel uvedené v příloze C byly upraveny a zjednodušeny. Pravděpodobnostní modely pro stanovení nárazových sil s uvážením typu vozidla a kategorie silniční komunikace byly upraveny. Požadavky na zatížení na svodidla jsou uvedeny v souboru ČSN EN 1317.

V informativní příloze D jsou uvedeny požadavky na vnitřní výbuchy prachu, plynu nebo směsí par se vzduchem, jsou zde návody na stanovení tlaků na stěny budovy a jak navrhnout výfukové prvky pro zmírnění dopadů výbuchu.

V EN 1991-1-7 je uvedena nová příloha E s doporučenými ekvivalentními silami zatížení od účinků nehodových trosek a od úlomků konstrukce pro budovy třídy A v blízkosti železničních tratí.

ZATÍŽENÍ NÁMRAZOU A LEDOVKOU

EN 1991-1-9 vychází z ISO 12494, který je u nás zaveden, je podstatně zjednodušen a snadněji aplikovatelný. Pro stanovení charakteristických hodnot zatížení námrazou jsou uvedeny pouze výpočetní vztahy, zatímco množství tabulek nyní obsažených v u nás národně zavedené ČSN ISO 12494 bylo v EN 1991-1-9 vynecháno. Součinitele tvaru pro stanovení zatížení větrem na konstrukce pokryté námrazou byly převedeny z ISO 12494 do EN 1991-1-4. Zásady navrhování a kombinace zatížení na různé typy konstrukcí, tedy zejména pro ocelové věže a stožáry, u které jsou obvykle citlivé na námrazu, jsou nyní uvedeny v EN 1990, příloze A.3 pro zásady navrhování těchto typů konstrukcí.

EN 1991-1-9 obsahuje informativní přílohy, ve kterých jsou uvedeny doplňující pokyny k tvorbě námrazy na konstrukce, na nebezpečí nárůstu námrazy s ohledem na výšku konstrukce, na nebezpečí pádu námrazy z konstrukce a doporučení ochranných pásem pro zabránění případného zranění osob.

ZATÍŽENÍ VLNAMI A PROUDY NA POBŘEŽNÍ KONSTRUKCE

EN 1991-1-8 se zabývá zatížením vlnami a proudy na přímořské konstrukce, na konstrukce vlnolamů, podmořská potrubí a na trvale zakotvené plovoucí konstrukce. Nový Eurokód vznikl transformací ISO 21650, byl však významně upraven, aby bylo možné používat zásady navrhování a zatížení na základě metody dílčích součinitelů, případně také s použitím pravděpodobnostních metod. Dokument je obsáhlý, má asi 200 stran textu (13 kapitol a 8 informativních příloh). Zásady navrhování konstrukcí na mořské vlny a proudy jsou pak obsaženy v EN 1990, Příloze A.6. V současnosti byl dokument předložen pro formální hlasování (FV).

ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Eurokódy řad EN 1990 a EN 1991 byly doplněny o některé dosud chybějící pokyny, jsou lépe vysvětleny a došlo zde k řadě dílčích úprav a zjednodušení. Pro formální hlasování s počátkem v říjnu 2025 jsou připraveny EN 1991-1-4, EN 1991-1-8, EN 1991-3 a EN 1991-4. Ostatní dokumenty jsou již vyhotoveny a bude možné zahájit jejich překlady a tvorbu národních příloh. Důležité bude připravit nové klimatické mapy pro zatížení sněhem, větrem, teplotou a námrazou s využitím také nových dat z posledních dvou desetiletí klimatických měření.

Je zřejmé, že ani druhá generace Eurokódů pro zatížení nezahrnuje plně všechny návrhové situace pro různé typy konstrukcí, k některým bude nezbytné přistupovat individuálně a může být potřebná i konzultace specializovaného pracoviště.

Je třeba uvést, že požadované snížení počtu národně stanovených parametrů se podařilo dosáhnout jen u některých částí Eurokódů. Přibyly nové doplňující postupy, které dosud chyběly nebo které byly dosti obecné, a to včetně některých nových zatížení, namáhání konstrukcí na únavu a upřesnění způsobů použití nelineárních metod.

Příspěvek vznikl také v rámci řešení projektu 23-06222S podporovaného Grantovou agenturou ČR a byla využita vybraná data získaná při řešení projektu CK03000125 podporovaného Technologickou agenturou ČR.

Bibliografie

- EN 1990-1 Eurocode: Basis of structural and geotechnical design – Part 1: Design of new structures
- EN 1990-2 Eurocode: Basis of structural and geotechnical design – Part 2: Assessment of existing structures
- EN 1991-1-1 Eurocode 1 Actions on structures – Part 1-1: Specific weight of materials, self-weight of construction works and imposed loads on buildings
- EN 1991-1-3 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-3: Snow actions
- EN 1991-1-4 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-4: Wind actions
- EN 1991-1-5 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-5: Thermal actions
- EN 1991-1-6 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-6: Actions during execution
- EN 1991-1-7 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-7: Accidental actions
- EN 1991-1-8 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-8: Actions from waves and currents on coastal structures
- EN 1991-1-9 Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-9: Atmospheric icing
- N 1250 Policy guidelines and procedures, CEN/TC 250
- Technical report CEN/TC250/SC1, Probabilistic basis for determination of partial safety factors and load combination factors, Interdependence of climatic actions, Background document
- JRC Technical report. Guidance on the design for structural robustness, 2023

NAVRHOVÁNÍ OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ V PODMÍNKÁCH 2. GENERACE EUROKÓDŮ

prof. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D., FEng., a kolektiv

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

FSv ČVUT v Praze

STATIKA STAVEB Plzeň

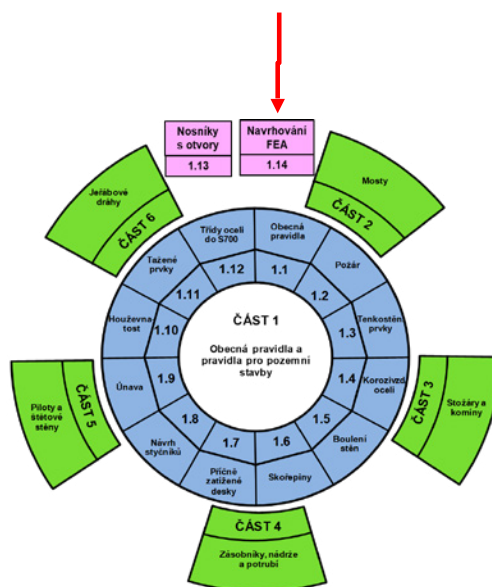
Navrhování ocelových konstrukcí v podmínkách 2. generace eurokódů

Pavel Ryjáček

Michal Jandera, Jakub Dolejš, František Wald
ČVUT v Praze, Fakulta stavební

Obsah prezentace

- EN 1993-1-1
- EN 1993-1-8
- EN 1993-1-9
- EN 1993-2
- EN 1994-1-1
- EN 1993-1-14
- Hodnocení stávajících konstrukcí
- Znovuvyužití ocelových konstrukcí



Obsah vybraných úprav normy EN 1993-1-1 (*prof. Jandera*)

- Určení normy – konstrukční oceli
- Metody globální analýzy
 - shrnutí metod
 - imperfekce
- Únosnosti průřezu
 - klasifikace
 - příloha B – semi-kompaktní průřezy
 - tažené průřezy
 - kombinované namáhání
 - uzavřené kruhové a eliptické průřezy
- Únosnost na příčné síly
- Stabilita prutu
 - vzpěr
 - klopení – jednoose symetrické průřezy
 - klopení – nový postup pro dvouose symetrické I průřezy
 - klopení – revize zjednodušené metody
- Interakce tlaku s ohybem
 - dvouose symetrické průřezy
 - jednoose symetrické průřezy (příloha C)
 - alternativní postup CEN/TS 1993-1-101
 - interakce s kroucením (C.2)
- zjednodušené posouzení únavové odolnosti
- informativní příloha (E) se statickými údaji pro pevnostní charakteristiky materiálu a geometrie průřezů použitých pro odvození součinitelů spolehlivosti



EN 1993-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

3

Určení normy – konstrukční oceli

Nově zahrnuty i oceli nad S460 – do S700

Třída oceli	Jmenovitá tloušťka prvu t mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
S235	235	360	215	360
S275	275	390	245	370
S355	355	490	325	470
S420	420	510	390	490
S460	460	540	410	510
S500	500	580	450	580
S550	550	600	500	600
S600	600	650	550	650
S620	620	700	560	660
S650	650	700	-	-
S690	690	770	630	710
S700	700	750	-	-

V normě EN 1993-1-12 budou zahrnuta doplňující pravidla pro S700–S960 .



EN 1993-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

4

Určení normy – konstrukční oceli

Pro plastickou globální analýzu:

- $f_u / f_y \geq 1,10$;
- protažení při přetržení nejméně 15 %;

automaticky splněno pro ocel do S460

Pro pružnou globální analýzu :

- $f_u / f_y \geq 1,05$;
- protažení při přetržení nejméně 12 %;

automaticky splněno pro ocel do S700 (všechny)

Pro oceli vyšší pevnosti než S460 nelze tedy uvažovat plastickou globální analýzu: vznik plastických kloubů, ani částečnou redistribuci u spojitých nosníků.

Analýza s částečnou plastizací v plastických zónách možná je (prEN 1993-1-14).



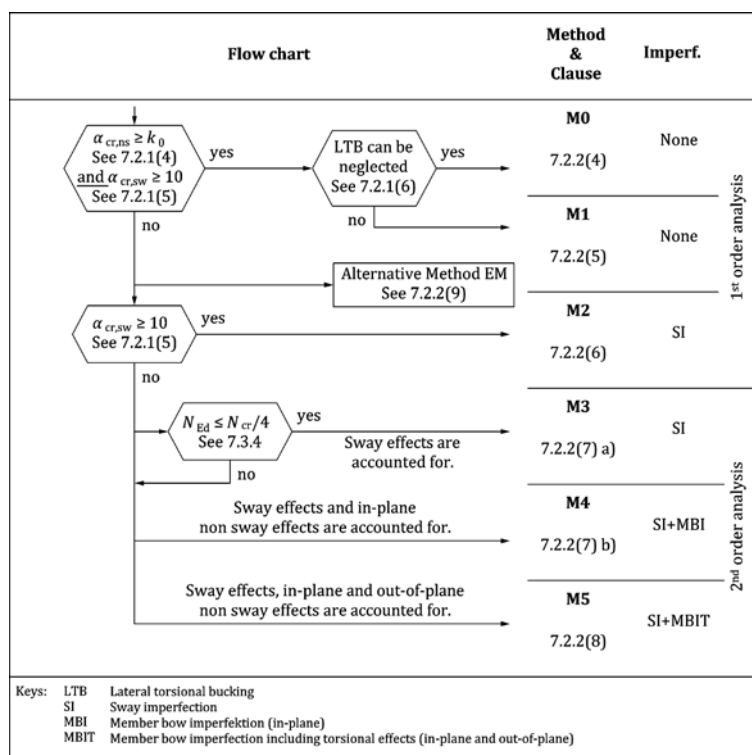
EN 1993-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

5

Metody globální analýzy

Principiálně bez větších změn

- přehledný a jednoznačný popis
- seřazení metod (M0 až M5) dle sofistikovanosti globální analýzy



EN 1993-1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby

6

Aktualizace normy EN 1993-1-8 (*prof. Wald*)

Zjednodušena a změněna struktura textu

- Styčníky otevřených průřezů
- Kotvení patní deskou

Inovace

- Návrh svarů
- Návrh otlačení šroubů
- Porušení skupiny šroubů
- Kloubové styčníky
- **Velké změny**
 - Styčníků s uzavřenými průřezy – jiná definice únosnosti



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

7

Aktualizace normy EN 1993-1-9 (*prof. Ryjáček*)

ECCS – Technical Committee 6 “Fatigue” – WG9 & WG10

CEN TC250 SC3 “Eurocode 3” – WGs 6.1, 6.2, 6.3 & 6.4

Souhrn hlavních změn

- Změny součinitelů spolehlivosti
- Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna
- Významné rozšíření a úprava kategorií detailů
- Změna sklonu S-N křivek
- Rozšíření metody Hot-Spot (extrapolovaných jmenovitých napětí)
- Doplnění metody efektivních vrubových napětí
- Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI
- Aktuálně probíhá hlasování

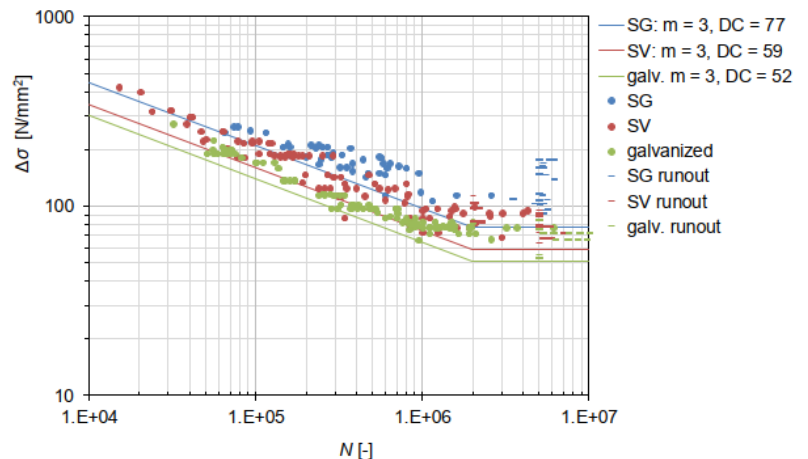


Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

8

Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna

- Mez únavy při konstantní amplitudě napětí CAFL: dnes $N = 5 \cdot 10^6$ cyklů
- Nově: CAFL závisí na detailu
- Svařované detaily vysoké – CAFL @ $N = 5 \cdot 10^6$, nízké @ $N = 10^7$)
- Obrázek – výsledky zkoušek pro šrouby v tahu



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna

- **Změny sklonu S-N křivky**
- Zejména u nesvařovaných prostých prvků a šroubovaných spojů se ukazuje, že sklon křivky je odlišný od $m = 3$.
- Pro ostatní, $m = 3$ je přijatelné.
- Obecně platí:
 - Velký vrub – významná fáze šíření trhliny – sklon odpovídá svařovaným detailům
 - Malý vrub – důležitá fáze nukleace trhliny – $m = \text{cca } 5$

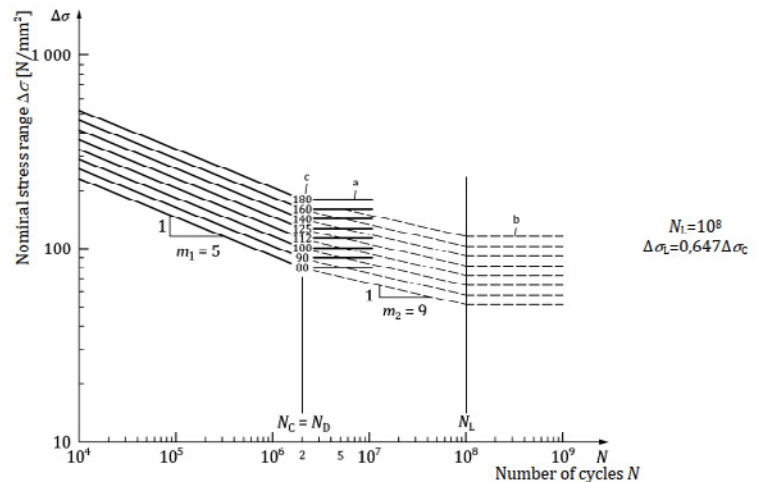
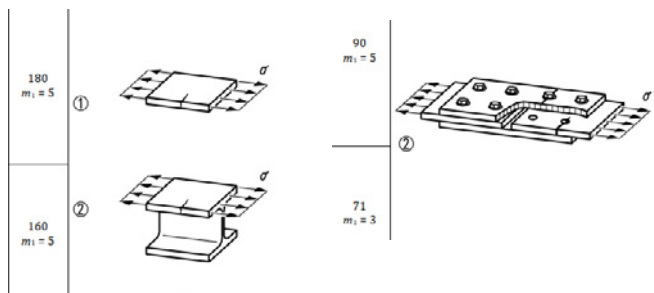


Pavel Ryjáček
Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

10

Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna

- Upravená SN křivka pro detaily s malými vruby, platí pro:
 - Nesvařované prosté prvky
 - Šroubované detaily s vrtanými či frézovanými otvory

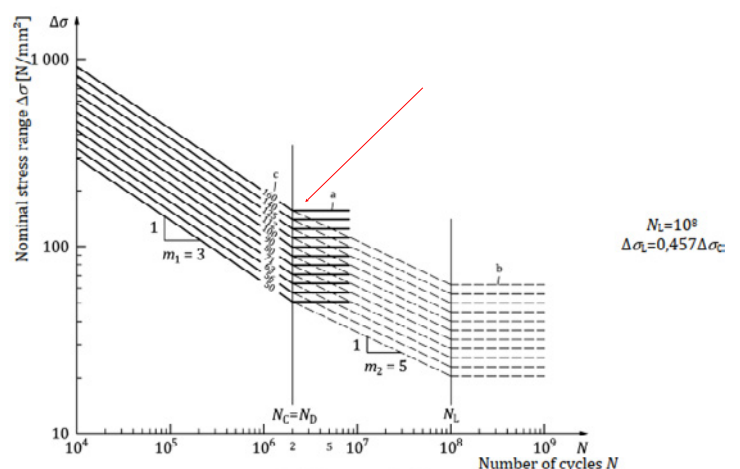
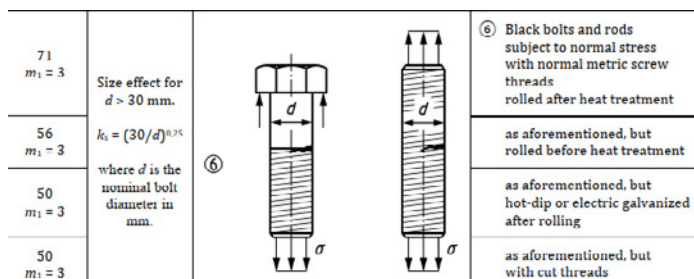


Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

11

Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna

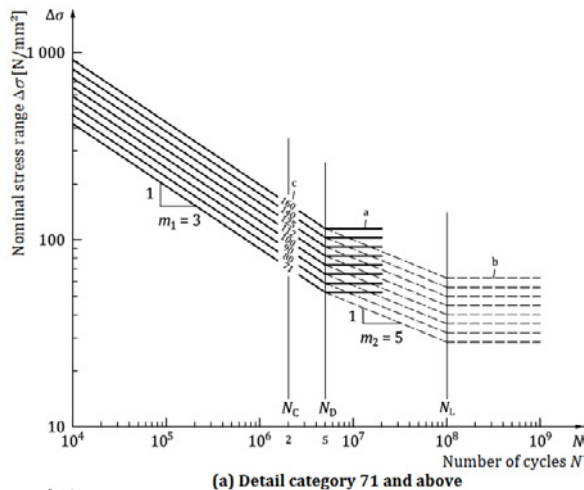
- Upravená SN křivka pro detaily s ostrými vruby, platí pro:
 - Šroubované detaily s pálenými či proráženými otvory
 - Detail 6 – šroub
- Detail 6 – závisí na způsobu výroby závitu, místo 50 je nově 50–71



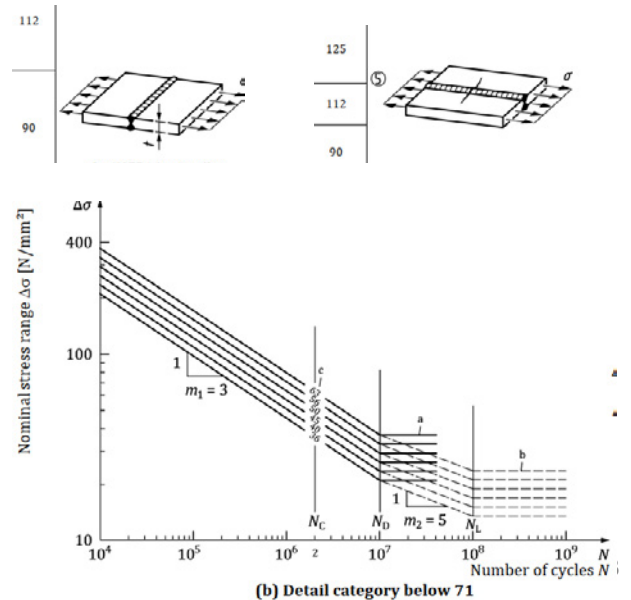
Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

Rozšíření druhů S-N křivek a jejich změna

- Upravená SN křivka pro svařované detaily s ostrými vruby, platí pro většinu tradičních detailů
- Rozděleno pro kategorie pod a nad 71

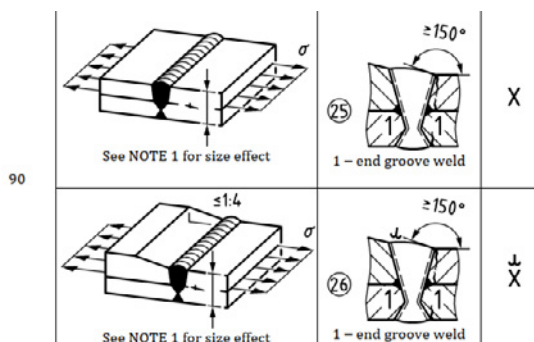


Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9



Významné rozšíření a úprava kategorií detailů

- 10.1 – ploché prvky a nesvařované detaily (až 180)
- 10.2 – šroubované detaily
- 10.3 – složené průřezy s podélnými svary a podélné svary
- 10.4 – příčné tupé svary s plným průvarem



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

Detail category	Construction detail
80	
Size effect for $t > 25\text{mm}$:	
$K_s = (25/t)^{0.2}$	
	While NOT-testing Fillet for NOT-testing by X-Ray After NOT-testing

14

Významné rozšíření a úprava kategorií detailů

- 10.9 – ortotropní desky s otevřenými výztuhami
- 10.10 – ortotropní desky s uzavřenými výztuhami

	V kořeni svaru		⑥ Splice in stiffener subject to normal stress, welded from one side on permanent root backing, gap between weld preparation edges $g > 6 \text{ mm}$ as aforementioned, but $4 \text{ mm} \leq g \leq 6 \text{ mm}$ as aforementioned, but $g < 4 \text{ mm}$
--	-----------------------	--	--

Původně 71

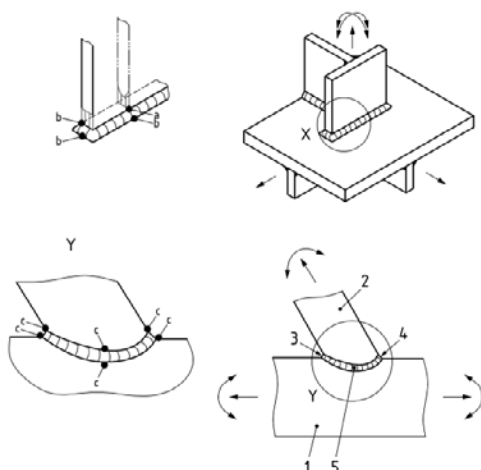


Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

15

Rozšíření metody Hot-Spot (extrapolovaných jmenovitých napětí)

- Obvyklé svary, typ a a b – víceméně se neliší, kat. 90–112
- Svare dutých profilů příhradových styčníků, typ. c – kat. 69–193



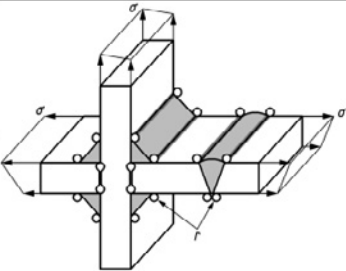
Detail category	Thickness $t^{(1)}$ [mm]	Constructional detail
193 $m_1=3,36$	4	① CHS and RHS joints
178 $m_1=3,30$	5	
149 $m_1=3,17$	8	
128 $m_1=3,07$	12	② CHS and RHS joints
114 $m_1=3,00$	16	
97 $m_1=2,90$	25	③ CHS joints
88 $m_1=2,85$	32	
74 $m_1=2,75$	50	
69 $m_1=2,72$	61	

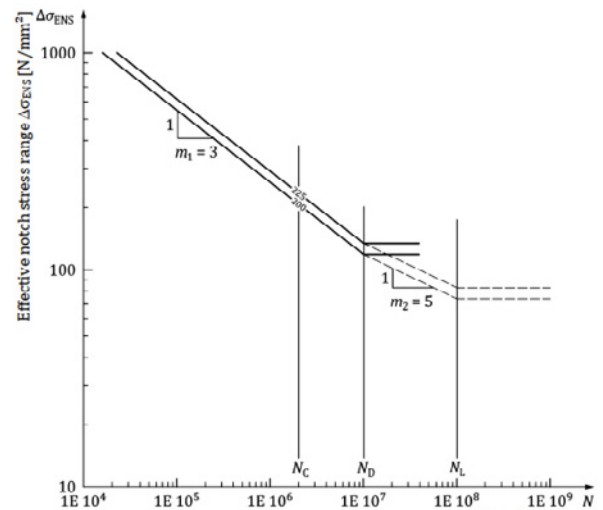


Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

Doplnění metody efektivních vrubových napětí

- Pro hlavní napětí (PS) nebo ekvivalentní napětí Von Mises (EVM)

Detail category	Constructional detail	Stress components / Description
225		PS. Notch as-welded. Effective notch radius equal to 1mm replacing weld toe and weld root notch
200		EVM. Notch as-welded. Effective notch radius equal to 1mm replacing weld toe and weld root notch



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

17

Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

- HFMI – High frequency mechanical impact, souhrnný název pro:
 - UIT – Ultrasonic Impact Treatment
 - UP – Ultrasonic Peening
 - UPT – Ultrasonic Peening Treatment
 - HiFIT – High Frequency Impact Treatment
 - PIT – Pneumatic Impact Treatment
 - UNP – Ultrasonic Needle Peening
- Všechny tyto metody jsou založeny na vnášení tlakových napětí do oblasti paty svaru.
- Podobný princip jako temování, kuličkování nebo válečkování.
- Podstatnou výhodou HFMI jsou mnohem konzistentnější výsledky, jednodušší dosažení požadované kvality i nižší nároky na obsluhu.



Photo courtesy of PITEC GmbH



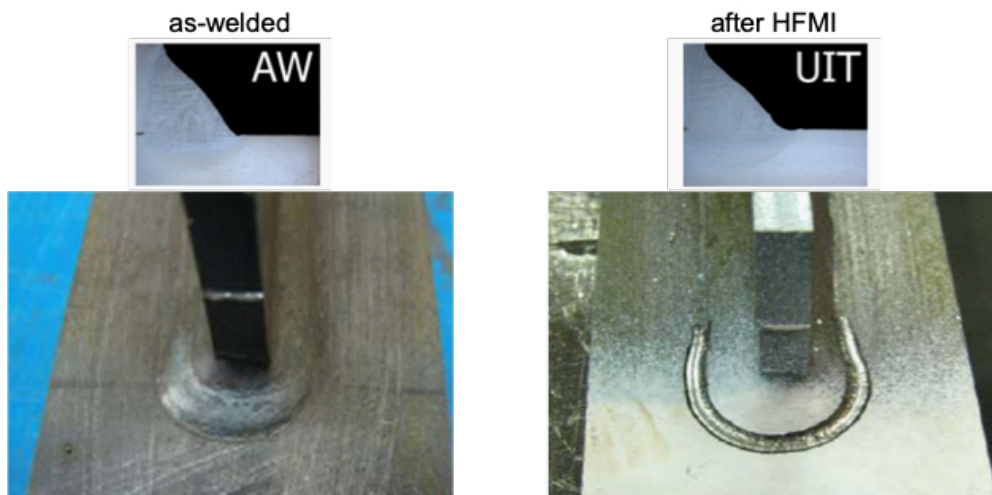
Photo courtesy of Pfeifer Seil- und Hebeteknik GmbH



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

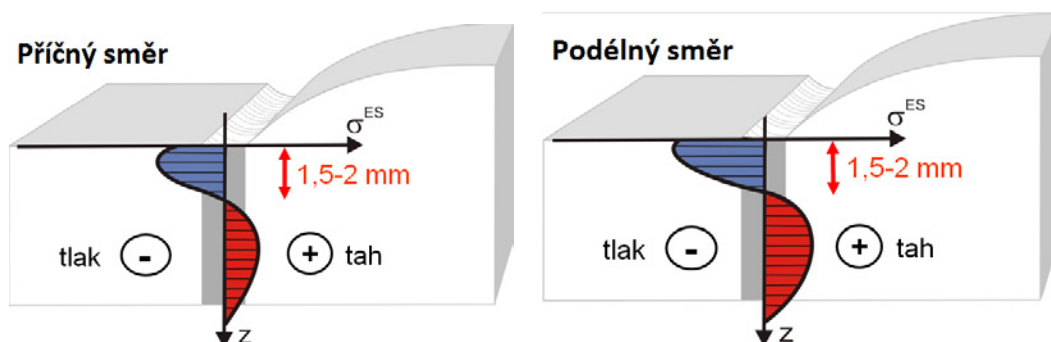
Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

- Tvar svaru po svaření a po opracování HFMI



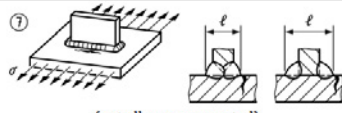
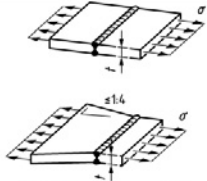
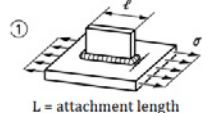
Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

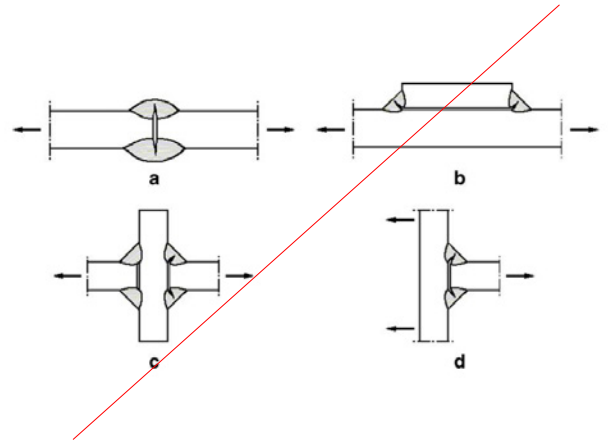
- Reziduální napětí po zpracování svaru HFMI



Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

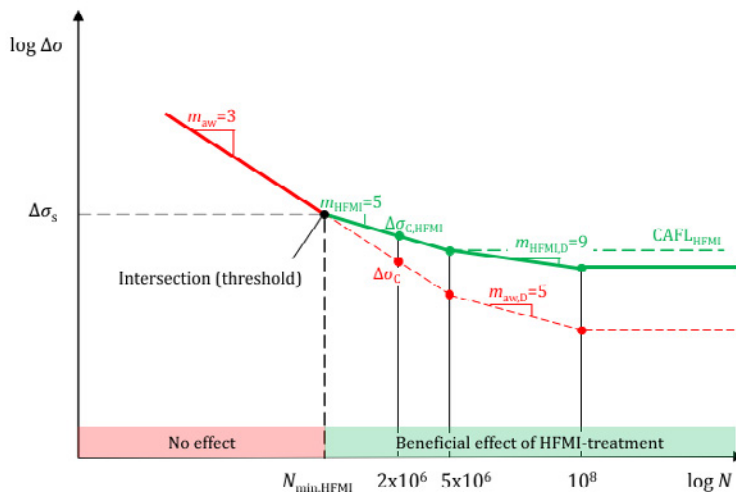
- Vhodné svary – trhlina v patě svaru, nevhodné svary – v kořeni

Design of the constructional detail	Weld symbol	Description
 (not all cases presented)		Transverse stiffener Tab. 10.5, Details ⑦ to ⑩
 (not all cases presented)		Transverse butt weld Tab. 10.4, Details ②, ③, ⑩ and ⑫
 L = attachment length (not all cases presented)		Longitudinal stiffener Tab. 10.5, Details ① and ②



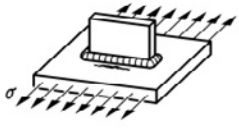
Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

- Zlepšení svaru závisí na počtu cyklů, pro vysoké rozkmitky a malý počet cyklů zlepšení nenastává.
- Nelze **žárově zinkovat ponorem**.



Specifikace a pravidla pro použití metody HFMI

- Ukázka zlepšených detailů
- Zlepšení je velké hlavně pro **vysokopevnostní** oceli – to zatím nemělo vliv, dnes již ano.

Transverse stiffener	Detail category			Detail category ^{a) c)}		
	As-welded	HFMI-treated				
	$\Delta\sigma_c$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{HFMI,C}$ [N/mm ²]		Stress ratio R [-] ^{b)}		
			Steel grade according to EN 10025	-1,0	0,1	0,5
$50 < \ell \leq 80\text{mm}$	71	80				
		90				
		100				
		112				
		125	$S235 \leq S < S355$	125	125	80
		140	$S355 \leq S < S650$	160	140	90
		160	$S650 \leq S \leq S700$	160	160	125



Novinky v oblasti únavy v prEN 1993-1-9

23

Aktualizace normy EN 1993-2 (prof. Wald)

Zjednodušená struktura textu

- Pokročilé modely, MKP

Inovace

- Přestup tepla do žárově zinkovaných prvků
- Navrhování průřezů 4. třídy
- Navrhování prvků z nerezových ocelí
- **Nové**
 - Přestup tepla do prolamovaných nosníků
 - **Žádné revoluční změny**



Novinky v oblasti sprážených konstrukcí v EN 1994-1-1 (doc. Dolejš)

Cíle pro 2G EN 1994-1-1

- Zredukování počtu Národních parametrů (NDP)
- Zapracování připomínek uživatelů
- Sjednocení s EC2, EC3 aj.
- Zjednodušení aplikace normy
 - Podrobné definice nejednoznačných pojmů
 - Vyřazení nevýznamných částí
 - Omezení odkazů
- Úprava číslování kapitol a úprava terminologie a její sjednocení v rámci TC250
- Nové přílohy
- Výsledek: draft cca 210 stran (1G: 100 stran)



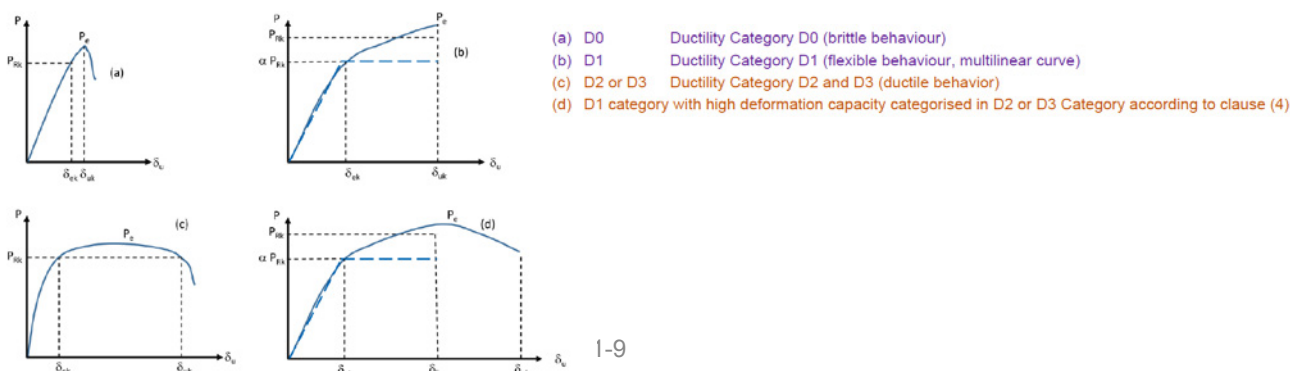
25

Novinky v oblasti sprážených konstrukcí v EN 1994-1-1

Kapitola 5 – Materials

Beton – původní norma jen odkazovala na EC 1992, nová norma uvádí postup výpočtu pevnosti

- Třída betonu až C70/85 (bylo C60/75)
- Specifikuje se též „lightweight concrete“, hustota alespoň 1 750 kg/m³
- Konstrukční oceli – plastické rozdělení napětí pro $f_y \leq 460$ MPa
- Spráhovací prvky – nové kategorie tažnosti D0–D3



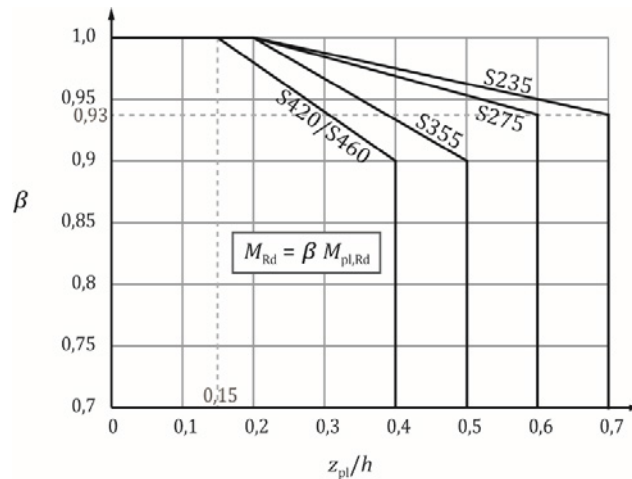
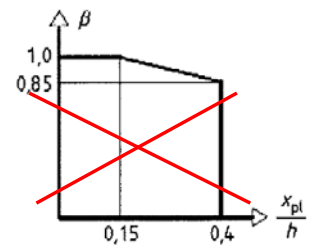
1-9

26

Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

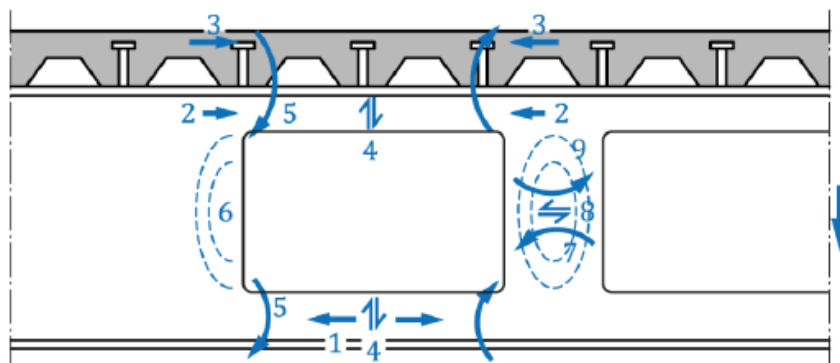
Kapitola 8 – ULS

- Většinou rozšíření a upřesnění stávajících ustanovení
- Doporučení, jak dosáhnout plastizace oceli před porušením betonu
- Pro plastické namáhání průřezu – smykové spojení D2 nebo D3
- Ohybová únosnost průřezu – upraven redukční součinitel β



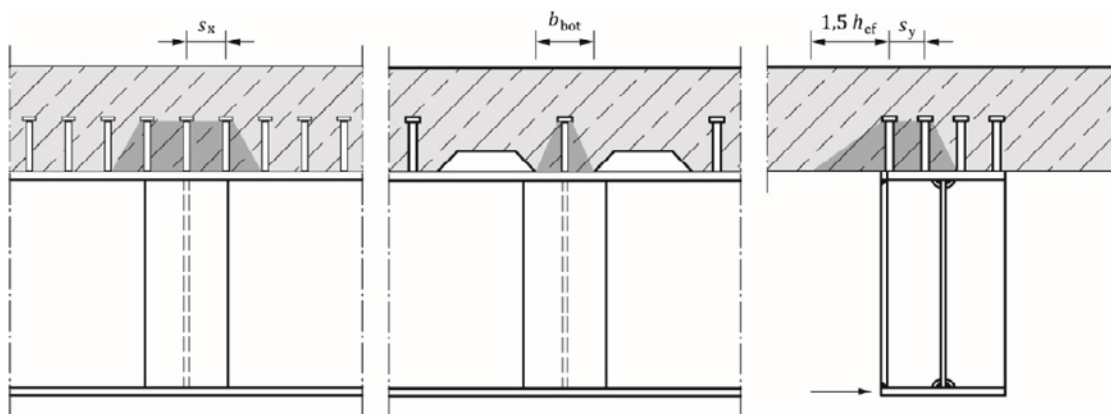
Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

- Příloha D – Composite beams with web-openings
 - Postup velmi podobný jako v EN 1993
- Příloha E – Composite beams with web-openings and stiff slabs
 - Rozšiřuje přílohu D pro specifické případy



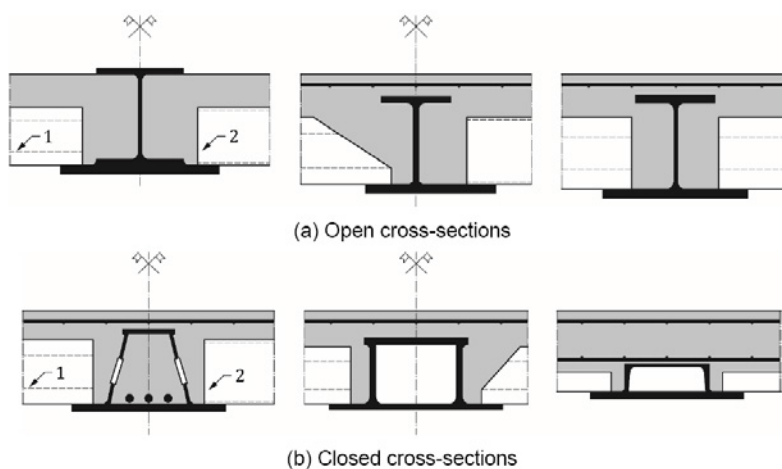
Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

- Příloha H – Design tension resistance of headed studs
 - Uveden výpočet pro tahovou únosnost spřahovacích trnů
 - Zohledňuje počet spřahovacích trnů, jejich vzdálenost, třídu betonu apod.



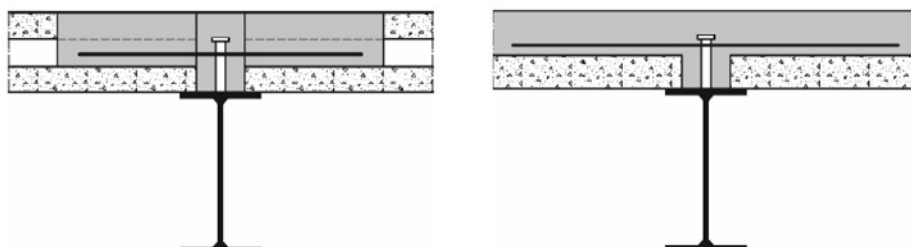
Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

- Příloha I – Additional rules for shallow floor beams
 - Betonová deska může být prefabrikovaná, in-situ nebo kompozitní
 - Rozlišují se nosníky typu I, II a III především podle poměru tuhosti ocelové a betonové části
 - Nosníky mohou být duté vyplněné/nevyplněné, bez vnitřního otvoru (např. IPE, HEA)
 - Pravidla pro globální analýzu i posouzení



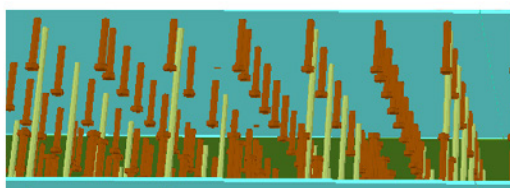
Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

- Příloha J – Other flooring types using precast concrete slabs in buildings
 - Pravidla pro použití prefabrikovaných betonových desek

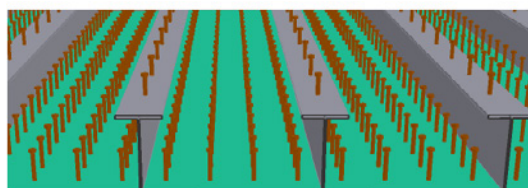


Novinky v oblasti spřažených konstrukcí v EN 1994-1-1

- Jednoplášťové/dvouplášťové ocelobetonové konstrukce
 - Podélný smyk, tah a kombinace

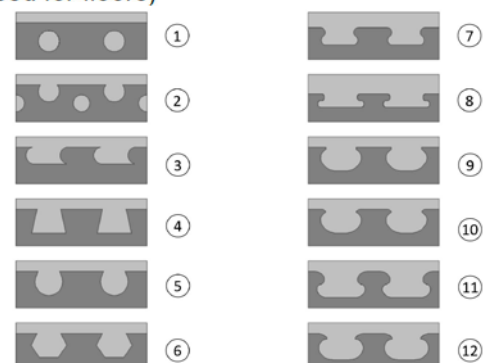


(a) DSC structure (typically used for walls)



(b) SSC structure (used for floors)

- Pravidla stanovení únosnosti pro perforované lišty (composite dowels)
 - Podélný smyk, tah a kombinace



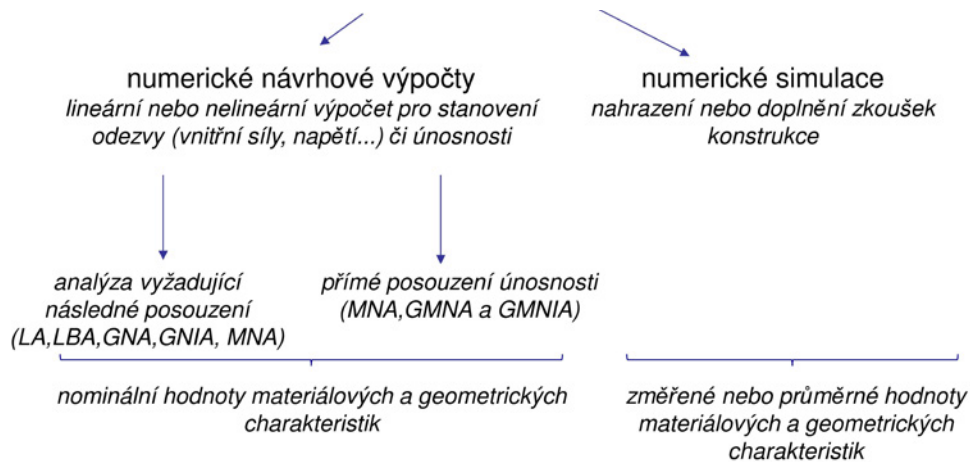
EN 1993-1-14 pro navrhování s využitím MKP (*prof. Jandera*)

- Zcela nová norma
- Dva dokumenty:
 - (i) samotná [norma prEN 1993-1-14](#)
 - poskytnout pravidla pro použití analýzy metodou konečných prvků a dalších numerických metod pro ověřování:
 - mezních stavů únosnosti,
 - plastické porušení, pevnostní porušení, stabilita
 - mezních stavů použitelnosti
 - a únavy
 - pro ocelové konstrukce
 - vychází zejména z EN 1993-1-5 Příloha C
 - (ii) [Technická zpráva](#) (Technical report) [CEN/TR 1993-1-141](#)
 - upřesnění pravidel a příklady správné praxe

Obsah normy prEN 1993-1-14

- modelování konstrukčních prvků a okrajových podmínek
 - typy konečných prvků, specifiky např. pro šrouby, klopení, deskostěnový s odsazením střednice, multi-level
- zavedení imperfekcí (geometrické imperfekce a reziduální pnutí)
- modelování materiálů – materiálové modely
- modelování zatížení
- typy analýz
- validace a verifikace MKP modelů
- zavedení kritérií mezního stavu
- harmonizace kritérií mezního stavu a zvolené úrovně modelování a typu analýzy
- dílčí součinitele, které se mají použít
- výběr softwaru a dokumentace

Rozdělení dle účelu modelu a analýzy



Hodnocení stávajících konstrukcí (prof. Ryjáček)

- Ad Hoc Group CEN/TC250/SC3/
- **Assessment and retrofitting of existing iron and steel structures**
- Zahájena činnost 05/2022
- Cílem je nyní identifikovat a popsat rozsah prací pro doplnění pravidel pro existující konstrukce.

Decision 20/2021 taken on 2021-10-15:

— Creation of a new AHG "Assessment and retrofitting of existing iron and steel structures —

CEN/TC 250/SC 3 agreed to create a new AHG "Assessment and retrofitting of existing iron and steel structures. Richard Stroetmann is appointed as Convenor of this AHG. The AHG should be composed of representatives of the SC 3 WGs.

Task of the AHG is to identify the scope of work.

Hodnocení stávajících konstrukcí

- **Ad Hoc Group CEN/TC250/SC3/ – návrh na zahájení tvorby nového eurokódu pro stávající ocelové konstrukce – sestavena nová WG23**
- 1. Scope
- 2. Normative references
- 3. Terms, definitions and symbols
- 4. Basis of assessment and retrofitting design
 - 4.1. Requirements
 - 4.2. Basic variables
 - 4.3. Verification by the partial factor method
- 5. Material and product properties
 - 5.1. Materials and products covered by the Eurocodes
 - 5.2. Materials and products not covered by the Eurocodes
- 6. Deterioration models



Hodnocení stávajících konstrukcí

37

Hodnocení stávajících konstrukcí

- 7. Structural analysis
 - 7.1. Structural analysis for assessment
 - 7.2. Structural analysis for retrofitting
 - 7.3. Assessment and design assisted by testing
- 8. Ultimate limit states
 - 8.1. Cross-sectional resistance
 - 8.2. Connections
 - 8.3. Member stability
 - 8.4. Plated structures
 - 8.5. Shell structures
 - 8.6. Cold formed structures
- 9. Serviceability limit states
- 10. Fatigue
- 11. Fire resistance
- 12. Detailing
 - 12.1. Assessment of detailing
 - 12.2. Detailing for retrofitting
- Annex A – Steel bridges
- Annex B – Towers, masts and chimneys
- Annex C – Silos and tanks
- Annex D – Piling
- Annex E – Crane supporting structures



Hodnocení stávajících konstrukcí

38

Znovuvyužití ocelových konstrukcí (prof. Ryjáček)

- **CEN/TC 250/SC 3/AHG Re-use**
- **AHG “Design of reclaimed steel components for re-use”**
- Zahájila činnost 06/2024
- Předmětem definování rozsahu záměru dokumentu pro Design of reused Steel Components in the EC3 Context
- Tento dokument poskytne doplnění požadavků norem EN 1993-1-1, EN 1993-1-5, EN 1993-1-8, EN 1993-1-10, EN 1993-1-12 a EN 1993-1-14 pro návrh ze znovuvyužitých komponentů

Option A: “Extension”

The following examples show terms in a document, that extends parts of EN 1993 where necessary on how to design structures made of re-used steel components.

Example A.1: Material Properties

EN 1993-1-1: Design of Steel Structures	CEN/TS XXXXX: Design of reclaimed Steel Components for Re-use - Additional rules for the Extension of EN 1993 to re-used Steel Components
...	...
5 Materials	5 Materials
5.1 General	5.1 General
(1) The nominal values of material properties should be adopted as characteristic values in design calculations.	(1) Additional Rules: Applies to re-used components if the nominal values of the used steel material are known.
...	NOTE 1 The corresponding assessment procedure of the re-used component then refers to the known nominal values. If nominal values of the re-used steel material are not known a nominal value should be adopted as characteristic value as result of the corresponding assessment procedure of the re-used component, as given in Annex XY of this document.

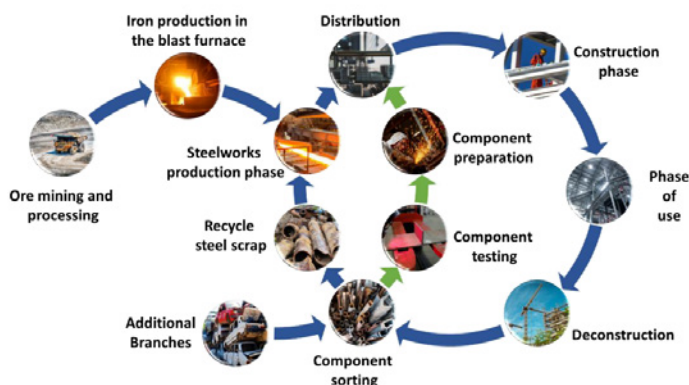


Hodnocení stávajících konstrukcí

39

Znovuvyužití ocelových konstrukcí

- Výsledkem dokument
- **Guidance on Establishing European Rules for the Design of reclaimed Steel Components for Reuse**
- který bude v tomto roce vydán jako informace CEN



Guidance on Establishing European Rules for the Design of reclaimed Steel Components for Reuse

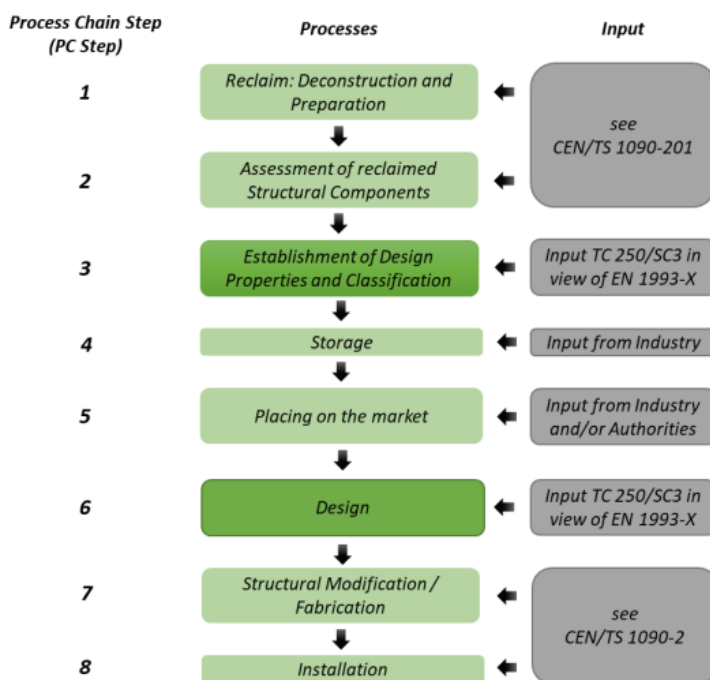
M. Feldmann, H. Bartsch, F. Eyben, J. Voelkel, K. Wolters, M. Knobloch, A. Bours, R. Stroetmann, A. Girao-Coelho, A. Beyer, M. Rauch, M. Charlier, C. Braendstrup, W. Husson, D. Baxter, D. Coyle, T. Bogdan, B. Kühn, K. Zimmermann, V. Laine, P. Kyvelou, M. Blum, P. Langenberg



<https://www.kampshuisbouwwerken.nl/omgeving-bouwen>

Znovuvyužití ocelových konstrukcí

- **CEN/TC 250/SC 3/AHG Re-use**
- Téma „reuse of components“ se týká mnoha fází, nejen návrhu konstrukce
- Lze definovat Process Chain
- Vlastnosti elementů pro reuse musí být harmonizovány s předpoklady v návrhu



Hodnocení stávajících konstrukcí a Re-Use-

Znovuvyužití ocelových konstrukcí

- **CEN/TS 1090-201**
- Execution of steel structures and aluminium structures – Reuse of structural steel – již platí
- Platí pro prvky navržené dle EN 1993-1-1 a nejsou zatěžovány dynamicky na únavu
- Doplnující požadavky pro znovuvyužití ocelových prvků v **EXC1** a **EXC2**
- Pevnost, tažnost
- Tolerance dimenzí a tvaru
- Svařitelnost
- Tepelné zpracování

TECHNICAL SPECIFICATION
SPÉCIFICATION TECHNIQUE
TECHNISCHE SPEZIFIKATION

FINAL DRAFT
FprCEN/TS 1090-201

April 2024

ICS 91.010.30; 91.080.13

English Version

Execution of steel structures and aluminium structures -
Reuse of structural steel

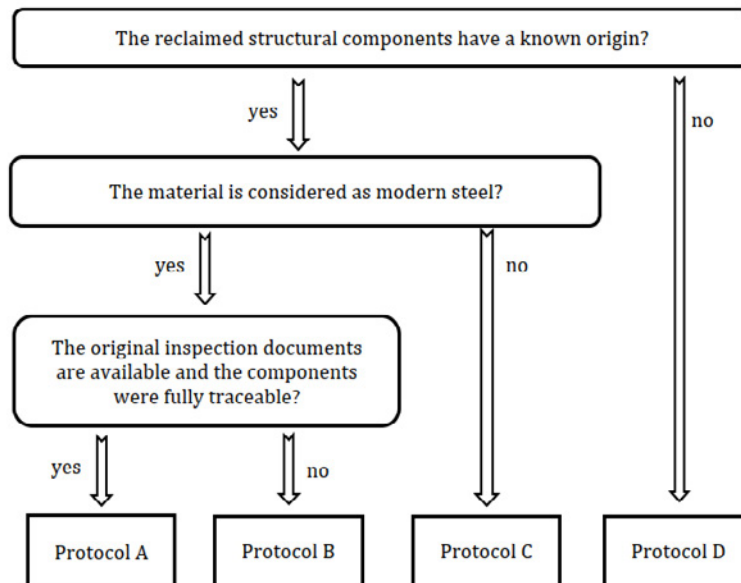


Pavel Ryjáček
Hodnocení stávajících konstrukcí a Re-Use– aktuální vývoj v normalizaci

42

Znovuvyužití ocelových konstrukcí

Zkušební protokol



Znovuvyužití ocelových konstrukcí

- **Protokol A** – originální doklady
- Platnost dokladů se ověří NDT zkouškami
- Zkouší se tvrdost na min. 10 % a min. 3 prvcích skupiny
- Pevnost se stanoví převodem z průměrné tvrdosti dle EN ISO 18265.
- Pevnost pak musí odpovídat danému produktu
- **Protokol B** – nestatistické zkoušení
- Zkouší se prvek s nejmenší tvrdostí, provede se zkouška v tahu
- Pevnost pak musí odpovídat danému produktu
- Lze provést i zkoušku rázem v ohybu a chemické složení oceli

Equivalent steel grade	$R_{ch} \geq$ (MPa)	$R_m \geq$ (MPa)
S235	267	396
S275	313	452
S355	391	505
S420	463	559
S460	490	560

Znovuvyužití ocelových konstrukcí

- **Protokol C** – statistické zkoušení
- Zkouší se prvek s nejmenší tvrdostí, nejvyšší tvrdostí a náhodně vybraný, celkem min. 3 ks
- Pevnost a mez kluzu se vyhodnotí dle EN 1990, variační součinitel známý – 5% – 5,5%
- Lze provést i zkoušku rázem v ohybu a chemické složení oceli
- **Protokol D** – individuální zkoušení
- Každý konstrukční prvek má být destruktivně zkoušen



Pavel Ryjáček
Připravované části norem týkající se existujících konstrukcí

45

Závěr

- Předpokládá se překlad nových eurokódů – bylo předmětem diskuse
- Předpokládá se zveřejnění nových EN norem, platit a používat by se měly až společně – neměly by se míchat různé generace – i když by to asi většinou ničemu nevadilo
- Pro podrobnější informace k normalizaci ocelových konstrukcí doporučujeme seminář katedry k normalizaci na **Týdnu oceli, dřeva a skla 2025**
- Datum cca **24–25. 3. 2025**



46

Děkuji za pozornost

AKTUÁLNÍ STAV TECHNICKÉ NORMALIZACE V OBORU DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

doc. Ing. Petr Kuklík, CSc.

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí

FSv ČVUT v Praze



Aktuální stav technické normalizace v oboru dřevěných konstrukcí

Petr Kuklík

Plzeň 2025

Obsah:

- *Technická normalizace v oboru dřevěných konstrukcí*
- *Třídy pevnosti listnatého dřeva*
- *2. generace Eurokódu 5*
- *Příloha K ČSN 73 0802*
- *Revize DP1, DP2, DP3*
- *Co je třeba vědět o navrhování vícepodlažních dřevostaveb*
- *Publikace a závěr*

Technickou normalizaci je třeba vnímat
jako přenesení výsledků výzkumu do metodických postupů pro praxi.
**Technická normalizace je důležitá pro navrhování a realizaci staveb,
obchod a rozhodování právních sporů !!!**

Plzeň 2025

Technická normalizace v oboru dřevěných konstrukcí

Mezinárodní ISO (ISO normy):

- TC 165 Dřevěné konstrukce
- TC 92 Požární bezpečnost

Evropská CEN (EN normy):

- TC 38 Trvanlivost dřeva a výrobků na bázi dřeva
- TC 112 Desky na bázi dřeva
- TC 124 Dřevěné konstrukce
- TC 127 Požární bezpečnost staveb
- TC 175 Kulatina a řezivo
- TC 193 Lepidla
- TC 250/SC 5 Eurokódy pro stavební konstrukce/Dřevěné konstrukce

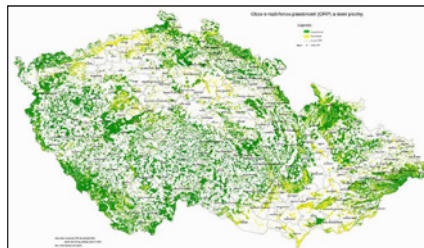
Národní ČAS (ČSN normy):

- TNK 34 Dřevěné konstrukce - **Třídy pevnosti listnatého dřeva**
- 2. generace Eurokódu 5
- TNK 27 Požární bezpečnost staveb - **Příloha K**
- Revize DP1, DP2, DP3
- TNK 135 Dřevo a výrobky na bázi dřeva

Plzeň 2025

Třídy pevnosti listnatého dřeva

CEN/TC 124 Timber structures		EN 1912		CEN/TC124 NB65	
CEN/TC124 Secretariat VTT, P.O. Box 1800 FIN-00044 VTT FIN-00044 VTT Tel: +358 9 22 22 4902 Fax: +358 9 22 22 4913 E-mail: tc124@vttresearch.fi		EN 1912		NB65 2009-05-06 Dovolená: 2009-05-06	
C30					
Germany	S13	Spruce	CNE Europe	22	<i>Picea abies</i>
Austria &	S13	Pine	CNE Europe	47	<i>Pinus sylvestris</i>
Czech	S13	Fir	CNE Europe	1	<i>Abies alba</i>
Republic	S13	Larch	CNE Europe	15	<i>Larix deciduas</i>



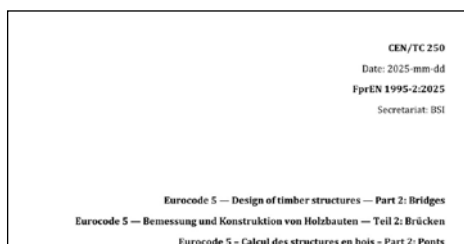
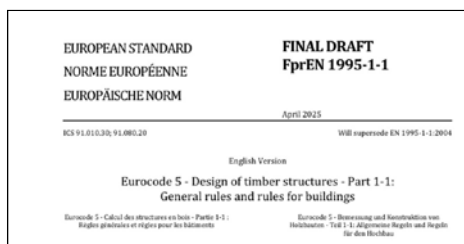
Těleso	ρ_{12} [kg/m³]	Suk poměr [mm/mm]	Tloušťka a letokruh [mm]	Odklon vláken [mm/m]	E_{stat} [MPa]	f_m [MPa]
11	537	0,17	0,88	42,0	18 197	77,22
12	437	0,22	1,43	2,0	11 375	55,85
13	449	0,22	1,59	19,0	13 225	51,93
14	441	0,26	2,65	27,0	11 650	47,04
15	450	0,24	1,80	14,0	14 037	39,54
16	554	0,12	1,00	14,0	16 184	75,81
17	541	0,30	1,51	43,0	17 244	61,68
18	539	0,10	1,45	44,0	14 195	69,79
19	406	0,30	3,72	60,0	6 718	24,33

EN 338	DIN 4074-5	dřevina
D30	LS 10	dub
D30	LS 10	javor
D35	LS 10	buk
D40	LS 13	buk



Plzeň 2025

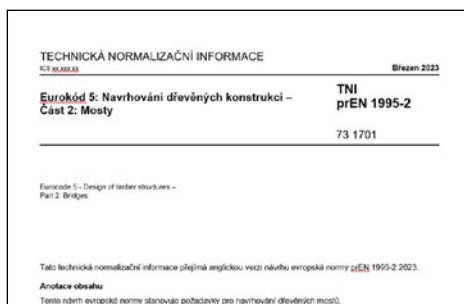
2. generace Eurokódu 5



FV od října 2025

Plzeň 2025

2. generace Eurokódu 5

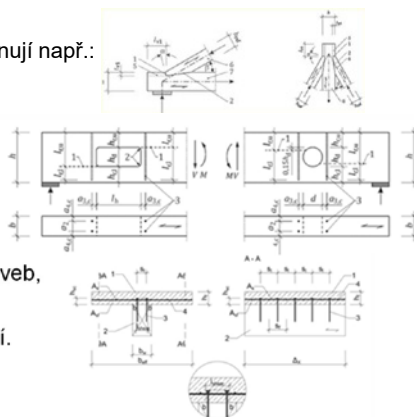


Plzeň 2025

2. generace Eurokódu 5

Propracovanější jsou části 1-1, 1-2 a 2 a zahrnují např.:

- křížem vrstvené dřevo CLT,
- tesařské spoje,
- zesilování prvků,
- různé způsoby spojování prvků pomocí oceli,
- řešení křehkých způsobů selhání spojů,
- podrobnější analýzy kmitání stropů,
- řešení výztužných stěn vícepodlažních dřevostaveb,
- nové postupy řešení požární odolnosti,
- propracovanější navrhování mostních konstrukcí.



Novou částí je část 3 zaměřená na provádění dřevěných konstrukcí, která obsahuje tolerance ve spojkách, tolerance rozměrů prvků, kontrolu vlhkosti atd.

Novou částí je část 1-3 zaměřená na navrhování dřevobetonových kompozitních konstrukcí, která přináší podrobné informace k jejich navrhování podle mezních stavů, použitým materiálům, trvanlivosti, spřahování dřeva a betonu, řešení detailů i montáži.

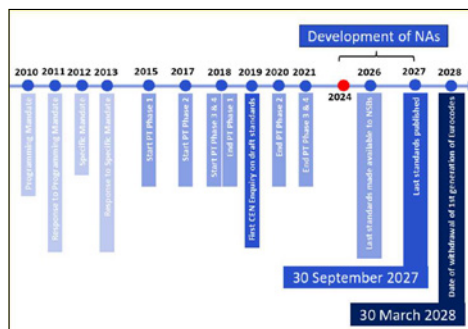
Plzeň 2025

2. generace Eurokódu 5



Plzeň 2025

2. generace Eurokódu 5



Plzeň 2025

Příloha K ČSN 73 0802

ČESKÁ TECHNICKÁ NORMA
ICS 13.220.01; 91.040.30

Březen 2025

Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty

**ČSN 73 0802
ed.2
ZMĚNA Z2**

Amendment

ČSN 73 0802 ed.2 Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty ze září 2023 se mění takto:

Text článku:

V kapitole 2 Citované dokumenty se stávající text doplňuje:

ČSN EN 16925+AC Stabliní hasicí zařízení – Sprinklerová zařízení pro obytné prostory – Navrhování, instalace a údržba

ČSN EN 14972-1 Stabliní hasicí zařízení – Místová zařízení – Část 1: Navrhování, instalace, inspekce a údržba

ČSN EN 14135 – Obklady – Stanovení požární ochranné účinnosti.

Řešitelský tým:

Zástupci UCEEB, HZS,
CTN PAVUS, FBI, TNK 27.

Příloha byla připravena
v rámci RÚ ČASu.

Vytvoření normativních podmínek
požární bezpečnosti pro větší
využití dřeva ve stavebnictví.

Příloha K (normativní)

Specifické požadavky pro stavby s hořlavým konstrukčním systémem

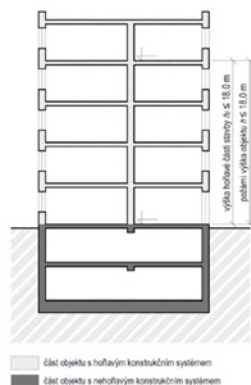
K.1 Použití přílohy

Tato příloha je zpracována pro novostavby a do doby zpracování samostatné normy (nebo do doby zpracování změny stávající normy – např. ČSN 73 0802 nebo ČSN 73 0834) i pro změny staveb skupiny II a III ČSN 733 0834. Je nutné aplikovat požadavky celé ČSN 73 0802 včetně této přílohy v plném rozsahu.

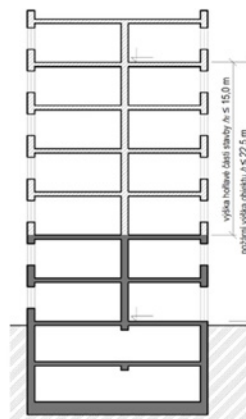
V případě, že je stavba tvořena spodní (například podzemní) nehořlavou částí a výškově navazující částí hořlavou, stanovuje tato příloha požadavky na stavbu jako celek (nikoli pouze na hořlavou část stavby).

Plzeň 2025

Příloha K ČSN 73 0802



Obrázek K.1 Stanovení výšky hořlavé části stavby



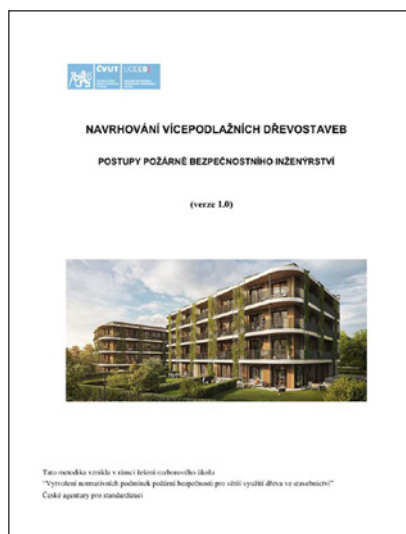
Obrázek K.2 Stanovení výšky hořlavé části stavby

POŽÁRNÍ VÝŠKA	ČISTÁ DŘEVOSTAVBA	KOMBINOVANÁ DŘEVOSTAVBA
do 12 m	normativní přístup	normativní přístup
12 m - 18 m	normativní přístup	normativní přístup
18 m - 22,5 m	požárně inženýrský přístup	normativní přístup
nad 22,5 m	požárně inženýrský přístup	požárně inženýrský přístup

Plzeň 2025

Příloha K ČSN 73 0802

Rozpracování metody požárně inženýrského přístupu PBD se zaměřením na vícepodlažní dřevostavby.

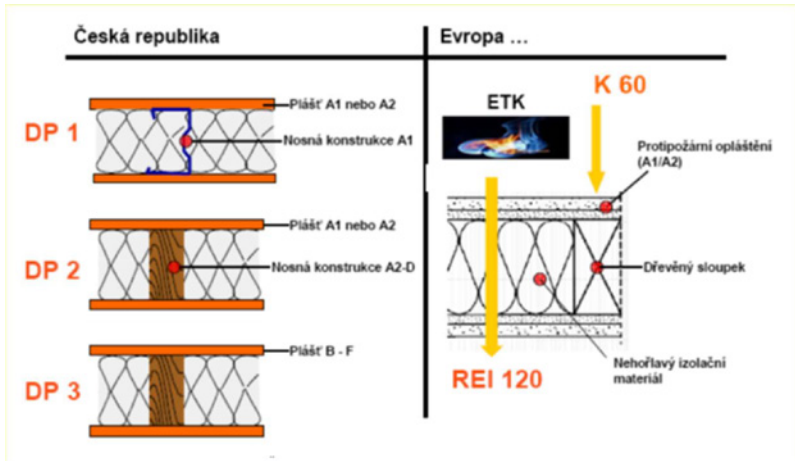


Požárně inženýrským přístupem je možné provést detailní analýzu posuzovaného objektu (budovy), který je definován třemi základními charakteristikami, jako jsou **charakteristiky objektu** (dispoziční členění, materiálové řešení, dimenze únikových cest, vnitřní prostředí), **charakteristiky evakuovaných osob** (věkové složení, mobilita osob, reakce na pokyn k evakuaci) a **charakteristiky požáru** (hořící materiál, chemické složení materiálu, množství materiálu).

Obsah	
Prohlášení	3
Úvod	4
1 Rozsah	5
2 Normativní odkazy	5
3 Termíny a definice	6
4 Postup podle přílohy I ČSN 73 0802	9
5 Postupy v souladu s ISO normami	15
6 Stanovívací metoda INSTA TS 559	18
7 Literatura	19

Plzeň 2025

Současná ČSN 73 0810 vydaná v roce 2005 hodnotí konstrukční části DP1, DP2, DP3 především na základě třídy reakce na oheň stavebních výrobků, které jsou v konstrukční části obsaženy.

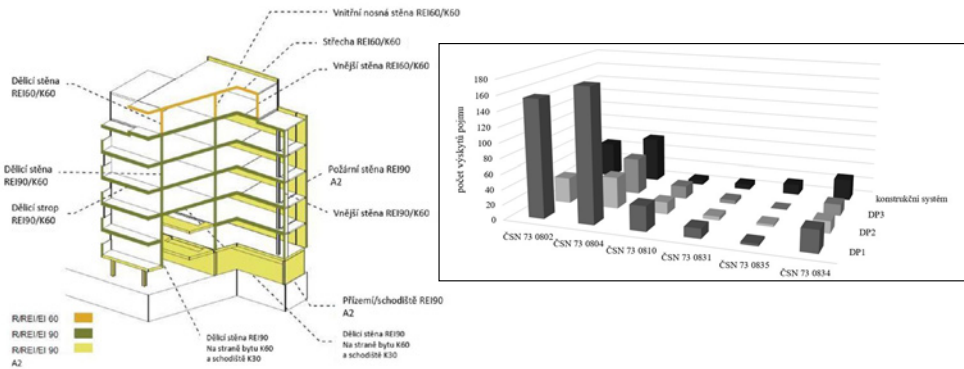


Plzeň 2025

Zkouška z předmětu „Úvod do fyziky“

Analýza možného využitia v ČR i už zavedených noriem ČSN EN zrejme:

***** Vnitřní označení RF160/K60



Plzeň 2025

Revize DP1, DP2, DP3



Ověření Obkladu	Desky 2x 12,5 mm	Desky 2x 15 mm	Desky 2x 18 mm
Zkouškou třídy K	K ₂ 30	K ₂ 60	K ₂ 60
Výpočet času t_{prot}	36 min	45 min	56 min



Plzeň 2025



Co je třeba vědět o navrhování vícepodlažních dřevostaveb

Plzeň 2025

Obsah:

- **Úvod**
Konstrukční systémy, současný trend, nejvyšší dřevostavby, základní tvary, aerodynamika, zajištění tuhosti
- **Klíčová problematika**
 - Požár, tuhost, akustika
 - Tlak kolmo k vláknům dřeva
- **Hybridní stavby**
- **Publikace a závěr**

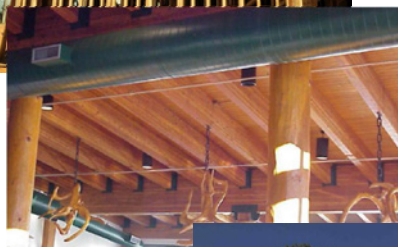
Plzeň 2025

ÚVOD - konstrukční systémy dřevostaveb

Lehký skelet



Těžký skelet

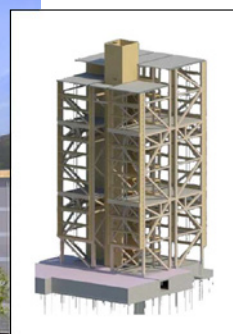


Masivní desková konstrukce



Plzeň 2025

ÚVOD - současný trend



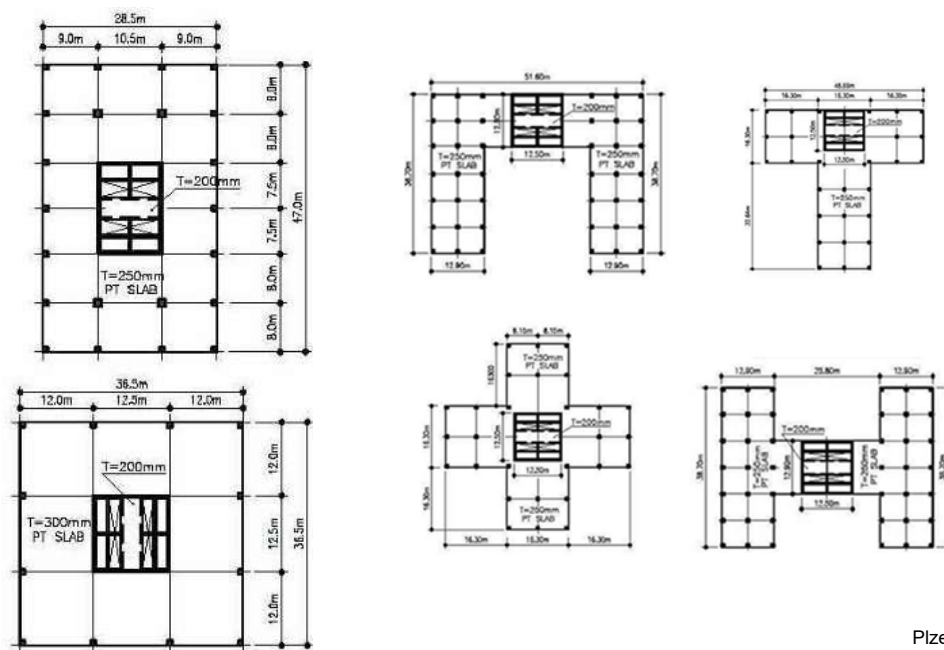
Plzeň 2025

ÚVOD - v současnosti nejvyšší dřevostavby



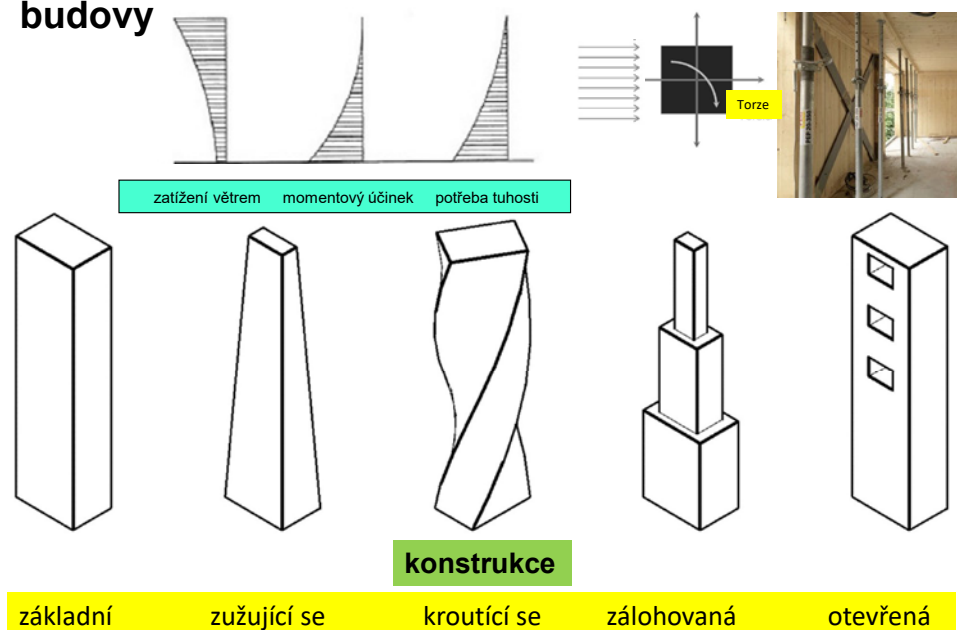
Plzeň 2025

ÚVOD - základní půdorysné tvary budov



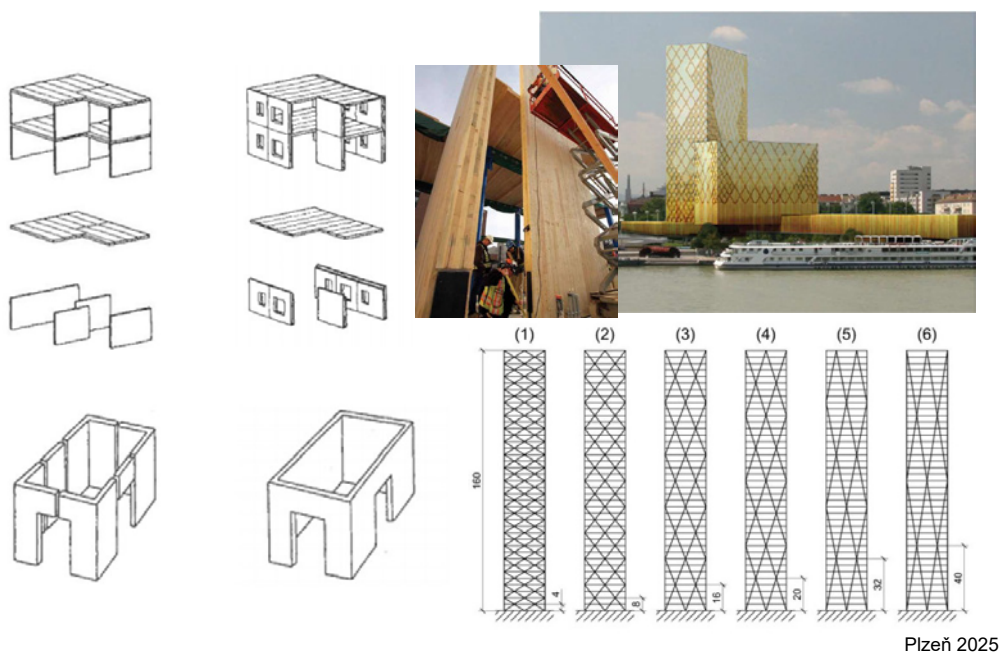
Plzeň 2025

ÚVOD - vítr a aerodynamická optimalizace vysoké budovy



Plzeň 2025

ÚVOD - zajištění prostorové tuhosti

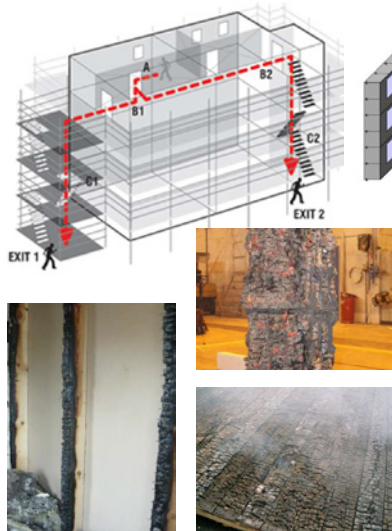


ÚVOD - současná česká realita

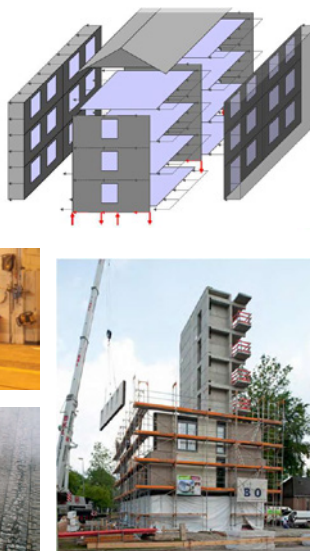


KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA

Požární bezpečnost a odolnost



Prostorová tuhost



Akustika



Plzeň 2025

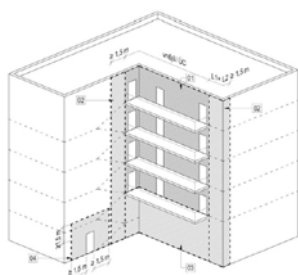
KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - požární návrh (na co se zaměřit)

- *Dělicí konstrukce*
- *Nosné konstrukce*
- *Detaily (požární zářezky, ventilační otvory, atiky)*
- *Fasáda*
- *Aktivní požární ochrana*



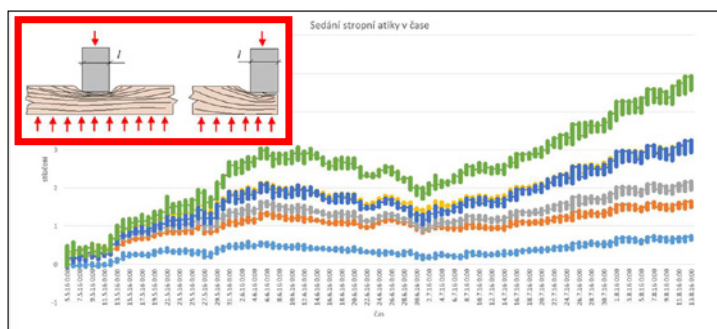
Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - šíření požáru po fasádě



Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - otláčení dřeva (lehké dřevěné skelety)



Deformace	Typ	
	Balloon	Platform
1 rok	3,24 mm	6,68 mm
10 let	4,29 mm	7,94 mm

Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - otláčení dřeva (těžké dřevěné skelety)



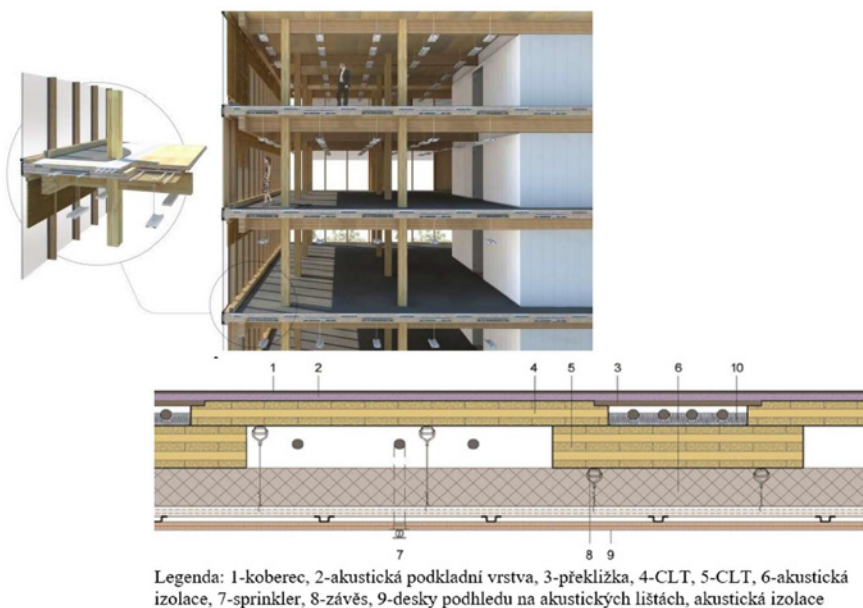
Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - otláčení dřeva (masivní CLT konstrukce)



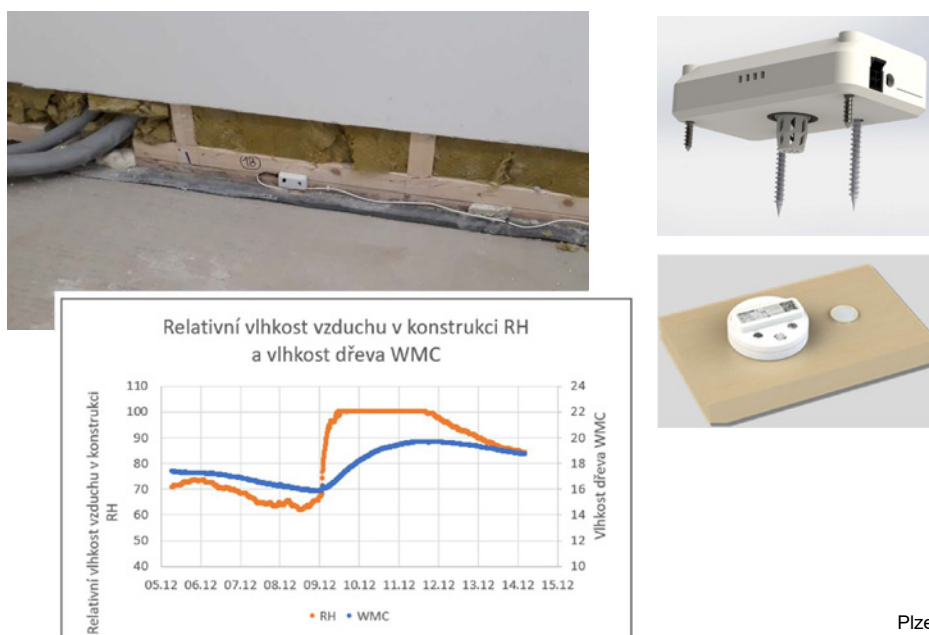
Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - vedení rozvodů



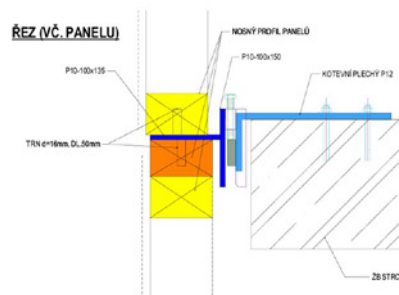
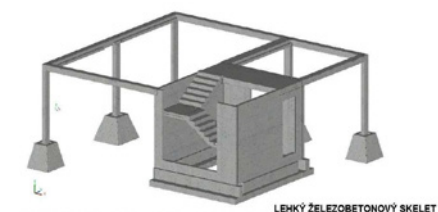
Plzeň 2025

KLÍČOVÁ PROBLEMATIKA - integrovatelná diagnostika



Plzeň 2025

HYBRIDNÍ STAVBY



Plzeň 2025

HYBRIDNÍ STAVBY



Plzeň 2025

Publikace a závěr

STAVEBNÍ KONSTRUKCE

Vícepodlažní dřevostavby a přínos 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování



Ing. Eva Pavlauská, PhD.

Abstrakt: Dřevostavby jsou v současnosti jedním z nejrychleji rostoucích odvětví stavebnictví. V tomto článku je představen přínos 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování. V článku jsou uvedeny hlavní zásady návrhu dřevostavby a přínosy 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování. V článku jsou uvedeny hlavní zásady návrhu dřevostavby a přínosy 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování.

Ledová dřevina skvělá

Ledová dřevina skvělá je jedním z nejrychleji rostoucích odvětví stavebnictví. V tomto článku je představen přínos 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování. V článku jsou uvedeny hlavní zásady návrhu dřevostavby a přínosy 2. generace Eurokódu 5 pro jejich navrhování.



Plzeň 2025

Závěr - pozor na to, že požár je živý !!!



Colindale



Peckham



Děkuji vám za pozornost.

Plzeň 2025

ŽIVOTNOST DŘEVĚNÝCH MOSTNÍCH KONSTRUKCÍ

doc. Ing. Roman Fojtík, Ph.D.

Katedra pozemního stavitelství

Fakulty stavební VŠB-TUO

Statika staveb 2025

Plzeň 10.9.2025

Životnost dřevěných mostních konstrukcí

Roman Fojtík



Fakulta lesnická
a dřevařská



Ambis.

SKANSKA

VŠB TECHNICKÁ
UNIVERZITA
OSTRAVA

FAKULTA
STAVEBNÍ



Jaká je životnost mostních konstrukcí v ČR?



307 let



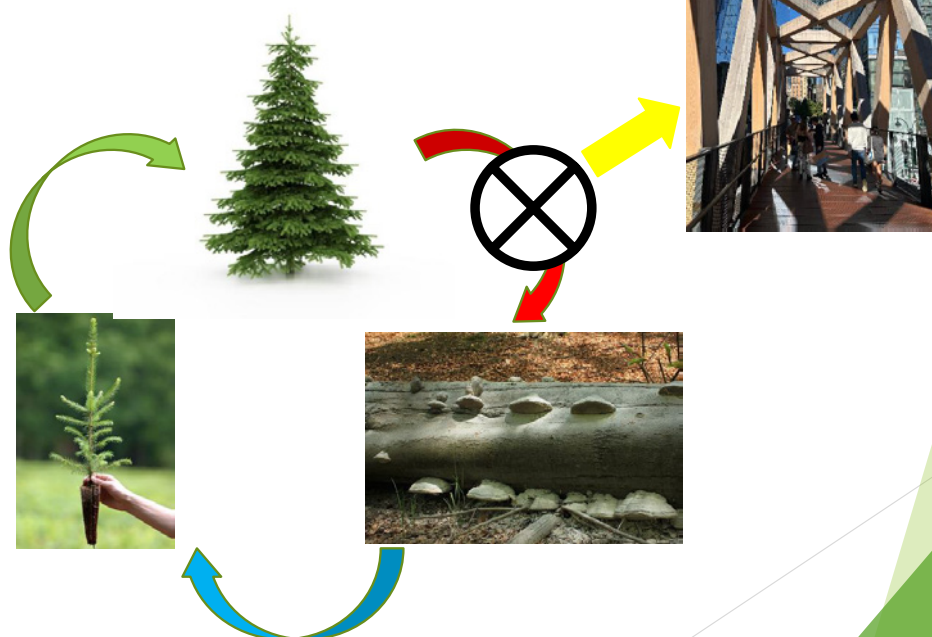
10 let

Co ohrožuje životnost?

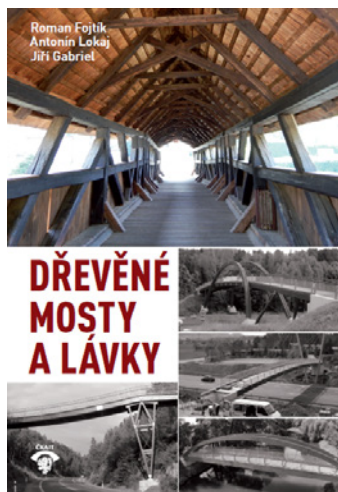
- Chyby v projektu
- Chyby při realizaci
- Chyby při údržbě



Životní cyklus dřeva



Jak navrhovat dřevěné mostní konstrukce v ČR?



Hradlový most Rechle



Hradlový most Rechle



Hradlový most Rechle



Hradlový most Rechle



Jak to dopadlo?



Lávka Černý kříž



Lávka Černý kříž



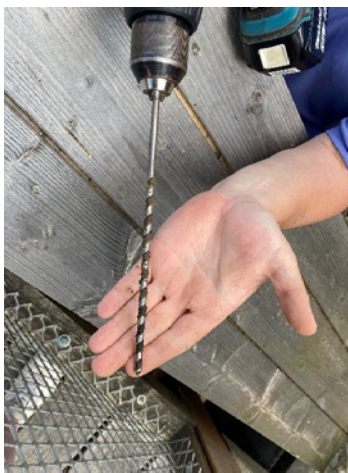
Lávka Černý kříž



Lávka Černý kříž



Lávka Černý kříž



Co s tím?



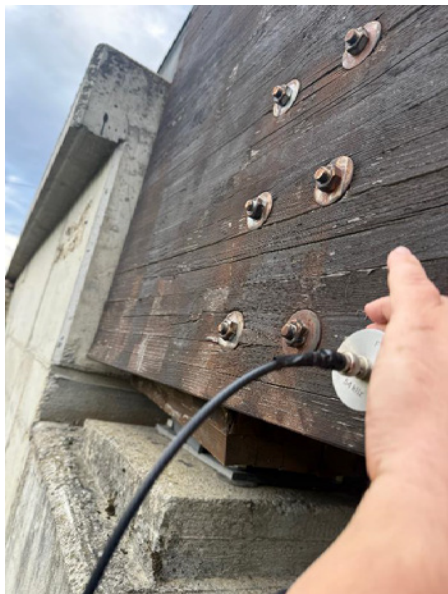
Lávka Uherský Brod



Lávka Uherský Brod



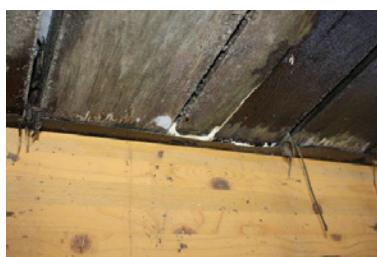
Lávka Uherský Brod



Lávka Uherský Brod



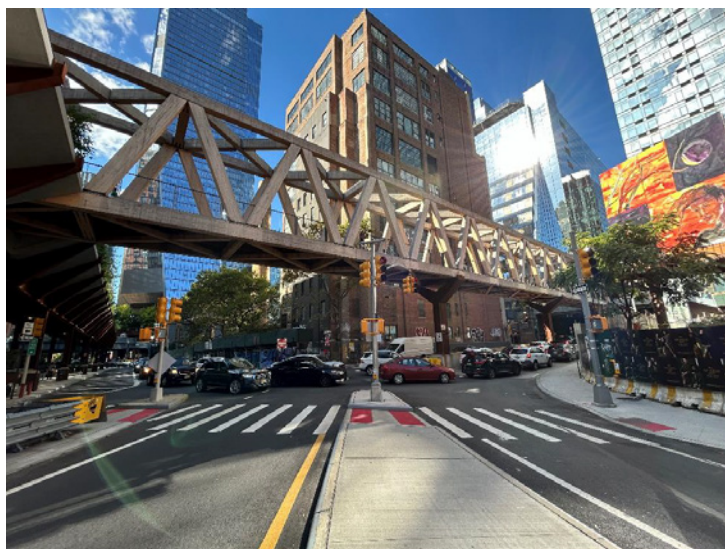
Co je problém?



Řešení - sanace



Děkuji za pozornost.



Ambis.

SKANSKA

VŠB TECHNICKÁ
UNIVERZITA
OSTRAVA

FAKULTA
STAVEBNÍ



KONFERENCE

DŘEVO NA VĚČNÉ ČASY

15. 5. 2025 / Praha



POSUZOVÁNÍ PEVNOSTI BETONU V TLAKU V KONSTRUKCÍCH

prof. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.

Kloknerův ústav ČVUT v Praze



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích

JIŘÍ KOLÍSKO

jiri.kolisko@cvut.cz

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

NĚKDY NASTANOU SITUACE



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

2



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

NĚKDY NASTANOU SITUACE



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

3



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Kdy jsou kladeny zdánlivě jednoduché dotazy typu

- Jaká je charakteristická pevnost v tlaku betonu v konstrukci pro případný návrh či posouzení vzniklého problému?
- Jsou vlastnosti betonu a zejména jeho pevnost v tlaku v pořádku a odpovídá deklarované třídě uvažované v návrhu?
- Je možné to u konkrétní konstrukce jednoznačně stanovit a / nebo prokázat?

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

4



Předpis hodnocení tlakové pevnosti betonu v konstrukcích a postupy

ČSN EN 13791/2021 – Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích

!!!!!!Verze 2007 a verze 2021 se významně liší!!!!!!

Beton je považován za nahodile variabilní materiál, jehož výsledky zkoušek mají normální rozdělení tj. Gaussovo rozdělení.

Dva způsoby hodnocení

- Založeno pouze na výsledcích zkoušek na vývrtech (destruktivních)
- Založeno na kombinaci dat z nepřímého zkoušení a dat ze zkoušek na vývrtech

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

5



Základní metody zkoušek betonu v tlaku

- **Nepřímé zkoušky = nedestruktivní zkoušky (NDT)** – informativní, nejsou průkazné s ohledem na nejistotu vztahu mezi výsledkem testu a reálnou pevností.

Výhoda je rychlost, možnost záběru velkých konstrukčních celků, zjištění homogenity. Potřebná kalibrace s destruktivním testem

- **Destruktivní zkoušky = referenční metoda** - tento typ testu na vzorcích odebraných z konstrukce je **složitější a náročnější na provedení.**
- **Kombinace obou obě verze normy uvádějí jako možné a vhodné**

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

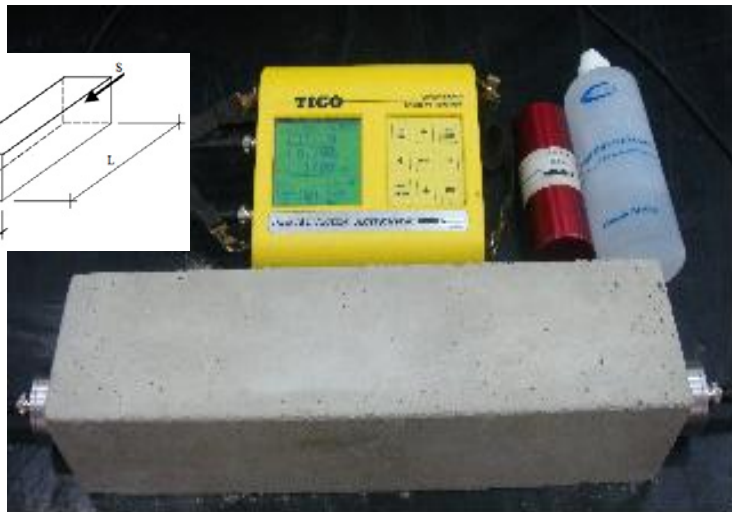
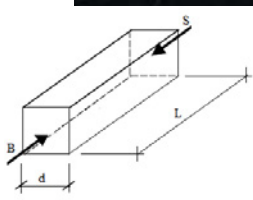
STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

6



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Nedestruktivní zkoušky tvrdoměr a/nebo UZV



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

7



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Při hodnocení na základě zkoušek vývrtů je důležité správně vzorky

- **Odebrat** - verze EN 2007 a 2021 značný rozdíl v
podrobnosti a v požadavku na četnosti
- **Připravit** } verze EN 2007 a 2021
- **Odzkoušet** } přibližně ve shodě
- **Vyhodnotit** - verze EN 2007 a 2021 velký rozdíl

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

8



ODBĚR VÝVRTŮ

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

9



ODBĚR – VERZE 2021

- Podrobně popisován a rozlišováno
ZKUŠEBNÍ MÍSTO x ZKUŠEBNÍ OBLAST (tab. 3)
- **POŽADAVEK NA PRŮMĚR VÝVRTŮ ≥ 75 mm**
- Vývrty průměru 50-75 mm se připouštějí s dalšími opatřeními
- **Dle velikosti zkušební oblasti (několik typických prvků např. sloupy, NK mostu, objem betonáže, ...)**
 - doporučeno min. 10 vrtů ve zkušební oblasti – (dříve alespoň 3 vývrty)
 - **min. 8 platných výsledků zkoušek pro oblast** - (dle EN 2007 min. 3)
- **Pro vrty v intervalu průměru 50 - 75 mm požadavek na min. 3 výsledky z 1 zkušebního místa = možno více výsledků z jednoho vrtu nebo více vývrtů na zkušebním místě.**

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

10



ODBĚR – VERZE 2021

- Vývrtky s obsahem podélné výztuže se vylučují ze zkoušek pokud se tato část neodstraní během přípravy vzorku.
- Při dodržení průměr $\geq 75 \text{ mm}$ lze při vyhodnocení uvažovat
 - 1:1 Měřená pevnost ODPOVÍDÁ KRYCHLENÉ PEVNOSTI 150mm
 - 2:1 Měřená pevnost ODPOVÍDÁ VÁLCOVÉ PEVNOSTI 300 x 150mm
- Poměr mezi pevnostmi stanovené na vývrtech 2:1 a 1:1 je uváděn jako 0,82 (součinitel CLF) pokud není stanoven konkrétně.
- Norma pracuje s pojmem odhad charakteristické pevnosti a připouští dle situace inženýrský přístup
- Uložení vývrtů po odběru, při přípravě atd. v uzavřené nádobě (obalu) dle ČSN EN 12504 -1/2021 Zkoušení betonu v konstrukcích

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

11



PŘÍPRAVA ZKUŠEBNÍCH TĚLES A ZKOUŠENÍ

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

12



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Faktory ovlivňující pevnost vývrtů

- Vliv samotného odběru vrtáním = **vývrty ve srovnání se stejně velkými tělesy z forem mají obvykle nižší pevnost (10-20%)**
- Vlhkost betonu při zkoušce
- Vlastní makrostruktura betonu – pórovitost, kaverny, segregace hrubého kameniva, cizorodé částice – **vliv zpracování na stavbě**
- Směr zatěžování s ohledem na hutnění
- Tvar vývrtu = štíhlostní poměr tj. délka : průměr
průměr x velikost kameniva - **nejlépe větší než 1:3**
- Rovinnost tlačných ploch a jejich zakoncování
- Přítomnost výztuže
- Zkušební zařízení a samotné provedení testu

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

13



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

VLHKOST

Vývrt odebraný z toho samého betonu ponechaný před zkouškou plně nasáknout ve vodním uložení bude mít velmi pravděpodobně **nižší pevnost v tlaku** než :

- a) vývrt zcela vysušený **a to o cca 10-15 %**
- b) vývrt v přirozeném stavu vlhkosti (cca 4% hmotnosti) **o cca 5-10 %.**

Běžnou praxí je, že se testují vývrty za přirozeného stavu vlhkosti tj. uložení na vzduchu v laboratoři. Je reflektován obvyklý stav konstrukce.

Dle EN 13791/2021 po odběru dle EN 12504-1 ukládat do zkoušky po jednotlivých krocích (odběr, zaříznutí, koncování) v uzavřeném obalu.

V nasyceném stavu (48 hodin) se testují vývrty pouze po dohodě.

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

14



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

MAKROSTRUKTURA

- Drsnost povrchu
- Typ HK kameniva a množství **drčené x těžené**
- Velikost hrubého kameniva
Max. rozměr menší než 1/3 průměru
- Segregace HK či jeho shluky
- Makropóry – 1mm a větší
- Kaverny a štěrková hnízda
- Trhliny ve vývrtu (směr, délka)
- Přítomnost cizorodých elementů
- Přítomnost výztuže (průměr vzd. od povrchu)



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

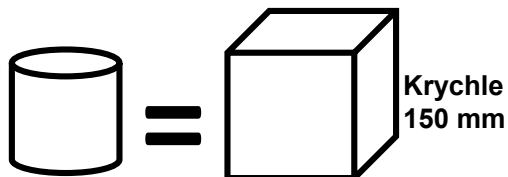
TVAR A ŠTÍHLOST

Pro vývrty průměru > 75 mm norma 2021 předpokládá

- Pro převod mezi tělesy 1:1 a 2:1 zaveden součinitel CLF = 0,82
- Převod výsledků zkoušek na jiných tvarech tj. průměr 50-75 mm nebo s jinými štíhlostmi musí být provedeno na vhodně stanovených převodních vztazích (vodítka v neplatných EN 12390-3 nebo ČSN 731317)

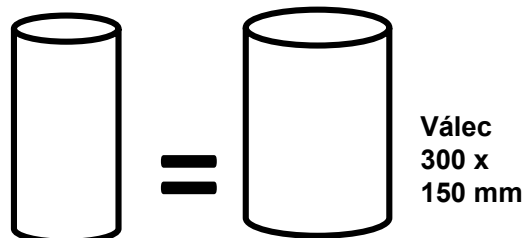
Vývrt 1:1 (v : d)
průměru ≥ 75 mm
(např. i 100 mm)

$$f_{c,cyl} = f_{c,cube}$$



Vývrt 2:1 (v:d)
průměru ≥ 75 mm a
odpovídající výšky
(např. 100 x 200 mm)

$$f_{c,cyl} \geq 75 = f_{c,cyl150}$$



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

16



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

ÚPRAVA TLAČNÝCH PLOCH

- a) Zabroušením – norma 2021 předpokládá a požaduje
 - b) Koncováním sirnou maltou
 - c) Koncování cementovou maltou
 - d) Pískový box
- } do cca 60 MPa

Zcela nevhodná je úprava konce vývrtu pouze běžným zařízením diamantovým kotoučem

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

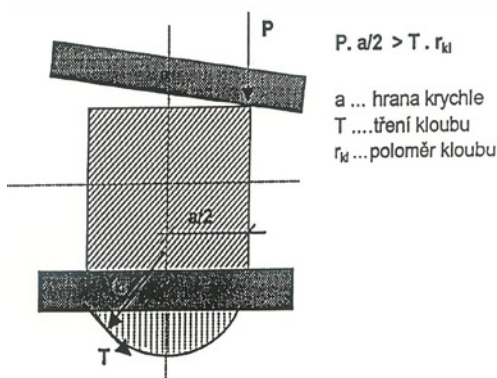
17



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Provedení zkoušky dle EN 12390-3

- Zajištění rovnoběžnosti tlačných desek v
- Vhodnou velikost kloubu
- Rychlost zatěžování



10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

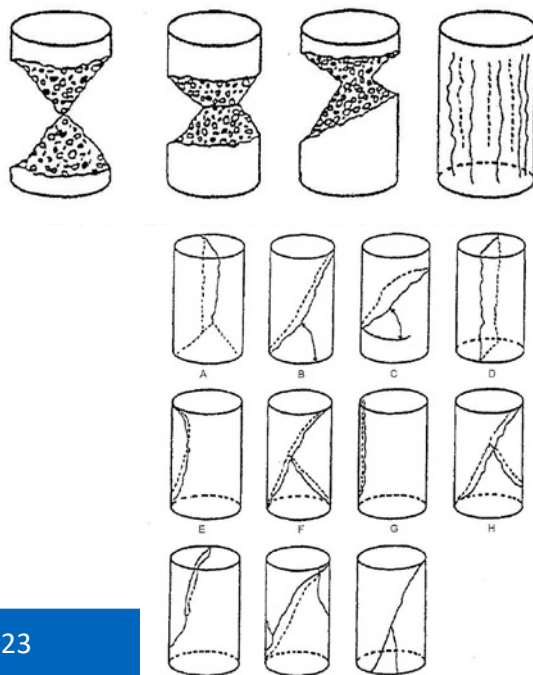
18



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Vyhodnocení těles po zkoušce

- Zhodnocení způsobu porušení zkušebního tělesa. Vodítka jsou obrázky ČSN EN 12390-3
- Zejména vývrty s vyšší štíhlostí jsou náchylné na nevhodné porušení např. smykem a poskytují pak velmi nízké hodnoty pevnosti



10-11.09.2025

Diagnostika a správa mostů 2023



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

VYHODNOCENÍ CHARAKTERISTICKÉ PEVNOSTI V TLAKU

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

20



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Vyhodnocení dle EN 13791/2021

Rozlišují se dva postupy, které se zásadně liší ve vyhodnocení:

- A) **Odhad** charakteristické pevnosti v tlaku **v konstrukci**
- B) **Posouzení třídy dodávaného betonu** do konstrukce, která je ve výstavbě **v případě pochybností**

Vyhodnocení ze zkoušek vývrtů je založeno na válcové pevnosti vývrtů 2:1 (nebo převedené z 1:1) s průměrem ≥ 75 mm.

Pro postup A) je požadovaný počet n výsledků pevnosti v tlaku:

- a) min. 8 platných výsledků pro vývrty průměru větší než 75 mm
- b) min. 12 platných výsledků u vývrtů 50 mm se zrnem do 16 mm.

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

21



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Vyhodnocení dle A) EN 13791/2021

Odhad charakteristické válcové pevnosti konstrukce $f_{ck,is}$ se provádí statistickými postupy vycházejícími z EN 1990

- vychází z průměru výsledků zkoušek vývrtů f_{cm}
- vychází ze směrodatné odchylky výsledků s (variance **min. 8%**)

1) Grubbsův test pro stanovení odlehlých hodnot

jednotlivé výsledky zkoušek $f(1) \leq f(2) \leq f(3) \leq \dots \leq f(n-1) \leq f(n)$

$(f_{cm} - f(1))/s > G_p$ a $(f(n) - f_{cm})/s > G_p \Rightarrow$ statisticky odlehlá hodnota

2) Odhad charakteristické válcové pevnosti konstrukce $f_{ck,is}$ jako menší z

$$f_{ck,is} = f_{cm(n),is} - k_n \cdot s \quad \text{nebo} \quad f_{ck,is} = f_{c,is, lowest} + M$$

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

22



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Vyhodnocení dle B) EN 13791/2021

- z průměru výsledků f_{cm} získaných z počtu zkoušek plynoucích z počtu zkušebních oblastí (max. objem oblasti 30 m³)
- porovnání se specifikovanou pevností $f_{ck,spec}$ (např. C 30/37 $f_{ck,spec} = 30$ MPa) případně min. jednotlivého výsledku $f_{c,lowest}$

Jako kritérium hodnocení splnění $f_{ck,spec}$ se použije menší z

3 vývrty $f_{c,lowest} \geq 0,85 \cdot (f_{ck,spec} - M)$

4-8 vývrtů $f_{cm} \geq 0,85 \cdot (f_{ck,spec} + 1)$ nebo $f_{c,lowest} \geq 0,85 \cdot (f_{ck,spec} - M)$

10 a více $f_{cm} \geq 0,85 \cdot (f_{ck,spec} + 2)$ nebo $f_{c,lowest} \geq 0,85 \cdot (f_{ck,spec} - M)$

M= pro betony C 20/25 a více 4 MPa. Pro nižší třídy se M snižuje

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

23



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Příklad porovnání 2007/2021

$f_{ck} = 46,64 - 1,92 \cdot 5,57 = 35,9 \text{ MPa}$

Limit 0,85 dle tab 1.

C 45/55 38,0 MPa

C 50/60 43,0 MPa

Vyhodnocená třída C 35/45 <<<< C 45/55

KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Úvaha k porovnání C35/45 x C45/55

Poměr charakteristických pevností f_{ck} třída **35/45 = 0,78 (22%)**
rozdíl mezi normami běžně 2 třídy, při porovnání f_{ck} rozdíl cca 35 -15 %

Pro jednotlivá vyhodnocení **je otázka aplikace** redukčního součinitele
 $\eta = 0,85$ (EN 1992-1-1) **na snížení součinitele materiálu $\gamma_c = 1,5$ (1,2)**

U vyhodnocení 2007 součinitel **je obsažen** ve stanovené třídě

U vyhodnocení 2021 součinitel **není obsažen** ve stanovené třídě

Příklad úpravy součinitele $\gamma_c = 1,5 \cdot 0,85 = 1,275$ - **redukce max. na 1,3**

$f_{cd,2021} = 35/1,3 = 26,9$ / $f_{cd,2007} = 45/1,5 = 30$ MPa = 0,896
rozdíl u návrhové hodnoty f_{cd} příznivější než f_{ck} (dle třídy cca 25 - 5 %)

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

25

KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Shrnutí a závěr

- 1) Verze 2021 pracuje s pojmem **odhad charakteristické pevnosti betonu v konstrukci**. Připouští inženýrský přístup hodnocení konkrétní situace a přiměřenosti výsledků (A.2. – (5))
- 2) Verze 2021 podrobněji popisuje podmínky a požadavky na odběry tj. zkušební oblasti, zkušební místa, počty těles apod.
- 3) Definuje pro jaký tvar vývrtů (průměrem ≥ 75 mm a štíhlostní poměr výšek 1:1, 2:1) jsou výsledky srovnatelné s normovými tělesy a tedy snadno převeditelné na pevnostní třídy.
- 4) U zkoušení zpřesňuje požadavky na úpravu tlačných ploch (preferuje zabroušení) a uložení (uzavřené obaly během odběrů a přípravy)

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

26



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Shrnutí a závěr

- 5) Verze 2021 navrhuje dva rozdílné postupy vyhodnocení pro
 - A) **Odhad** charakteristické pevnosti v tlaku **v konstrukci**
 - B) **Posouzení třídy** u stavěné konstrukce **v případě pochybností**
- 6) Při vyhodnocení pracuje s testem odlehlých hodnot
- 7) **Vyhodnocení dle nové verze 2021 pro odhad charakteristické pevnosti betonu v konstrukci je výrazně konzervativnější oproti verzi 2007.**
!!!! Běžně rozdíl 2 pevnostní třídy !!!!!

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

27



KLOKNERŮV
ÚSTAV
ČVUT V PRAZE

Děkuji za pozornost
klidný den

10-11.09.2025

JIŘÍ KOLÍSKO

STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025

28



ZDIVO SEVŘENÉ A SEIZMICKY ZATÍŽENÉ KONSTRUKCE

Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D.

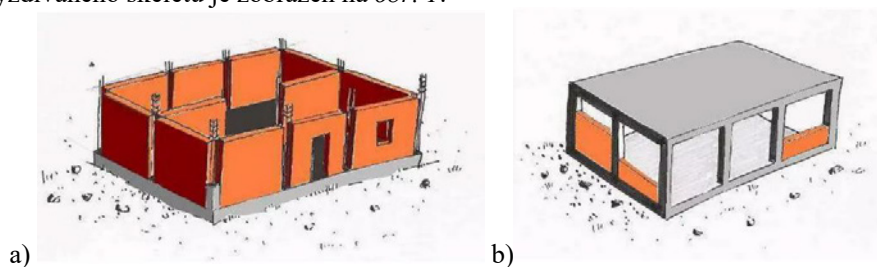
Kloknerův ústav ČVUT v Praze

ZDIVO SEVŘENÉ A SEIZMICKY ZATÍŽENÉ KONSTRUKCE

Ing. Miroslav Vokáč, Ph.D., Kloknerův ústav ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6
miroslav.vokac@cvut.cz

1 ÚVOD

Sevřeným zdivem (confined masonry) ve smyslu ČSN EN 1996-1-1:2023 [1], dále EC6_2G, se rozumí zdivo, které je dodatečně (po vyzdění) obetonované železobetonovými ztužujícími prvky nebo prvky z vyztuženého zdiva. Tyto ztužující prvky zdivo svírají tak, aby všechny materiály spolupůsobily proti účinku zatížení. V žádném případě se nejedná o železobetonový skelet dodatečně vyzdívaný, kde je opačný postup výstavby (nejprve betonáž ŽB prvků a následně zdění). Rozdíl technologie sevřeného zdiva a vyzdívaného skeletu je zobrazen na obr. 1.



Obr. 1 Postup výstavby: a) sevřeného zdiva s vodorovnými a svislými ztužujícími prvky;
b) vyzdívaného ŽB skeletu

Nový EC6_2G zavádí některá aplikační pravidla. Předchozí vydání ČSN EN 1996-1-1+A1 [2], dále EC6_1G, obsahovalo jen zásady pro navrhování. Rovněž byly velmi rozšířeny konstrukční zásady pro sevřené zdivo, anebo některé stávající konstrukční zásady byly drobně upraveny.

Informace o sevřeném zdivu ve světě, jako jsou používané konstrukční zásady pro provádění i metody návrhu těchto konstrukcí, lze najít např. na portále projektu Confined Masonry Network [3]. Ve vazbě na EC6_2G jsou důležité publikace týmu Marques et al. [4, 5, 6], kde jsou popsány a komentovány návrhy na úpravu EC6 i jejich porovnání jednak s ostatními metodami používanými ve světě a jednak s experimentálními zkouškami.

Uvádí se [5], že první provedení staveb ze sevřeného zdiva bylo v Itálii po katastrofálním zemětřesení v italské Messině v roce 1908 a potom v Chile po zemětřesení „Talca earthquake“ v roce 1928. Konstrukcemi ze sevřeného zdiva byla snaha naplnit oprávněný požadavek, aby nově budované tradiční zděné stavby byly odolnější k účinkům zemětřesení. Sevřené zdivo se poté osvědčilo při dalším zemětřesení v Chile v roce 1939, a proto se toto konstrukční řešení šířilo dále do většiny států Latinské Ameriky a později do států na všech kontinentech (Indie, Nový Zéland, Japonsko, Kanada, Slovinsko atd.).

Mezi evropské země, kde se využívá delší dobu sevřené zdivo se řadí Itálie, Srbsko, Slovinsko, celý Balkánský poloostrov, Rumunsko a určité zkušenosti jsou také z Řecka a Portugalska. Je uváděn potenciál k použití těchto konstrukcí ve Španělsku, Švýcarsku, na Islandu a Kypru [4].

Z výše uvedeného je zřejmé, že navrhování sevřeného zdiva je spojeno s návrhem konstrukce na seizmickou návrhovou situaci dle EC8. Nová generace EC8 v době přípravy této publikace nebyla v úplnosti vydána. V současnosti platná ČSN EN 1998-1:2013 [7], dále EC8_1G, bude v druhé generaci rozšířena a rozdělena do 2 částí, a to 1. část „actions“ a 2. část „building“. EN 1998-1-1 byla schválena v roce 2024 a EN 1998-1-2 čeká na finální schválení v říjnu 2025, tyto předpisy budou dále označovány EC8_2G.

2 KONSTRUKČNÍ ZÁSADY PRO SEVŘENÉ ZDIVO

V konstrukčních zásadách EC6_2G je uveden základní požadavek na vybetonování ztužujících prvků až po dokončení zděné stěny, což je hlavní znak sevřeného zdiva. Je tak docíleno většího spolupůsobení zdiva a ztužujících ŽB prvků jako jednoho celku při seizmicitě.

Předpis EC6_2G nepokrývá sevřené zdivo ze zdicích prvků skupiny 4 (s vodorovnými otvory). Jinak další požadavky na zdící prvky neuvádí.

Zdicí malty používané v sevřeném zdivu nemají mít průměrnou pevnost v tlaku f_m menší než 5 MPa; v případě použití prefabrikované výztuže ložných spár nemá být f_m menší než 2 MPa.

Charakteristická pevnost betonu v tlaku pro ztužující prvky sevřeného zdiva nemá být menší než větší z hodnot pevnosti v tlaku zdiva nebo než 20 MPa. V případech, kdy jsou výztužné prvky sevřeného zdiva tvořeny ze speciálních zdicích prvků, nemá být pevnost malty v tlaku menší než větší z hodnot pevnosti v tlaku zdiva nebo než 10 MPa.

Ztužující prvky pro sevření zdiva se umístí v úrovni každého stropu, v každém křížení stěn a podél obou okrajů otvorů o ploše větší 1,5 m². Doplnkové ztužující prvky pro sevření zdiva by se měly navrhnout tehdy, když by jejich vzdálenost byla ve svislém směru větší než 5 m a ve vodorovném směru větší než 4 m.

Ztužující prvky pro sevření zdiva mají mít průřezovou plochu nejméně 0,02 m² při nejmenším rozměru v rovině stěny 150 mm a mají být opatřeny podélnou výztuží o průřezové ploše nejméně 0,8 % průřezu výztužného prvku pro sevření a alespoň 200 mm² nebo 4 pruty výztuže průměru 8 mm.

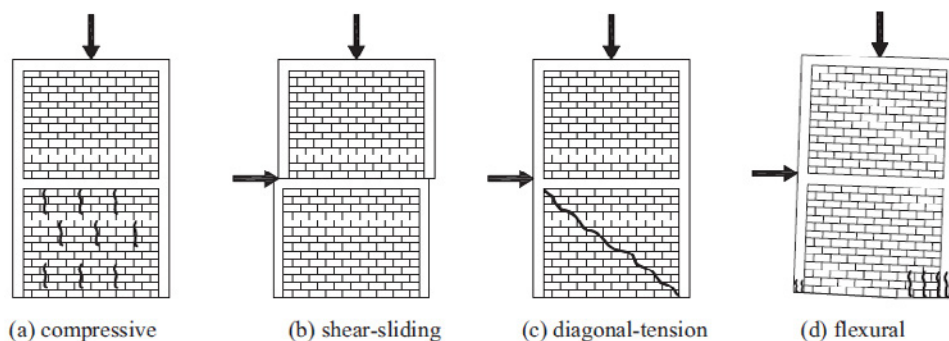
Mají se také provést třmínky o průměru ≥ 5 mm o vzdálenosti rovné menší z hodnot 250 mm nebo tloušťka stěny. Do vzdálenosti 0,6 m od konců ztužujících prvků nemá být osová vzdálenost třmínků větší než 150 mm. (Dříve v EC6_1G byly třmínky průměru nejméně 6 mm ve vzdálenosti nejméně 300 mm.)

Podle EC6_2G mají být splněny určité požadavky pro zajištění spolupůsobení ztužujících prvků a zdiva. U sevřeného zdiva se mají zdící prvky, které navazují na ztužující prvky pro sevření, vzájemně přesahovat podle ustanovení pro vazbu zdiva. Alternativně se má provést vyztužení pruty o průměru alespoň 5 mm, které jsou umístěny ve vzdálenosti nanejvýš 300 mm a plně zakotveny do výplňového betonu a maltových spár. Aby se zlepšilo spolupůsobení mezi zděnou stěnou a ztužujícími prvky, mohou být prvky provedeny jako zazubené.

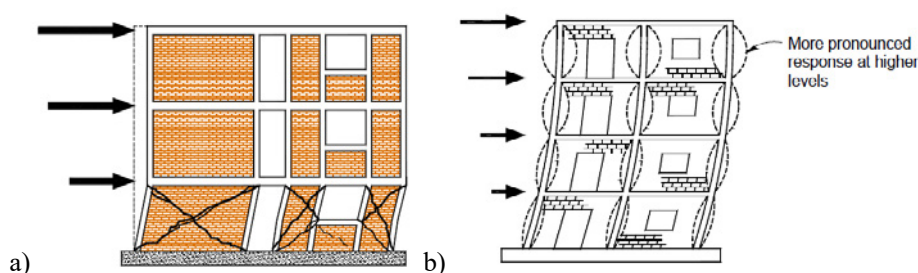
Je třeba upozornit, že EC8_1G obsahuje další konstrukční zásady a požadavky pro sevřené zdivo při seizmické návrhové situaci, které jsou mnohdy přísnější než ustanovení v EC6_2G. Je proto třeba ověřit i ustanovení v EC8_2G, který v době přípravy tohoto textu nebyl vydán.

3 POSUZOVÁNÍ MEZNÍCH STAVŮ ÚNOSNOSTI SEVŘENÉHO ZDIVA

Pro posuzování mezních stavů únosnosti sevřeného zdiva se vychází ze způsobů porušení, které může být jednak v tlaku, ohybem, a/nebo smykem v rovině zdiva, viz *obr. 2 a 3a*. Také to může být zatížení kolmo na rovinu zdiva vlivem setrvačných sil při seizmicitě, viz *obr. 3b*.

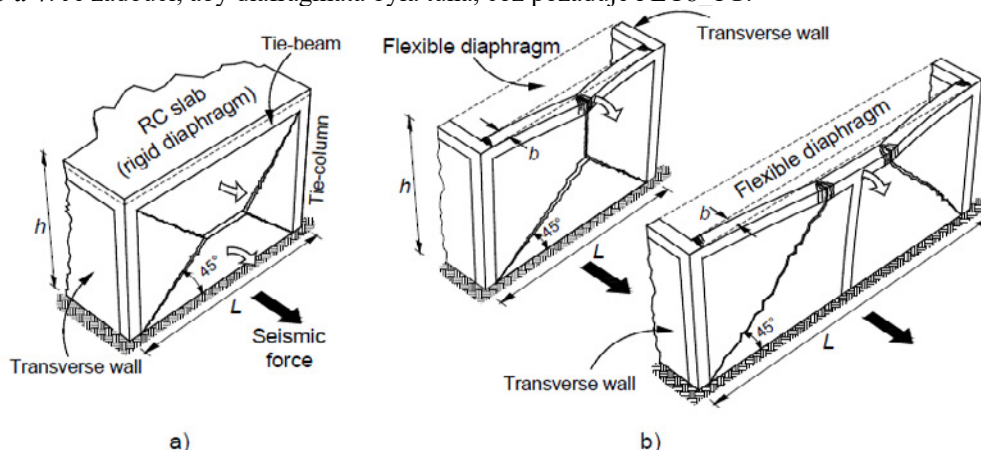


Obr. 2 Způsoby porušení sevřeného zdiva zatíženého ve své rovině



Obr. 3 Rozhodující způsoby porušení pro seismickou návrhovou situaci: a) zatížení smykem a/nebo ohybem v rovině; b) příčné zatížení zdiva

Obvykle pro seismicky exponovanou a namáhanou konstrukci ze sevřeného zdiva není rozhodující samotné svislé zatížení (při trvalé návrhové situaci), ale jeho kombinace s vodorovným seismickým zatížením (při seismické návrhové situaci). Pokud po výšce nedochází ke změně průřezu stěny, potom v dolních podlažích je obvykle kritické porušení v rovině (smyková stěna), viz obr. 3a, ale v horních podlažích může rozhodovat zatížení vodorovnými setrvačnými silami příčně na rovinu zdiva, viz obr. 3b a 4. Je žádoucí, aby diafragmata byla tuhá, což požaduje i EC8 1G.



Obr. 4 Způsob porušení při příčném zatížení zdiva při seismické návrhové situaci pro: a) tuhé diafragma; b) poddajné diafragma

První generace EC6_1G obsahuje jen zásady, nikoli aplikační pravidla. Návrh byl založen na stejných předpokladech, které platily pro nevyztužené i vyztužené zdivo s drobnými upřesněními.

Druhá generace EC6_2G zavádí aplikační pravidla přímo ve formě analytických vztahů pro sevřené zdivo. Přičemž obecné zásady jsou víceméně zachovány, případně upřesněny. Jako délka stěny se zde uvažuje vždy délka zdiva včetně svírajících prvků. Aplikační pravidla také dodržují zásadu, že pokud průběh tlakového normálového napětí zasahuje do zdiva i betonu, uvažuje se materiál s nižší pevností.

3.1 Ověření sevřených zděných stěn vystavených účinkům převážně svislého zatížení

Odolnost sevřeného zdiva na převážně svislé účinky nebyla v předchozím vydání EC6_1G a ve zde uvedených zásadách speciálně komentována, byla komentována společně s ohybem v rovině stěny. U nově zavedeného aplikačního pravidla v EC6_2G lze ovšem tvrdit, že splňuje zásady z předchozího vydání EC6_1G, tj. účinek tlačené výztuže se neuvažuje. V EC6_2G je také upřesněno, že délkou sevřeného zdiva se rozumí délka včetně svírajících prvků. Nové znění EC6_2G vyjadřuje odolnost pro svislé zatížení sevřeného zdiva ve tvaru

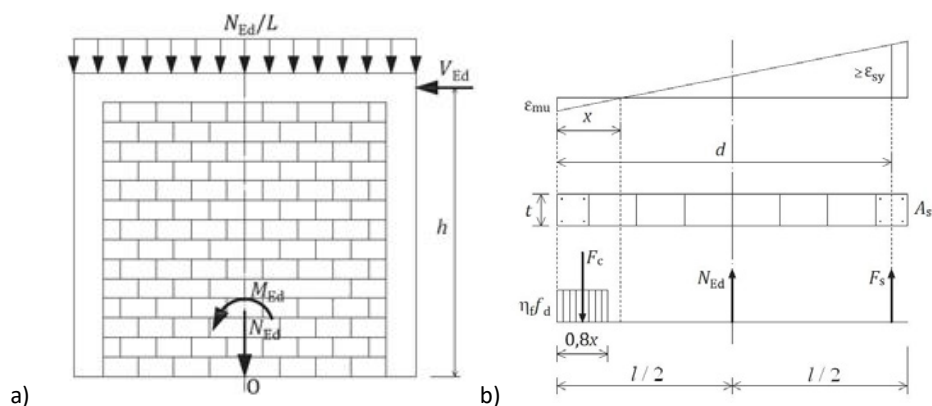
$$N_{Rd} = \Phi f_d A_t \quad (1)$$

kde je Φ zmenšující součinitel v hlavě nebo v patě zahrnující vliv výstřednosti a štíhlosti stěny (viz čl. 8.2.2 EC6_2G), f_d návrhová pevnost zdiva v tlaku (čl. 4.4.2 a 5.7.1) a A_t průřezová plocha stěny včetně ztužujících prvků.

Podle Marques & Lourenço [4] je tento analytický vztah velmi konzervativní. U sevřeného zdiva nedojde při trvalé návrhové situaci ke zvýšení odolnosti stěny v tlaku oproti nevyztuženému zdivu. Ověření stěny na převážně svislé zatížení je tedy totožné jako u nevyztuženého zdiva.

3.2 Únosnost v ohybu v rovině stěny

Únosnost v ohybu v rovině stěny dle EC6_2G je v souladu se zásadami uvedenými v předchozím vydání EC6_1G. Odolnost stěny v ohybu v rovině se stanovuje na základě předpokladů zobrazených na obr. 5. Předpokládá se, že je plně aktivována návrhová hodnota meze kluzu výztuže v tahu a že v tlaku působí obdélníkové tlakové napětí v betonu a zdivu, které je v souladu s ekvivalentním obdélníkovým pracovním diagramem (čl. 5.8.1). Pokud tlačená oblast zasahuje i do zdiva, potom se volí pevnost v tlaku podle méně pevnějšího materiálu. Výztuž v tlaku se nezapočítává do odolnosti průřezu.



Obr. 5 Ohyb sevřeného zdiva v rovině zdiva: a) působící síly, b) poměrná deformace a vnitřní síly v průřezu (čl. 8.11)

Poloha neutrální osy v průřezu (souřadnice x) je odvozena z podmínky rovnováhy sil v průřezu zobrazených na *obr. 5b*, kterou lze zapsat ve tvaru

$$N_{Ed} = F_c - F_s = 0,8x \eta_f f_d t - A_s f_{yd} \Leftrightarrow x = (N_{Ed} + A_s f_{yd}) / 0,8 \eta_f f_d t \quad (2)$$

a potom ohybová odolnost sevřeného zdiva je

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + N_{Ed} (l/2 - 0,4x) \quad (3)$$

kde A_s je plocha podélné ocelové výztuže; f_{yd} návrhová hodnota meze kluzu výztuže; l délka stěny; d vzdálenost mezi těžištěm tažené výztuže a nejvíce tlačným vláknem průřezu, nebo účinná výška; x výška neutrální osy průřezu; η_f součinitel stanovující ekvivalentní obdélníkový obrazec průběhu napětí (čl. 5.8.1) a f_d návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku (čl. 4.4.2 a 5.7.1).

Pokud je ale velká hodnota svislého zatížení N_{Ed} , nemusí dojít k plnému aktivování f_{yd} . Je třeba ověřit, že při dosažení ε_{mu} v tlaku platí

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu} \times (d - x) / x \geq \varepsilon_{sy}, \quad (4)$$

případně použít složitější (iterační) výpočet. Mezní poměrné přetvoření zdiva v tlaku se uvažuje $\varepsilon_{mu} = 0,0035$ pro zdící prvky skupiny 1, které jsou ale jiné než z betonu s lehkým kamenivem a z autoklávovaného betonu, jinak se uvažuje hodnota $\varepsilon_{mu} = 0,002$ (čl. 5.8.1).

Součinitel stanovující ekvivalentní obdélníkový obrazec průběhu napětí η_f se uvažuje hodnotou $\eta_f = 1,0$ pro zdící prvky skupiny 1, které jsou ale jiné než z betonu s lehkým kamenivem a z autoklávovaného betonu, jinak se uvažuje hodnota $\eta_f = 0,85$ (čl. 5.8.1).

Zařazení zdících prvků do skupin obvykle provádí výrobce na základě požadavků uvedených v normě (čl. 5.1.2).

3.3 Smyková únosnost v rovině stěny

V zásadách předchozího vydání EC6_1G je uvedeno, že platí předpoklady jako pro nevyztužené zdivo a že délka tlačené oblasti průřezu l_s se předpokládá jako délka zdiva. Nová generace EC6_2G místo l_s zavádí ve vzorci pro smykovou odolnost účinnou výšku průřezu d , tj. vzdálenost těžiště výztuže ve svírajícím prvku táhlo-sloup k opačnému konci sevřené smykové stěny, viz *obr. 5b*. Jinak jsou předchozí zásady nezměněny. Postup je analogický k posouzení nevyztuženého zdiva. Vliv výztuže ve svislém ztužujícím prvku táhlo-sloup na smykovou únosnost stěny sevřeného zdiva se zanedbává.

Odolnost sevřeného zdiva na smykovou sílu v rovině stěny se dle EC6_2G stanoví z výrazu

$$V_{Rd} = f_{vd} t d \leq V_{Rdlt} = 0,3 f_d t d \quad (5)$$

kde jsou f_{vd} návrhová pevnost zdiva ve smyku (čl. 4.4.2 a čl. 5.7.2), závislá na působení průměrného svislého tlakového napětí, působícího na stěnu vzdorující smyku; t tloušťka stěny vzdorující smyku; d účinná výška průřezu stěny (viz *obr. 5b*); V_{Rdlt} návrhová hodnota mezní smykové únosnosti a f_d návrhová únosnost zdiva v tlaku ve svislém směru (čl. 4.4.2 a čl. 5.7.1).

Průměrné svislé tlakové napětí působící na stěnu vzdorující smyku, které je vstupním parametrem pro stanovení f_{vd} , není v EC6_2G komentováno. Podle publikací týmu Marques et al. [4, 6] lze usuzovat, že průměrným svislým tlakovým napětím se rozumí

$$\sigma_d = N_{Ed} / (l t). \quad (6)$$

3.4 Ověřování zděných stěn vystavených ostatním zatěžovacím podmínkám

Ověřování stěn ze sevřeného zdiva vystavených ostatním zatěžovacím podmínkám je založeno na předpokladech pro nevyztužené zdivo (čl. 8.4 a čl. 8.5), přičemž se berou v úvahu ustanovení pro posuzování mezních stavů sevřeného zdiva (čl. 8.10.2 a čl. 8.10.3), pokud jsou použitelná.

Mezi ostatní zatěžovací podmínky se řadí zejména zatížení příčným zatížením na rovinu sevřeného zdiva při seizmické návrhové situaci, které může být rozhodující pro vyšší podlaží zděného objektu. Boční zatížení při seizmické návrhové situaci je třeba stanovit v souladu s předpoklady EC8.

4 ANALÝZA KONSTRUKCE PRO SEIZMICKOU NÁVRHOVOU SITUACI

Při navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení je třeba vycházet z ustanovení v EC8. Druhá generace v době přípravy příspěvku nebyla uceleně publikována, resp. EN 1998-1-2, která bude obsahovat další požadavky na zděné konstrukce, zatím není schválena. Předpis EN 1998-1-1 je vzhledem k EC8_1G velmi přepracován, ale základní principy jsou zachovány. Přesto v souvislosti se sevřeným zdivem určeným převážně do seizmicky aktivních oblastí a dále uvedeným příkladem lze uvést alespoň několik velmi stručných poznámek vycházejících z EC8_1G.

- Není nutné provádět ověření konstrukce dle EC8, jestliže se jedná o velmi malou seizmicitu.
- Pokud je nutné ověřit konstrukci dle EC8 a jsou splněny podmínky pro „jednoduchou zděnou stavbu“ dle EC8, potom je možné prokázat spolehlivost splněním v normě daných konstrukčních podmínek a neposuzovat každý konstrukční prvek dle EC6.
- V případě nutnosti provést analýzu konstrukce, tak se vychází ze seizmické návrhové situace s odpovídajícími součiniteli spolehlivosti zatížení a součiniteli kombinace dle EC8. Svislé zatížení (stálé i proměnné) se převádí na ekvivalentní hmotu pro další dynamický výpočet nebo metodu příčných sil.
- Model konstrukce může být při splnění daných podmínek rovinný, anebo v některých případech je nutný prostorový.
- Pro vlastní analýzu je možné použít více metod, a to lineární (metoda výpočtu pomocí příčných sil nebo modální analýza pomocí spektra odezvy) i nelineární metody (nelineární výpočet metodou statického přitěžování nebo nelineární dynamický výpočet časového průběhu odezvy).
- Analytické vztahy pro sevřené zdivo jsou vyjádřeny pro vnitřní síly, tj. V_{Ed} , M_{Ed} , N_{Ed} , a proto v modelu bývá konstrukce nahrazena ekvivalentním rámem, kdy svislé výztužné prvky i zdivo je nahrazeno jedním svislým prutem.
- Pro maximální využití kapacity konstrukce lze doporučit použití nelineární inkrementální metody, kdy jsou vnitřní síly při dosažení podmínek plasticity v jednom konstrukčním prvku dále plasticky přerozděleny po konstrukci. Efektivní je tzv. „push-over“ analýza s využitím metody ekvivalentních rámu [8].

5 PŘÍKLAD

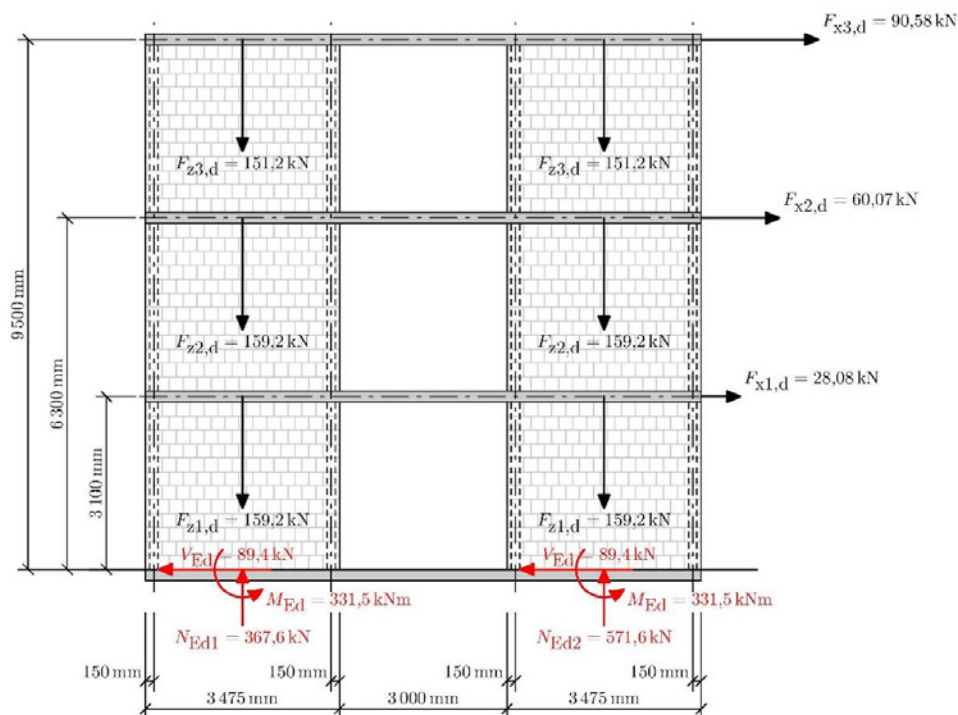
5.1 Zadání

Úkolem je posoudit konstrukci ze sevřeného zdiva provedenou ze zdicích prvků Wienerberger Climamur [9, 10], a to v průřezu v úrovni terénu. Zdivo je provedeno z prvků Climamur 30 na Dryfix s dvěma pruhy, tloušťka zdiva je $t = 300$ mm. Předpokládejme, že konstrukci je možné řešit jako rovinnou a její tvar je zobrazen na obr. 6.

Zdicí prvky Climamur 30 mají v sortimentu zvláštní bloky se svislými otvory pro ztužující prvky sevřeného zdiva, svislé otvory mají rozměr 150×150 mm a osa otvoru (těžiště výztuže) je 150 mm

od okraje zdiva, viz *obr. 6*. Ztužující prvek působící jako táhlo-sloup je vyztužen 4 pruty $\varnothing 10$ mm z oceli B500B.

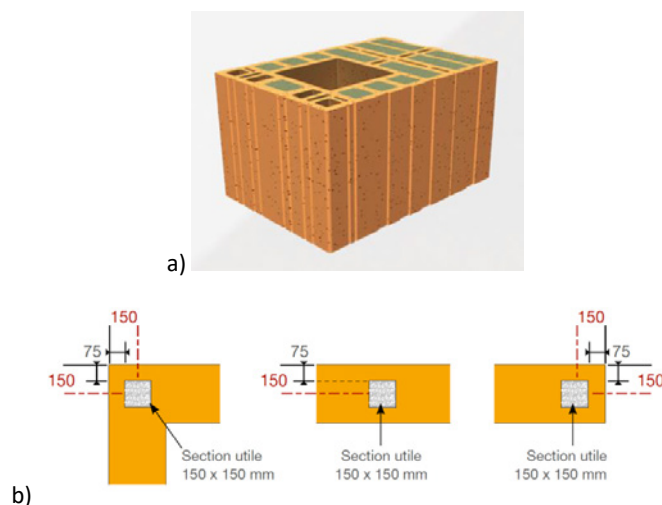
Při seizmické návrhové situaci předpokládáme pro vysvětlení analytických vztahů pro sevřené zdivo zjednodušeně zatížení svislými a příčnými silami ($F_{xi,d}$ a $F_{zi,d}$), jak je zobrazeno na *obr. 6*. Předpokládáme také, že analýzou konstrukce byly zjištěny reakce v úrovni terénu (V_{Ed} , M_{Ed} , N_{Ed1} a N_{Ed2}), které jsou rovněž uvedeny na *obr. 6*.



Obr. 6 Schéma rovinné konstrukce ze sevřeného zdiva s předpokládaným svislým a vodorovným zatížením při seizmické návrhové situaci ($F_{xi,d}$ a $F_{zi,d}$) a reakcemi v úrovni terénu (V_{Ed} , M_{Ed} , N_{Ed1} a N_{Ed2})

V podkladech [9] jsou pro Climamur 30 na Dryfix s dvěma pruhy uvedeny následující materiálové parametry zdiva:

- normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdicího prvku $f_b = 7,5$ MPa;
- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku $f_k = 3,23$ MPa;
- charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem $f_{vko} = 0,17$ MPa;
- dílčí součinitel materiálu pro seizmickou návrhovou situaci $\gamma_M = 1,67$ (uvažuje se dle EC8_1G jako 2/3 hodnoty při trvalé návrhové situaci).



Obr. 7 Zdicí prvky Climamur 30: a) zdicí blok se svislým otvorem pro svírající prvek sevřeného zdiva působící jako táhlo-sloup [9]; b) rozměry a umístění svírajícího prvku táhlo-sloup ve zdivu provedeného z Climamur 30 [10]

5.2 Ostatní materiálové parametry

Z výše uvedeného lze stanovit další potřebné materiálové parametry pro posouzení konstrukce ze sevřeného zdiva:

- Při seizmické návrhové situaci se uvažuje dílčí součinitel materiálu pro ocel $\gamma_s = 1,00$. Proto lze uvažovat $f_{yk} = f_{yd} = 500$ MPa.
- Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku při seizmické návrhové situaci je $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 3,32 / 1,67 = 1,94$ MPa.
- Zdicí prvky Climamur 30 patří do skupiny 3 dle EC6_2G. Proto mezní poměrné přetvoření zdiva v tlaku se uvažuje $\varepsilon_{mu} = 0,002$ (čl. 5.8.1).
- Pro zdicí prvky skupiny 3 dle EC6_2G je součinitel stanovující ekvivalentní obdélníkový obrazec napětí $\eta_f = 0,85$ (čl. 5.8.1).
- Poměrné přetvoření výztuže na mezi kluzu ε_{sy} se určí z výrazu $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$, kde se uvažuje $E_s = 200$ GPa, viz čl. 3.2.7 v ČSN 1992-1-1 ed. 2 [11]. Hodnota poměrného přetvoření výztuže na mezi kluzu je proto $\varepsilon_{sy} = 0,5 / 200 = 0,0025$.

5.3 Geometrické parametry smykové stěny ze sevřeného zdiva

Ze zadání plynou také následující geometrické parametry pro posouzení stěny:

- tloušťka zdiva $t = 300$ mm;
- délka zdiva včetně ztužujících prvků $l = 3\,475$ mm;
- účinná výška průřezu $d = l - 150$ mm = $3\,475 - 150 = 3\,325$ mm;
- plocha výztuže pro 4 pruty $\varnothing 10$ mm je $A_s = 314$ mm².

5.4 Únosnost v ohybu v rovině stěny

Pro stěnu vlevo je $N_{Ed1} = 367,6$ kN a $M_{Ed} = 331,5$ kNm. Souřadnice neutrální osy se podle výrazu (1) určí následovně:

$$x = (N_{Ed1} + A_s f_{yd}) / (0,8 \eta_f f_d t) \quad (7)$$

$$x = (367,6 + 314 \cdot 10^{-6} \times 500 \cdot 10^3) / (0,8 \times 0,85 \times 1,94 \cdot 10^3 \times 0,3) = 1,326 \text{ m}$$

Ověření poměrné deformace v tažené výztuži dle výrazu (4):

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu} (d - x) / x \quad (8)$$

$$\varepsilon_s = 0,002 \times (3,325 - 1,326) / 1,326$$

$$\varepsilon_s = 0,003 \text{ } 1 > \varepsilon_{sy} = 0,002 \text{ } 5$$

V tažené výztuži je aktivováno napětí f_{yd} .

Únosnost v ohybu pro stěnu vlevo je potom v souladu s výrazem (3):

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + N_{Ed1} (0,5l - 0,4x) \quad (9)$$

$$M_{Rd} = 314 \cdot 10^{-6} \times 500 \cdot 10^3 (3,325 - 0,4 \times 1,326) + 367,6 (0,5 \times 3,475 - 0,4 \times 1,326)$$

$$M_{Rd} = 882,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 331,5 \text{ kNm}$$

Průřez VYHOVUJE.

Pro stěnu vpravo jsou účinky zatížení $N_{Ed2} = 571,6$ kN a $M_{Ed} = 331,5$ kNm. Poloha neutrální osy v průřezu se potom vypočte:

$$x = (N_{Ed2} + A_s f_{yd}) / (0,8 \eta_f f_d t) \quad (10)$$

$$x = (571,6 + 314 \cdot 10^{-6} \times 500 \cdot 10^3) / (0,8 \times 0,85 \times 1,94 \cdot 10^3 \times 0,3) = 1,841 \text{ m}$$

Ověření poměrné deformace v tažené výztuži:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{mu} (d - x) / x \quad (11)$$

$$\varepsilon_s = 0,002 \times (3,325 - 1,841) / 1,841$$

$$\varepsilon_s = 0,001 \text{ } 62 < \varepsilon_{sy} = 0,002 \text{ } 5$$

V tažené výztuži není aktivováno napětí f_{yd} !

Napětí ve výztuži lze odhadnout hodnotou $\sigma_{s(1)} = f_{yd} \varepsilon_s / \varepsilon_{sy}$, což je první odhad do složitějšího iteračního výpočtu, kdy souřadnici N.O. je třeba znovu přepočítat opakováním výpočtu od výrazu (10) s napětím $\sigma_{s(1)}$ místo f_{yd} a určit zpřesněný nový odhad $\sigma_{s(i)}$. Výsledky iteračního výpočtu jsou uvedeny v tab. 1, kde je patrná konvergence již při malém počtu iterací.

Tab. 1 Výsledky kroků iteračního výpočtu polohy neutrální osy v průřezu

i	$\sigma_{s(i)}$ [MPa]	$x_{(i)}$ [m]
1	321,6	1,701
2	381,7	1,749
3	360,4	1,732
4	367,8	1,738

5	365,2	1,736
6	366,1	1,737

Únosnost v ohybu pro stěnu vpravo je potom spočtena s napětím ve výztuži $\sigma_s = 366,1$ MPa a souřadnicí neutrální osy $x = 1,737$ m následujícím postupem:

$$M_{Rd} = A_s \sigma_s (d - 0,4x) + N_{Ed2} (0,5l - 0,4x) \quad (12)$$

$$M_{Rd} = 314 \cdot 10^{-6} \times 366,1 \cdot 10^3 (3,325 - 0,4 \times 1,737) + 571,6 (0,5 \times 3,475 - 0,4 \times 1,737)$$

$$M_{Rd} = 898,3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 331,5 \text{ kNm}$$

Průřez VYHOVUJE.

5.5 Smyková únosnost v rovině stěny

Pro stěnu vlevo je $V_{Ed} = 89,4$ kN a $N_{Ed1} = 367,6$ kN. Průměrné normálové napětí ve stěně, viz výraz (6), se určí ze vztahu:

$$\sigma_d = N_{Ed1} / (t l) = 367,6 / (0,3 \times 3,475) = 352,6 \text{ kPa} \quad (13)$$

Potom charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} je dána výrazem (viz čl. 5.5), kde charakteristická hodnota součinitele tření μ_f je uvažována hodnotou 0,4 (čl. 5.7.2.3). Pevnost f_{vk} nemá být uvažována větší než $0,065f_b$.

$$f_{vk} = f_{vko} + \mu_f \sigma_d \quad (14)$$

$$f_{vk} = 0,17 + 0,4 \times 0,353 = 0,311 \text{ MPa} < 0,065 f_b = 0,488 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vd} :

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0,187 \text{ MPa} \quad (15)$$

Smyková únosnost v rovině se má uvažovat nejvýše hodnotou V_{Rdl}

$$V_{Rdl} = 0,3 f_d t d = 0,3 \times 1,94 \cdot 10^3 \times 0,3 \times 3,325 = 580 \text{ kN} \quad (16)$$

Smyková únosnost v rovině V_{Rd} je dána vztahem

$$V_{Rd} = f_{vd} t d \quad (17)$$

$$V_{Rd} = 0,187 \cdot 10^3 \times 0,3 \times 3,325 = 186,5 \text{ kN} < V_{Rdl} = 580 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 186,5 \text{ kN} > V_{Ed} = 89,4 \text{ kN}$$

Průřez VYHOVUJE.

Pro stěnu vpravo je $V_{Ed} = 89,4$ kN a $N_{Ed2} = 571,6$ kN. Průměrné normálové napětí ve stěně je:

$$\sigma_d = N_{Ed2} / (t l) = 571,6 / (0,3 \times 3,475) = 548,3 \text{ kPa} \quad (18)$$

Potom charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} :

$$f_{vk} = f_{vko} + \mu_f \sigma_d \quad (19)$$

$$f_{vk} = 0,17 + 0,4 \times 0,548 = 0,389 \text{ MPa} < 0,065 f_b = 0,488 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vd} :

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0,234 \text{ MPa} \quad (20)$$

Smyková únosnost v rovině V_{Rd} je dána vztahem

$$V_{Rd} = f_{vd} t d \quad (21)$$

$$V_{Rd} = 0,234 \cdot 10^3 \times 0,3 \times 3,325 = 233,4 \text{ kN} < V_{Rdlt} = 580 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 233,4 \text{ kN} > V_{Ed} = 89,4 \text{ kN}$$

Průřez VYHOVUJE.

5.6 Posouzení v ostatních průřezích

Analytické vztahy odolnosti průřezu pro sevřené zdivo uvedené v EC_2G byly výše uvedeným příkladem jistě dostatečně vysvětleny. Obdobně je ale nutné posoudit také všechny ostatní průřezy i ve vyšších úrovních. Svislé zatížení se s počtem podlaží směrem nahoru mění přibližně lineárně, ale příčné síly nikoli. Rozhodující průřez proto nemusí být ten v úrovni terénu.

6 ZÁVĚR

Lze shrnout, že změny v oblasti sevřeného zdiva spočívají zejména v definování analytických modelů pro ověření sevřeného zdiva, a to pro následující případy namáhání sevřeného zdiva:

- zatíženého převážně svislým zatížením,
- zatíženého ohybem v rovině stěny a
- smykem v rovině stěny.

Tato nová aplikační pravidla většinou respektují zásady v předchozí generaci EC6_1G, resp. změny oproti předchozím zásadám jsou malé.

Metoda ověření sevřeného zdiva zatíženého převážně svislým zatížením je identická s ověřováním nevyztuženého zdiva. Pro tento případ se délka zdiva uvažuje včetně ztužujících prvků a pevnost se uvažuje toho méně pevného materiálu, tj. obvykle pevnost zdiva. Nedochází tedy při trvalé návrhové situaci ke zvýšení únosnosti na převážně svislé zatížení vlivem provedení ztužujících prvků táhlo-sloup a táhlo-trám. Proto sevřené zdivo nachází uplatnění zejména v seizmicky aktivních oblastech, kde se posuzuje konstrukce při seizmické návrhové situaci.

Analytické vztahy pro sevřené zdivo uvedené v EC6_2G je ovšem třeba chápat v kontextu skutečného chování konstrukce jako zjednodušující. Publikace týmu Marques et al. [4, 5, 6] i další publikace např. na portále Confined Masonry Network [3] ukazují, že skutečné rozdělení svislého normálového napětí v patě sevřeného zdiva u smykové stěny při seizmické návrhové situaci není rovnoměrné, ale spíše trojúhelníkové. Proto analytické vztahy užívané v jiných částech světa vycházejí často z odlišných předpokladů a jsou odlišně formulovány než v EC6.

Je třeba také upozornit, že EC8_1G pro navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení uvádí další požadavky, a to mnohdy přísnější, než jsou v EC6_2G. Pro seizmicky aktivní oblasti je nutné ověřit aktuální požadavky dle nově připravovaného předpisu EC8_2G.

7 LITERATURA

- [1] ČSN EN 1996-1-1:2024 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. ÚNMZ, Praha, 2024.
- [2] ČSN EN 1996-1-1+A1:2013 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [3] Confined Masonry Network | Promoting seismically safe, economical housing worldwide. Online. 2018. Dostupné z: <https://confinedmasonry.org/>. [cit. 2024-03-18]
- [4] Marques, R., Lourenço, P.B. Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals. *Construction & building materials*. 2019, Vol. 217, pp. 137–155.
- [5] Marques, R., Lourenço, P.B. A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation. *Bull Earthquake Eng* **11**, 2133–2150 (2013).
- [6] Rui Marques, João M. Pereira, Paulo B. Lourenço. Lateral in-plane seismic response of confined masonry walls: From numerical to backbone models. *Engineering Structures*. Volume 221, 2020, p. 111098, ISSN 0141-0296.
- [7] ČSN EN 1998-1 ed. 2:2013 Eurokód 8: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ÚNMZ, 2013.
- [8] Magenes, Guido. A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. The 12th WCEE conference, 2000.
- [9] Wienerberger S.A.S. Climamur un nouvel art de vivre. Documentation technique. Dostupné z: <https://www.climamur.fr/>. [cit. 2024-03-26]
- [10] Wienerberger S.A.S. Guide de mise en oeuvre, Briques de mur Porothersm Climamur. Dostupné z: <https://www.climamur.fr/>. [cit. 2024-03-26]
- [11] ČSN 1992-1-1 ed. 2:2019 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ÚNMZ, 2019.

PŘÍKLAD PRAKTICKÉHO VYUŽITÍ POKROČILÝCH METOD PŘI HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE ZIMNÍHO STADIONU

Ing. Jan Mařík, Ph.D., Ing. Paed. IGIP

Konstat s.r.o.

PŘÍKLAD PRAKTICKÉHO VYUŽITÍ POKROČILÝCH METOD PŘI HODNOCENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE ZIMNÍHO STADIONU

Ing. Jan Mařík, Ph.D., Ing. Paed. IGIP, Konstat s.r.o.

1 ÚVOD

Ve stavební praxi je stále častějším úkolem adaptace existujících stavebních objektů, nejen z hlediska funkčního či estetického, ale také s ohledem na požadovanou spolehlivost nosných konstrukcí, ať už se jedná o potvrzení dostatečné únosnosti (např. staveb po úpravách nosných konstrukcí), nebo v případě, že se požaduje zvýšení únosnosti nosných konstrukcí (např. při výměně střešního pláště hal za hmotnější, zatížený navíc fotovoltaickou elektrárnou atp.).

Z hlediska současných platných technických norem se dřívější standardy platné v době výstavby existujících konstrukcí považují pouze za informativní dokumenty a je třeba postupovat podle aktuálně platných předpisů. Základní metoda pro analýzu spolehlivosti je metoda dílčích součinitelů [1], která je totožná s postupy pro návrh nových konstrukcí. Ve skutečnosti se však při posuzování existujících konstrukcí musí statici (při aplikaci současných norem a běžných postupů platných pro nové konstrukce) vypořádávat s velmi častými negativními výsledky, protože ve většině případů nové normy kladou na konstrukce vyšší nároky (na konstrukce se při hodnocení/posuzování mají aplikovat vyšší zatížení, případně se požaduje vyšší robustnost, vyšší spolehlivost podle třídy následků atp.), než tomu bylo dříve. Současné výpočetní metody sice v některých případech umožňují konstrukci prověřit přesněji, a tudíž i objevit potenciální rezervu skrytou v dřívějších zjednodušených výpočetních postupech, ale v jiných případech se naopak ukazuje, že naši předkové ve svých návrzích ledacos zanedbali (jde především o prostorové spolupůsobení, kdy rozklad konstrukce do 2D úloh nemusí postihnout všechna namáhání některých prvků). Pro mnoho projektantů tato situace nemá řešení a ve svých závěrech konstatují nedostatečnost existující konstrukce pro zamýšlené adaptace. Vzhledem k rozšiřujícímu se povědomí o existenci normy ČSN 73 2604 *Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb* [2], která de facto předepisuje majiteli nosné konstrukce (zatím jen ocelové, ale norma pro ostatní nosné konstrukce je již v přípravě) opatření *Náhradní dokumentace* v případě, kdy se nedochovala původní dokumentace, stoupá také počet případů, kdy zákazník žádá statika o posudek jen de facto z formálních důvodů. Zjištění, že konstrukci, která po dlouhá desetiletí funguje bez jakýchkoliv problémů, není možné posoudit s příznivým výsledkem běžnými postupy dle platných norem, je pro investora často poněkud překvapující a pro statika bývá obtížné tuto realitu zákazníkovi vysvětlit.

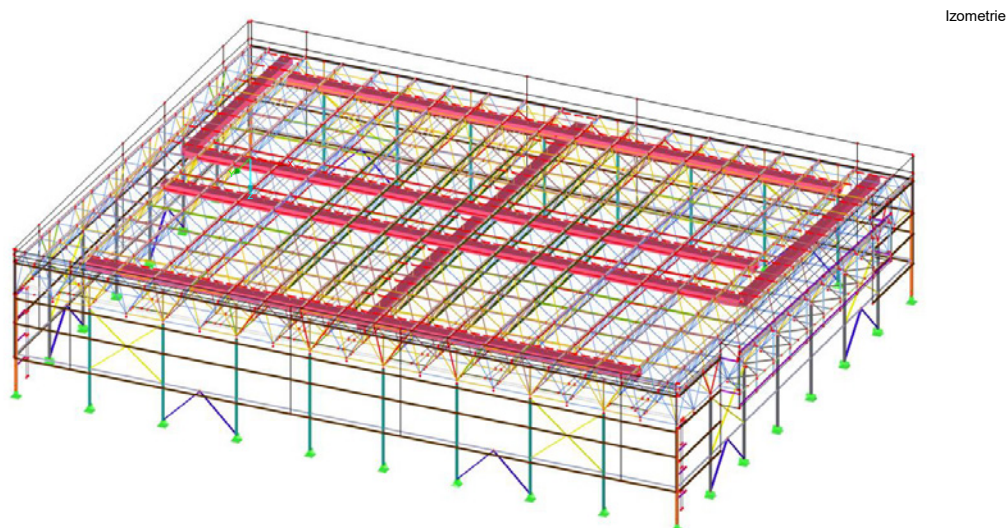
Z toho důvodu vznikly technické normy, které se zaměřují speciálně na stávající konstrukce a jejich hodnocení. Základním dokumentem je ČSN ISO 13822 *Hodnocení existujících konstrukcí* [3], kterou doplňuje „národní příloha“ – ČSN 73 0038 [1] *Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení*. Již na začátku normy ČSN ISO 13 822 [3] je uvedeno, že vzhledem k tlaku společnosti na co největší omezení nákladů při požadovaném prodloužení životnosti staveb je nezbytné stanovení odlišných způsobů hodnocení (posouzení) existujících konstrukcí na rozdíl od postupů pro návrh nových konstrukcí. Metodika, resp. způsoby, pro hodnocení existujících konstrukcí vychází (oproti navrhování zcela nových staveb) z odlišného pojetí a mnohdy vyžaduje znalosti nad rámec návrhových norem. Aplikace

těchto norem v praxi je tak velmi často obtížná a vyžaduje spolupráci s odbornými pracovišti věnujícími se teorii spolehlivosti konstrukcí.

V případě využití dostupných postupů dle zmiňovaných norem existuje šance, jak v souladu s požadovanou spolehlivostí posoudit existující konstrukci a třeba i najít rezervu pro její přetížení. Na základě vlastní zkušenosti můžeme potvrdit, že důkladnou přípravou vstupů pro statický výpočet je možno dopad mnohých přísných požadavků současných norem „zmírnit“. Optimální je hledat úlevu u všech parametrů vstupujících do výpočtu a „po drobných“ získat potřebnou rezervu.

Na příkladu ocelové konstrukce Zimního stadionu Pelhřimov jsme díky pochopení Městského úřadu Pelhřimov měli možnost tento postup detailně otestovat, což vedlo k minimalizaci nutného zesilování konstrukce, zatímco výpočet dle běžného normového postupu vedl k výrazně nepříznivějším výsledkům.

Níže jsou popsány klíčové oblasti návrhu, jejichž analýzou bylo možné úspěšně využít pokročilých metod pro hodnocení konstrukce.



Obr. 1 Prostorový prutový model konstrukce zimního stadionu

2 ŽIVOTNOST

Pokud se investor rozhodne, že sníží požadavek na teoretickou životnost z běžných 50 let na kratší dobu, lze získat příznivější hodnoty většiny podrobněji stanovovaných dílčích součinitelů.

Snížení teoretické životnosti například na 15 let samo o sobě neznamena, že by po této době měla konstrukce havarovat nebo že by neměla být bezpečná (kvalitně provedená a dobře udržovaná ocelová konstrukce má reálné životnost „nekonečnou“). Uvážení kratší zbytkové životnosti znamená, že po uplynutí této doby by konstrukce měla být detailně prohlédnuta a jejímu stavu by měla být věnována zvýšená pozornost (mělo by proběhnout další ověření

spolehlivosti). Je ovšem třeba vzít v potaz i skutečnost, že norma ČSN 73 2604 [2] předepisuje povinné provádění pravidelných odborných prohlídek ocelových konstrukcí minimálně každých 5 let, takže výše uvedený požadavek na prohlídku po skončení (formálně omezené) životnosti vlastně pro investora reálně nemusí znamenat žádnou novou povinnost.

V případě Zimního stadionu Pelhřimov investor souhlasil se snížením teoretické životnosti na 15 let.

3 ZATŘÍDĚNÍ PRVKŮ DLE TŘÍDY NÁSLEDKŮ

Konstrukce nemusí být zatříděna do třídy následků jen jako celek. Některé podružné prvky běžných konstrukcí je možné zatříditi benevolentněji do třídy CC1. Směrná úroveň indexu spolehlivosti β se volí 3,8 pro třídu následků CC2 podle ČSN EN 1990 *Eurokód – Zásady navrhování konstrukcí* [4] a ČSN ISO 13822 [3] (střední následky s ohledem na ztráty lidských životů). $\beta = 3,8$ se uvažuje pro referenční dobu rovnou požadované zbytkové životnosti 15 a více let. Pro sekundární nosné prvky zatříděné do třídy následků CC1 je podle ČSN ISO 13822 [3], přílohy F – „malý následek poruchy“ možné alternativně uvažovat $\beta = 3,1$. Z toho pak vyplynou příznivější hodnoty všech dílčích součinitelů.

4 ODOLNOST

Provedením laboratorní analýzy materiálových vzorků nosné konstrukce lze zvýšit charakteristickou pevnost materiálu nad nominální hodnotu. Zároveň lze na základě statistického vyhodnocení vzorků dospět k příznivějšímu dílčímu součiniteli materiálu nebo přímo k návrhové hodnotě pevnosti (či např. meze kluzu).

Pro případ posouzení Zimního stadionu Pelhřimov bylo možno dojít k hodnotě $\gamma_M = 1,14$, nicméně je třeba zmínit, že množství vzorků odebraných pro analýzu bylo jen relativně malé.

5 STÁLÁ ZATÍŽENÍ

Podrobnou analýzou stavebně-technického průzkumu včetně laboratorního ověřování hmotností stavebních prvků zatěžujících posuzovanou konstrukci lze významně snížit dílčí součinitel.

Pro případ posouzení Zimního stadionu Pelhřimov bylo možno dojít k hodnotě $\gamma_G = 1,16$ (pro životnost 15 let $\gamma_G = 1,13$).

6 ZATÍŽENÍ SNĚHEM

U zatížení sněhem je situace složitější a méně příznivá v tom, že normou doporučená hodnota dílčího součinitele $\gamma_S = 1,50$ je podhodnocena. Vznikla jako jakýsi spíše „politický“ výsledek debaty tvůrců normy, kdy bylo požadováno, aby dílčí součinitel pro všechna proměnná zatížení měl shodnou hodnotu. Pro samotný sníh by však správná hodnota dosahovala více než 1,8.

Ve spolupráci s ČHMÚ je v některých místech možno dojít k příznivějším údajům o tíze sněhu na zemi, ale vzhledem k tomu, že data ČHMÚ již byla zpracována do známé podrobné digitální mapy, v tomto ohledu nelze očekávat nějak významný posun. Podrobnější historická data však

umožní detailní rozbor spolehlivosti těchto údajů, což umožní mírné snížení dílčího součinitele (ovšem pouze proti jeho „správné“ hodnotě – výsledné hodnoty blíží se běžné hodnotě 1,50 lze reálně dosáhnout pouze v případě snížení životnosti konstrukce).

Pokud se postupuje přesněji, tak jak je v tomto článku popisováno, není možné kombinovat normou doporučené hodnoty dílčích součinitelů pro sníl s podrobněji stanovenými hodnotami pro jiná zatížení.

Pro případ posouzení Zimního stadionu Pelhřimov bylo možno dojít k hodnotě $\gamma_s = 1,85$ (pro životnost 15 let $\gamma_s = 1,60$).

7 MONITORING ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Pro zvýšení jistoty, resp. zavedení opatření, která mají za následek zvýšení bezpečnosti na základě přijatých opatření (odklizení sněhu, uzavření konstrukce apod.), je možné využít také různé metody permanentního monitoringu. V případě Zimního stadionu v Pelhřimově byla analyzována možnost použití optického sněhoměru s přesností 1 mm. Výsledek se projevil v možnosti dalšího přetížení konstrukce (od FVE, multimediální kostky nad ledovou plochou apod.).

Kloknerovým ústavem ČVUT vypracovaná analýza využívající podrobná historická lokální data ČHMÚ o objemové hmotnosti sněhu stanovila, že v daném případě je při využití monitoringu sněhu zapotřebí pracovat s objemovou hmotností sněhu $3,0 \text{ kN/m}^3$ a s hodnotou dílčího součinitele $\gamma_s = 1,30$. To v praxi znamená, že kupříkladu pro umožnění snížení maximální návrhové hodnoty zatížení sněhem na $2,0 \text{ kN/m}^2$ je zapotřebí zajistit, aby monitoring vyhlásil varování v okamžiku, kdy sněhová pokrývka dosáhne výšky 51 cm.

8 ZATÍŽENÍ VĚTREM

U tohoto zatížení lze naopak předpokládat výrazné snížení vstupních hodnot, použijí-li se podrobná data ČHMÚ. Vyhodnocení těchto dat z nejbližších meteorologických stanic a jejich extrapolace pro místo stavby jsou poměrně náročným úkolem, nicméně vhodné odborné pracoviště (například Kloknerův ústav ČVUT) ho dokáže zvládnout. Meteorologický ústav je také schopen udát hodnoty rychlosti větru pro různé směry.

V případě Zimního stadionu Pelhřimov se ukázalo, že oproti normou udávané hodnotě základní rychlosti větru 25 m/s jsou reálné rychlosti výrazně nižší:

Směr	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
průměr, μ [m/s]	10,8	9,2	6,9	11,1	10,8	13,5	14,3	12,6
variační koeficient, V	23%	26%	30%	22%	26%	19%	18%	18%
šikmost, ω	0,65	0,70	2,08	0,68	2,38	0,40	0,16	0,08
98% kvantil LN3 rozdělení*, $v_{b,98\%}$ [m/s]	16,7	15	12,7	17,1	18,9	19,3	19,8	17,2
maximální naměřená hodnota, $v_{b,max}$ [m/s]	15,8	14,2	13,4	16,1	20,1	17,5	19,4	16,8
charakteristická hodnota podle větrové mapy mapy, v_{bk} [m/s]	25							
poměr $v_{b,98\%} / v_{bk}$	0,67	0,60	0,51	0,68	0,76	0,77	0,79	0,69

*Tříparametrické lognormální rozdělení.

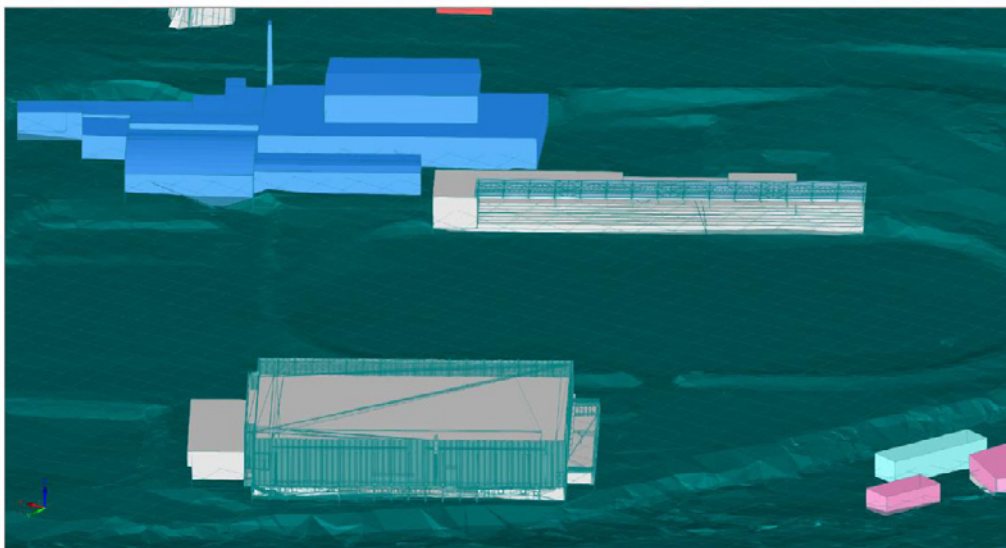
Obr. 2 Výsledné rychlosti pro uvažované směry větru

Rovněž dílčí součinitel pro vítr je nutno analyzovat podrobněji. Pro případ posouzení Zimního stadionu Pelhřimov bylo možno dojít k hodnotě $\gamma_w = 1,50$ (pro životnost 15 let $\gamma_w = 1,30$).

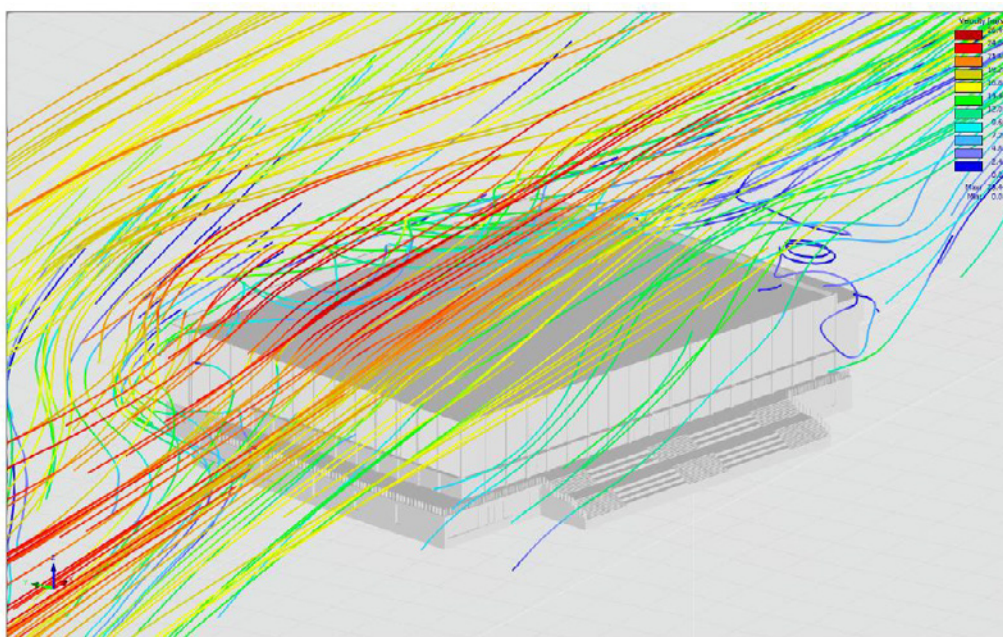
9 VIRTUÁLNÍ VĚTRNÝ TUNEL

Velké rezervy se mohou získat při využití větrného tunelu. Pro tuto konkrétní aplikaci se vzhledem k významnému vlivu orografie ukazuje jako výhodnější použít virtuální větrný tunel namísto klasického experimentálního zařízení, které vzhledem ke své velikosti neumožňuje modelovat dostatečně rozsáhlou oblast. V tomto konkrétním případě byl ve spolupráci s Mgr. Janem Pušmanem a Ing. Lukášem Jurčou použit program Rwind od společnosti Dlubal. V průběhu prací na modelu účinků větru se ukázalo, že je extrémně důležité adekvátně definovat a interpretovat vstupy i výstupy numerické analýzy, která je značně citlivá na nesprávné zadání a vyhodnocení.

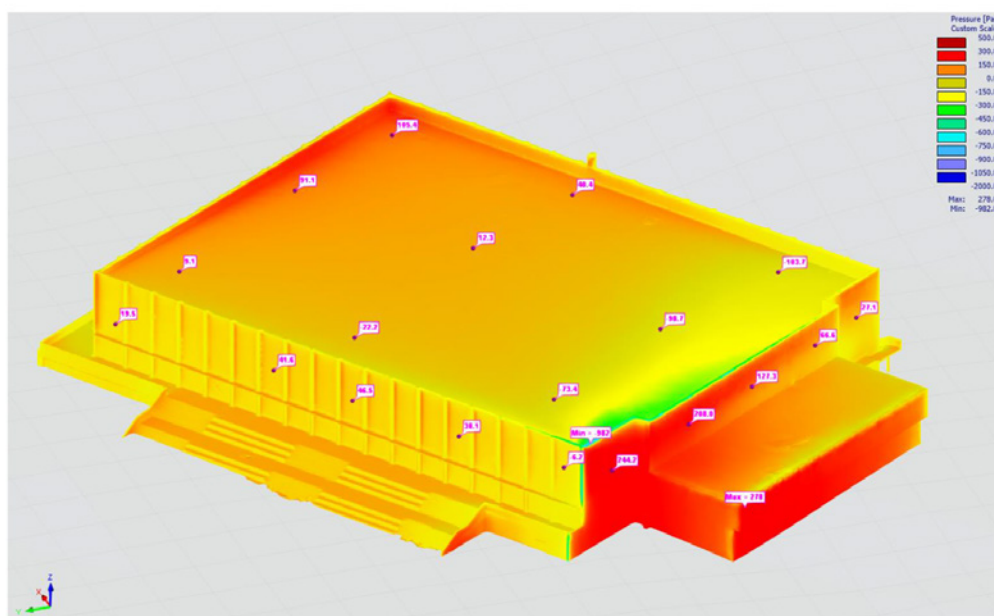
Při použití dat z virtuálního (nebo i skutečného) větrného tunelu je zapotřebí adekvátně analyzovat nejistoty a upřesnit dílčí součinitel (jehož hodnota musí být logicky vyšší, než pokud se tlaky větru uváží konzervativně dle normy). Pro případ posouzení Zimního stadionu Pelhřimov bylo možno dojít k hodnotě $\gamma_w = 1,80$ (pro životnost 15 let $\gamma_w = 1,55$).



Obr. 3 Numerický model okolí stadionu v Pelhřimově



Obr. 4 Proudnice pro jeden ze směrů větru



Obr. 5 Pole tlaků pro jeden ze směrů větru

10 ZÁVĚR

Progresivní přístup investora (město Pelhřimov) a vhodná aplikace normových postupů v praxi potvrdila, že je účelné a prospěšné vynaložení mírně zvýšených nákladů na projektovou přípravu, jejímž výsledkem může být i téměř stoprocentní vyloučení zesilování a nákladných stavebních úprav nosných konstrukcí při adaptaci existující stavby vyžadující přitížení. I po

provedení zamýšlených úprav je v daném případě Zimního stadionu Pelhřimov prokázáno, že konstrukce splňuje požadavky na dostatečnou spolehlivost podle aktuálně platných norem, čímž došlo k úspoře realizačních nákladů i potenciálnímu snížení doby adaptace stavby.

11 LITERATURA

[1] ČSN 73 0038:2019 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplnující ustanovení. Praha: ÚNMZ, 2019.

[2] ČSN 73 2604:2012. Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb. Praha: ÚNMZ, 2012.

[3] ČSN ISO 13822:2014. Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Praha: ÚNMZ, 2014.

[4] ČSN EN 1990 ed. 2. Eurokód – Zásady navrhování konstrukcí. Praha: ČAS, 2021.



NĚKTERÉ ZMĚNY V DRUHÉ GENERACI EC2 VČETNĚ ŘEŠENÝCH PŘÍKLADŮ

Ing. Jiří Šmejkal, CSc.

NĚKTERÉ ZMĚNY V DRUHÉ GENERACI EC2 VČETNĚ ŘEŠENÝCH PŘÍKLADŮ

Ing. Jiří Šmejkal, CSc.

1 ÚVOD

V současné době již vyšlo znění druhé generace Eurokódů prEN 1992-1-1 [1] pro navrhování betonových konstrukcí, ve které jsou sloučeny normy EN 1992-1-1, EN 1992-2 a EN 1992-3. V nové podobě normy je výrazně omezen počet národních součinitelů. V rámci druhé edice základní normy pro navrhování železobetonových konstrukcí byly doplněny a rozšířeny materiály – vysokopevnostní betony, rozšířena betonářská a předpínací výztuž, doplněn drátkobeton. Dále bylo rozšířeno a doplněno navrhování vodotěsných betonových konstrukcí, doplněny principy návrhu při dynamickém zatížení, upřesněny podmínky pro nelineární analýzu. Dále byly doplněny metody pro analýzu stávajících železobetonových konstrukcí a posilování stávajících konstrukcí. V příloze N normy prEN 1992-1-1 [1] jsou podmínky pro použití recyklovaného kameniva. V příloze O jsou zjednodušené metody návrhu na účinky druhého řádu. V příloze Q jsou podmínky pro použití nerezové výztuže, v příloze R podmínky pro zabudovanou FRP výztuž. V příloze S jsou metody stanovení minimální výztuže pro kontrolu šířky trhlin. Ve textu nejsou zohledněny národní aplikační součinitele, protože v současné době nejsou k dispozici.

Text příspěvku se soustřeďuje na problémy běžných železobetonových konstrukcí pozemních staveb. V textu nejsou předpáté konstrukce. Text nepředstavuje souhrn všech změn ve druhé generaci eurokódů. Text upozorňuje na největší změny z hlediska návrhu běžných konstrukcí.

2 BETON A BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Norma umožňuje použití větší škály materiálů a rozšiřuje pevnostní třídy betonů, viz Tab. 1, a klasické betonářské výztuže, viz Tab. 2.

Tab. 1 Pevnostní třídy a charakteristiky betonu

Pevnost f [Mpa]	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	100
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	108
f_{ctm}	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
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	2,9	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,4	5,6	5,9	6,2	6,4	6,6
běžný beton										vysokopevnostní betony					
Pevnost f [Mpa]	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105	C100/115
f_{cd}	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	28,8	30,9	33,0	34,9	38,7	42,3	45,8	49,1
f_{td}	0,6	0,7	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,6	1,7	1,8	1,8	1,9
E_{cm} *)	25787	27403	28848	30472	31939	33282	34525	35685	36773	37801	38776	40590	42256	43799	45241

*) pro silikátové kamenivo $k_E = 9500$, pro ostatní případy k_E je v rozmezí 5000 až 13000 $E_{cm} = k_E f_{cm}^{1/3}$

Tab. 2 Betonářská výztuž

Vlastnosti	Betonářská výztuž – pevnostní třída					
	B400	B450	B500	B550	B600	B700
Mez kluzu $R_c (f_{yk})$ [MPa]	≥ 400	≥ 450	≥ 500	≥ 550	≥ 600	≥ 700
Rozmezí únavového napětí (pro $N \geq 2 \times 10^6$ cyklů) s horní mezí $0,6f_{yk}$ (5% kvantil)	160 MPa pro tyče a odvinuté dráty $\sigma \leq 12$ mm 140 MPa pro tyče a odvinuté dráty $12 \text{ mm} < \sigma \leq 16$ mm 130 MPa pro tyče a odvinuté dráty $16 \text{ mm} < \sigma \leq 20$ mm 130 MPa pro přímé pruty $\sigma > 20$ mm 100 MPa pro síť $\sigma \leq 12$ mm 80 MPa pro síť $\sigma > 12$ mm					
Minimální relativní plocha žebírka nebo vtisku (5% kvantil)	0,035 pro $\sigma \leq 6$ mm 0,040 pro tyče $6 \text{ mm} < \sigma \leq 12$ mm; 0,056 pro $\sigma > 12$ mm					
Vlastnosti pro pracovní diagram			Třída duktility výztuže			
			A	B	C	
Charakteristická hodnota $k = (f/f_k)_k$			1,05	1,08	1,15 až 1,35	
Charakteristické přetvoření při maximální síle ε_{uk}			2,5 %	5,0 %	7,5 %	

Návrhová pevnost betonu v tlaku

$$f_{cd} = \eta_{cc} k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

kde γ_c součinitel spolehlivosti betonu; pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci $\gamma_c = 1,5$; pro mimořádnou návrhovou situaci $\gamma_c = 1,2$; v mezních stavech použitelnosti se uvažuje $\gamma_c = 1,0$;
 k_{tc} součinitel zohledňující účinky dlouhodobě působícího zatížení a doby zatížení na pevnost betonu v tlaku; ve většině případů $k_{tc} = 1,0$;
 η_{cc} součinitel zohledňující rozdíl mezi nenarušenou pevností betonu v tlaku stanovenou na zkušebních válcích a účinnou pevností v tlaku v konstrukci;

$$\eta_{cc} = \left(\frac{f_{ck,ref}}{f_{ck}} \right)^{1/3} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0$$

Návrhová pevnost betonu v dostředném tahu

$$f_{ctd} = k_{tt} \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (2)$$

kde k_{tt} je součinitel zohledňující dlouhodobé účinky na tahovou pevnost betonu a nepříznivé účinky způsobu zatížení. Doporučená hodnota pro pozemní stavby je $k_{tt} = 0,70$.

Betonová krycí vrstva

Nová generace eurokódu nabízí nový přístup ke stanovení betonové krycí vrstvy výztuže. Tento přístup však vyžaduje další specifikace (například úroveň znečištění v lokalitě stavby), které zatím nebyly zpracovány. Proto se nadále postupuje podle eurokódu první generace.

Dotvarování

Celková střední hodnota součinitele dotvarování φ se stanoví jako součet součinitele základního dotvarování $\varphi_{bc}(t, t_0)$ a součinitele dotvarování vysycháním $\varphi_{dc}(t, t_0)$.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (3)$$

Součinitel základního dotvarování se stanoví jako součin $\beta_{bc,fc m}$ popisující vliv pevnosti a $\beta_{bc,t-t_0}$ popisující vliv vývoje v čase:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc,fc m} \cdot \beta_{bc,t-t_0} \quad (4)$$

$$\beta_{bc,fc m} = \frac{1,8}{(f_{cm,28})^{0,7}} \quad (5)$$

$$\beta_{bc,t-t_0} = \ln \left\{ \left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right\} \quad (6)$$

Vývoj pevnosti betonu v čase se zohlední náhradou času t_0 upraveným časem $t_{0,adj}$ podle vztahu:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^{\alpha_{sc}} \geq 0,5 \quad (7)$$

kde $t_{0,T}$ je čas v okamžiku zatížení upravený s ohledem na teplotu betonu; pro teplotu $T = 20\text{ °C}$ platí $t_{0,T} = t_0$.
 α_{sc} závisí na vývoji pevnosti betonu; $\alpha_{sc} = -1$ pro třídu CS, $\alpha_{sc} = 0$ pro CN a $\alpha_{sc} = 1$ pro CR.

Součinitel dotvarování vysycháním se stanoví podle vztahu:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc,fc_m} \cdot \beta_{dc,RH} \cdot \beta_{dc,t_0} \cdot \beta_{dc,t-t_0} \quad (8)$$

Tab. 3 Tabulka součinitelů pro výpočet dotvarování

β_{dc,fc_m} je funkce popisující vliv pevnosti betonu na dotvarování vysycháním	$\beta_{dc,fc_m} = \frac{412}{(f_{cm,28})^{1,4}}$	(9)
$\beta_{dc,RH}$ je funkce popisující vliv relativní vlhkosti prostředí a náhradního rozměru průřezu h_n na dotvarování vysycháním	$\beta_{dc,RH} = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \frac{h_n}{100}}}$	(10)
h_n je náhradní rozměr průřezu [mm] je podílem dvojnásobku jeho průřezové plochy a délky jeho obvodu vystavené okolnímu prostředí	$h_n = \frac{2A_c}{u}$	(11)
β_{dc,t_0} je funkce popisující vliv upraveného stáří betonu v okamžiku zatížení na dotvarování vysycháním	$\beta_{dc,t_0} = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}}$	(12)
$\beta_{dc,t-t_0}$ funkce popisující vliv vývoje dotvarování vysycháním v čase	$\beta_{dc,t-t_0} = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{r(t_{0,adj})}$	(13)
Ostatní součinitele	$r(t_{0,adj}) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}}$	(14)
	$\beta_h = 1,5h_n + 250\alpha_{fc_m}$	(15)
	$\alpha_{fc_m} = \left(\frac{35}{f_{cm,28}} \right)^{0,5}$	(16)

Smrštění

Při výpočtu poměrného přetvoření od smršťování se stanovuje zvlášť vliv základního smršťování ε_{cbs} (součet chemického a autogenního smršťování) a smršťování od vysychání ε_{cbs} . Celková střední hodnota poměrného smrštění se stanoví ze vztahu:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cbs}(t - t_s) \quad (17)$$

Poměrné přetvoření od základního smršťování se stanoví jako součin ε_{cbs,fc_m} základní hodnoty smršťování, α_{bs} součinitele $\beta_{bs,t}$ popisujícího vývoj v čase a národního parametru $\alpha_{NDP,b}$ ($\alpha_{NDP,b} = 1,0$).

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs,fc_m} \cdot \beta_{bs,t} \cdot \alpha_{NDP,b} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{cbs,fc_m} = \alpha_{bs} \left(\frac{f_{cm,28}}{60 + f_{cm,28}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad \begin{array}{l} \text{pro třídu CS je } \alpha_{bs} = 800 \\ \text{pro třídu CN je } \alpha_{bs} = 700 \\ \text{pro třídu CR je } \alpha_{bs} = 600 \end{array} \quad (19)$$

$$\beta_{bs,t} = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) \quad (20)$$

Poměrné přetvoření od smršťování vysycháním se stanoví jako součin ε_{cbs,fc_m} základní hodnoty smršťování vysycháním, β_{RH} součinitele vyjadřujícího vliv relativní vlhkosti, $\beta_{ds,t-ts}$ funkce popisující vliv vývoje smršťování vysycháním v čase a národního parametru $\alpha_{NDP,d} = 1,0$.

$$\varepsilon_{cbs}(t - t_s) = \varepsilon_{cbs,fc_m} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds,t-ts} \cdot \alpha_{NDP,d} \quad (21)$$

$$\epsilon_{eds, f_{cm}} = (220 + 110 \alpha_{ds}) \cdot \exp(-0,12 f_{cm,28}) \cdot 10^{-6} \quad \begin{array}{l} \text{pro třídu CS je } \alpha_{ds} = 3 \\ \text{pro třídu CN je } \alpha_{ds} = 4 \\ \text{pro třídu CR je } \alpha_{ds} = 6 \end{array} \quad (22)$$

$$\beta_{ds, t-t_s} = \left[\frac{(t - t_s)}{0,035 h_n^2 + (t - t_s)} \right]^{0,5} \quad (23)$$

$$\text{Součinitel } \beta_{RH} \quad \beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right] \quad \text{pro } 20 \% \leq RH \leq RH_{eq} \quad (24)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^2 \right] \quad \text{pro } RH_{eq} \leq RH < 100 \% \quad (25)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^2 \right] - 0,25 \quad \text{pro } RH = 100 \% \quad (26)$$

RH_{eq} je vnitřní rovnovážná relativní vlhkost betonu podle vztahu:

$$RH_{eq} = 99 \cdot \left(\frac{35}{f_{cm,28}} \right)^{0,1} \leq 99 \quad (27)$$

3 PRVKY NAMÁHANÉ OHYBEM

U prvků namáhaných ohybem se mění únosnosti betonu u betonů vyšších pevnostních tříd. Dále se mění označení smykového napětí. Minimální průřezová plocha výztuže je vázána na podmínku $M_{Rd,min} \geq M_{cr}$.

4 PRVKY NAMÁHANÉ SMYKEM

U prvků namáhaných smykem se mění metodika výpočtu únosnosti u smykově nevyztužených prvků. Mění se i označení smykového napětí. V oblastech bez geometrických diskontinuit je průměrné smykové napětí definováno vztahem (28):

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (28)$$

kde V_{Ed} je návrhová hodnota posouvající síly;

b_w rozhodující šířka průřezu;

z rameno vnitřních sil, lze uvažovat zjednodušeně $z = 0,9d$;

d účinná výška průřezu.

Přehled posouzení únosnosti průřezu ve smyku

- ověření pevnosti ve smyku může být vynecháno, pokud platí $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min}$;
- smyková výztuž není nutná za předpokladu $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}$;
- návrh smykové výztuže prvku je nutný, pokud platí $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,c}$.

Minimální únosnost průřezu namáhaného smykem

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_V} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}, \quad (29)$$

kde γ_V je součinitel spolehlivosti betonu při namáhání smykem $\gamma_V = 1,40$ pro základní návrhovou kombinaci; d_{dg} rozměrový součinitel vyjadřující vliv drsnosti ve smykem porušené oblasti. Zahrnuje v sobě kvalitu betonu a velikosti zrna kameniva. Ostatní parametry jsou zřejmé z předchozích vztahů.

$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40 \text{ mm}$ pro beton třídy $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$;

$d_{dg} = 16 + D_{lower} (60/f_{ck})^2 \leq 40 \text{ mm}$ pro beton třídy $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$;

D_{lower} je nejmenší hodnota horní frakce kameniva D . Pokud je známa hodnota D_{max} , může být D_{lower} nahrazeno hodnotou D_{max} .

d, f_{ck} a f_{yk} viz předchozí vztahy.

Smykové napětí na mezi únosnosti bez smykové výztuže

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_V} \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (30)$$

Příklad 1 Posouzení smyku ve stropní desce bez smykové výztuže

Návrhová posouvající síla	$V_{Ed} =$	125	[kN]
Tloušťka desky [m] $h =$	0,24	šířka desky [m] $b =$	1,0 [m]
Třída betonu:	C25/30	charakter. pevnost $f_{ck} =$	25 [MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakter. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk}/\gamma_s =$	434,8 [MPa]
Betonová krycí vrstva	$c =$	25	[mm]
Průměr tahové výztuže	$\emptyset_l =$	10	[mm]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	5	plocha výztuže $A_s =$	393 [mm ²]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \emptyset_l/2 =$	0,210 [m]
Rameno vnitřních sil	$z =$	0,9d	0,19 [m]
Stupeň vyztužení	$\rho_l =$	$A_s/(b \cdot d) =$	0,00187
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$V_{Ed}/(b \cdot d) =$	661,4 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$	$d_{dg} =$	(pro $D_{lower} = 16$)	32 [mm]
Minimální smyková únosnost	$\tau_{Rd,c,min} =$	735,5	[kPa]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$	735,5	[kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,90	vyhovuje	

Příklad 2 Posouzení smyku ve stropní desce bez smykové výztuže s vlivem ohybového momentu

Návrhová posouvající síla	$V_{Ed} =$	125	[kN]
Odpovídající ohybový moment	$M_{Ed} =$	24	[kNm]
Tloušťka desky [m] $h =$	0,24	šířka desky [m] $b =$	1,0 [m]
Třída betonu:	C25/30	charakt. pevnost $f_{ck} =$	25 [MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakt. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk}/\gamma_s =$	434,8 [MPa]
Betonová krycí vrstva	$c =$	25	[mm]
Průměr tahové výztuže	$\emptyset_l =$	12	[mm]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	5	plocha výztuže $A_s =$	565 [mm ²]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \emptyset_l/2 =$	0,209 [m]
Rameno vnitřních sil	$z =$	0,9d	0,19 [m]
Stupeň vyztužení	$\rho_l =$	$A_s/(b \cdot d) =$	0,00271
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$V_{Ed}/(b \cdot d) =$	664,5 [kPa]
Efektivní smykové rozpětí	$a_{cs} \leq 4d$		
$a_{cs} = M_{Ed}/V_{Ed} =$	0,192	$a_v = (d \cdot a_{cs}/4)^{0,5} =$	0,100 [m]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40$	$d_{dg} =$	(pro $D_{lower} = 16$)	32 [mm]
Minimální smyková únosnost	$\tau_{Rd,c,min} =$	737,2	[kPa]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$	737,2	[kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,90	vyhovuje	

Pro prvky se smykovou výztuží je nutné posoudit následující vztahy

- Nedojde-li k porušení tlacené betonové vzpěry $\sigma_{cd} \leq v \cdot f_{cd}$, kde v je součinitel zahrnující vliv trhlin na napětí v tlaceném poli $v = 0,50$.
- Porušení smykem pak nastává při dosažení meze kluzu ve smykové výztuži.
- Porušení soudržnosti podélné výztuže s betonem.

Sklon tlacené diagonály lze stanovit v rozsahu podle vztahu (31). Vztah platí pro výztuž s velkou duktilitou B a C. Pro výztuž s duktilitou A je nutné $\cot \theta_{min}$ redukovat o 20 %.

$$\cot \theta_{min} \geq \cot \theta \geq 1, \quad (31)$$

kde minimální hodnota sklonu tlacené diagonály

- $\cot \theta_{min} = 2,5$ pro řádně vyztužené prvky bez normálové síly;
- $\cot \theta_{min} = 3,0$ pro prvky s významnou tlakovou normálovou silou;
- $\cot \theta_{min} = 2,5 - 0,1N_{Ed}/V_{Ed} \geq 1$ pro prvky s osovým tahem.

Příklad 3 Posouzení smyku v průvlaku – návrh svislých třmínků

Návrhová posouvající síla	$V_{Ed} =$	465	[kN]
Výška obdéln. průřezu [m] $h =$	0,50	rozhodující šířka $b_w =$	0,30 [m]
Třída betonu:	C30/37	charakt. pevnost $f_{ck} =$	30
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	$\eta_{cc} \cdot k_{te} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	20,00 [MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakt. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8 [MPa]
Pevnost smykové výztuže	$f_{ywd} =$		434,8 [MPa]
Betonová krycí vrstva	$c =$		30 [mm]
Průměr tahové výztuže	$\emptyset_l =$		25 [mm]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	4	plocha výztuže $A_s =$	1963 [mm ²]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \emptyset_s - \emptyset_l / 2 =$	0,450 [m]
Výška tlačené oblasti	$x =$	$A_{s1} \cdot f_{yd} / (0,8 \cdot b \cdot f_{cd}) =$	0,26 [m]
Rameno vnitřních sil	$z =$	$d - 0,4x =$	0,34 [m]
Stupeň vyztužení	$\rho_l =$	$A_s / (b \cdot d) =$	0,00437
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$V_{Ed} / (b \cdot d) =$	1351,8 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60 / f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$	$(D_{lower} = 16)$	32 [mm]
Minimální smyková únosnost	$\tau_{Rd,c,min} =$		550,7 [kPa]
Smykové únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		550,7 [kPa]
Max. napětí v tlačené vzpěře	$v \cdot f_{cd} =$	(předpoklad $v = 0,5$)	10000 [kN/m ²]
sklon tlačené diagonály $\cot \theta =$	2,5	$1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{min} = 2,5$ (bez osové síly)	
Napětí v tlačené vzpěře	$\sigma_{cd} =$	$\tau_{Ed} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) =$	3920 [kN/m ²]
stupeň vyztužení smyk. výztuží.	$\rho_w =$	$\tau_{Ed} / (f_{ywd} \cdot \cot \theta) =$	0,124 [%]
plocha smykové výztuže na 1m	$s \cdot A_{sw} =$	$\rho_w \cdot b_w =$	373,1 [mm ²]
Průměr třmínků [mm] $\emptyset_s =$	8	$A_{sw1} =$	50,27 [mm ²]
střížnost třmínků	2	max vzdál. třmínků $s =$	0,27 [m]
zvolená vzdálenost třmínků [m]	0,25	skut. stupeň vyzt. $\rho_w =$	0,134 [%]
Únosnost smykové výztuže	$\tau_{Rd,s} =$		1457,0 [kPa]
Konstrukční zásady:	$\rho_{w,min} =$	$k \cdot 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0,088 [%]
Podle duktility výztuže	$k = 1$ pro A; $k = 0,8$ pro B; $k = 0,8$ pro C		
Max. vzdálenost třmínků	$s_{l,max} =$	$0,75d(1 + \cot \theta) \leq 400$ mm	0,34 [m]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,s} =$	0,93	vyhovuje	

5 PRVKY NAMÁHANÉ KROUCENÍM

Pro návrh a posouzení kroucení se používají prostorové modely náhradní příhradoviny. Podle teorie St. Venanta se na kroucení podílí obálový pás průřezu, který se posuzuje jako dutý průřez.

$$\tau_{ti} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot t_{eff,i}}, \quad (32)$$

kde A_k je plocha omezená střednicemi spojených stěn průřezu včetně vnitřních otvorů,

$\tau_{t,i}$ smykové napětí od kroucení v i -té stěně,

$t_{eff,i}$ účinná tloušťka stěny, která je rovna A/u , ale nemá být menší než dvojnásobek vzdálenosti, mezi lícem prvku a středem podélné výztuže,

u_k vnější obvod průřezu – plochy A_k ,

z_i délka střednice i -té stěny.

Smyková síla $V_{Ed,i}$ ve stěně i prvku se stanoví podle vztahu

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{eff,i} \cdot z_i \quad (33)$$

Pro kompaktní průřez, tenkostěnný uzavřený průřez nebo průřez s konstantní efektivní tloušťkou stěny t_{eff} , lze návrhovou torzní únosnost stanovit jako minimální hodnota $\tau_{t,Rd,sw}$, $\tau_{t,Rd,sl}$ a $\tau_{t,Rd,max}$ je pevností v kroucení.

$$\tau_{t,Rd} = \min\{\tau_{t,Rd,sw}; \tau_{t,Rd,sl}; \tau_{t,Rd,max}\} \quad (34)$$

Únosnost podélné výztuže

$$\tau_{t,Rd,sl} = \cot \theta \cdot \frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{t_{eff} \cdot u_k \cdot \cot \theta}, \quad (35)$$

kde $\sum A_{sl} \cdot f_{yd}$ je únosnost podélné výztuže, která může být uvažována v únosnosti průřezu namáhaného kroucením. Výztuž by měla být rozdělena po obvodu průřezu. Úhel θ je sklon tlačných diagonál vzhledem k podélné ose prvku s omezením. Při současném působení posouvající síly a kroucení je doporučeno uvažovat $\cot\theta = 1$.

Únosnost třmíneků

$$\tau_{t,Rd,sw} = \cot\theta \cdot \frac{A_{sw}}{t_{eff} \cdot s} \cdot f_{ywd} \quad (36)$$

Únosnost v kroucení ($\tau_{t,Rd,max}$) z hlediska drcení tlačných betonových diagonál se vypočte podle vztahu

$$\tau_{t,Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd}}{\cot\theta \cdot \tan\theta} \quad (37)$$

Pokud se uvažuje $\cot\theta = 1$, potom ve vztahu (37) je $v = 0,6$.

Plocha svislých třmíneků $\sum A_{swt}$

$$\frac{\sum A_{swt} \cdot f_{ywd}}{s_{wt}} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot \cot\theta} \quad (38)$$

Plocha podélné výztuže $\sum A_{sl}$

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot \cot\theta \quad (39)$$

Tab. 4 Při kombinaci namáhání M_{Ed} , V_{Ed} a T_{Ed} je nutné ověřit následující vztahy (40) až (44)

Namáhaná část	Ověřovaný vztah	
Tlačená diagonála:	$\sigma_{cd} = \left(\frac{V_{Ed}}{z \cdot b_w} + \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot t_{eff}} \right) (\cot\theta + \tan\theta) \leq v \cdot f_{cd}$	(40)
Smyková výztuž:	$\sigma_{swd} = \left(\frac{V_{Ed}}{z \cdot A_{sw}} + \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot A_{st}} \right) \frac{s}{\cot\theta} \leq f_{ywd}$	(41)
Ohybová výztuž:	$F_{td} = \frac{M_{Ed}}{z} + \left(\frac{V_{Ed}}{2} + \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot z_2 \right) \cdot \cot\theta \leq A_{sl,main} \cdot f_{yd}$	(42)
Tlačený pas:	$F_{cd} = -\frac{M_{Ed}}{z} + \left(\frac{V_{Ed}}{2} + \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot z_2 \right) \cdot \cot\theta$	(43)
Výztuž i-té stěny při kroucení	$F_{wd} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot z_1 \cdot \cot\theta \leq A_{sl,w} \cdot f_{yd}$	(44)

Příklad 4 Posouzení kroucení trámu

Návrhový krouticí moment	$T_{Ed} =$	36	[kNm]
Výška průřezu [m] $h =$	0,70	šířka průřezu [m] $b =$	0,30 [m]
Třída betonu:	C25/30	charakt. pevnost $f_{ck} =$	25
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	$\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,67 [MPa]
		$v =$	0,60
Betonářská výztuž	B500	charakt. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8 [MPa]
		$f_{ywd} =$	434,8 [MPa]
Betonová krycí vrstva	$c =$	30	[mm]
Průměr třmíneků [mm] $\emptyset_s =$	8	Podélná výztuž $\emptyset_l =$	14 [mm]
Osa podél výztuže od líce $a_s =$	45	[mm] plocha průřezu $A_c =$	0,21 [m ²]
Efektivní tloušťka stěny [m] $t_{eff} = A_c / u \leq 2a_s$ (u je obvod průřezu)			0,09 [m]
Plocha jádra průřezu [m ²] $A_k =$	0,1281	obvod $u_k = 2 \cdot (h + b - 2 \cdot t_{eff}) =$	1,64 [m]
Účinky kroucení - smykové napětí $\tau_{ti} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k \cdot t_{eff,i}) =$			1561,3 [kN/m ²]
sklon tlačné diagonály $\cot\theta =$	1	sklon třmíneků $\alpha =$	90 [°]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	5	plocha výztuže $\sum A_{sl} =$	770 [mm ²]
Vzdálenosti třmíneků [m] $s =$	0,15	plocha 1 smyk. výztuže $A_{st} =$	50 [mm ²]
Únosnost třmíneků při kroucení	$\tau_{t,Rd,sw} =$		1619 [kN/m ²]
Únosnost podélné výztuže	$\tau_{t,Rd,sl} =$		2267 [kN/m ²]
Únosnost tlakové diagonály	$\tau_{t,Rd,max} =$		5000 [kN/m ²]
Únosnost v kroucení	$\tau_{t,Rd} = \min(\tau_{t,Rd,sw}, \tau_{t,Rd,sl}, \tau_{t,Rd,max})$		1619 [kN/m ²]
Posouzení $\tau_{Ed} / \tau_{t,Rd} =$	0,96	vyhovuje	

Příklad 5 Návrh smykové výztuže na účinky posouvající síly a krouticího momentu

Návrhová posouvající síla	$V_{Ed} =$	180	[kN]
Návrhový krouticí moment	$T_{Ed} =$	30	[kNm]
Výška obdéln. průřezu [m] $h =$	0,70	rozhodující šířka $b =$	0,30 [m]
Třída betonu:	C30/37	charakt. Pevnost $f_{ck} =$	30
	$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{1c} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	20,00	[Mpa]
Betonářská výztuž	B500	charakt. pevnost $f_{yk} =$	500 [Mpa]
Návrhová pevnost $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	434,8	$f_{ywd} =$	434,8 [Mpa]
Betonová krycí vrstva	$c =$	30	[mm]
Průměr podélné výztuže $\varnothing_l =$	25	průměr smykové výzt. $\varnothing_s =$	10 [mm]
Osa podél. výztuže od líce $a_s =$	52,5	[mm] plocha průřezu $A_c =$	0,21 [m ²]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	5	plocha výztuže $A_s =$	2454 [mm ²]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \varnothing_s - \varnothing_l / 2 =$	0,648 [m]
Rameno vnitřních sil	$z =$	0,9 $d =$	0,58 [m]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$V_{Ed} / (b \cdot d) =$	308,9 [kPa]
Max. napětí v tlačené vzpěře	$v \cdot f_{cd} =$	(předpoklad $v = 0,5$)	10000 [kPa]
sklon tlačené diagonály $\cot \theta =$	1	$1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{\min} = 2,5$	
Napětí v tlačené vzpěře	$\sigma_{cd} =$	$\tau_{Ed} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) =$	618 [kN/m ²]
stupeň vyztužení smyk. výztuží.	$\rho_w =$	$\tau_{Ed} / (f_{ywd} \cdot \cot \theta) =$	0,071 [%]
plocha smykové výztuže na 1m	$s \cdot A_{sw} =$	$\rho_w \cdot b_w =$	213,1 [mm ²]
střížnost třmínků – smyk	2	$A_{sw1} =$	78,54 [mm ²]
max vzdálenost třmínků $s =$	0,74	zvolená vzdálenost třmínků	0,30 [m]
plocha třmínků [mm ² /m] $A_{sw} =$	523,6	skutečný stupeň vyzt. $P_w =$	0,175 [%]
Únosnost smykové výztuže	$\tau_{l,Rd,s} =$		758,8 [kPa]
Vliv kroucení – střížnost třmínků 1			
Efektivní tloušťka stěny [m] $t_{eff,i} = A_c / u \leq 2a_s$ (u je obvod průřezu)			0,11 [m]
Plocha jádra průřezu [m ²] $A_k =$	0,116	obvod $u_k = 2 \cdot (h + b - 2 \cdot t_{eff,i}) =$	1,580 [m]
Účinky kroucení – smykové napětí $\tau_{t,i} = T_{Ed} / (2 \cdot A_k \cdot t_{eff,i}) =$			1231,3 [kN/m ²]
Minimální plocha třmínků		$A_{st}/s \geq \tau_{t,i} \cdot t_{eff,i} / (\cot \theta \cdot f_{ywd}) =$	297,3 [mm ²]
Minimální plocha podél. výztuže		$\sum A_{sl} \geq \tau_{t,i} \cdot t_{eff,i} \cdot u_k \cdot \cot \theta / f_{yd} =$	469,8 [mm ²]
Průměr podélné výztuže	14	počet prutů po obvodu	8,40
Plocha podélné výztuže $\sum A_{sl} =$	1293,1	Δ plocha třmínků $A_{st}/s =$	520 [mm ²]
Únosnost třmínů při kroucení	$\tau_{l,Rd,sw} =$		2153 [kPa]
Únosnost podélné výztuže	$\tau_{l,Rd,sl} =$		3389 [kPa]
Únosnost tlakové diagonály	$\tau_{l,Rd,max} =$		5000 [kPa]
Únosnost v kroucení	$\tau_{l,Rd} = \min (\tau_{l,Rd,sw}, \tau_{l,Rd,sl}, \tau_{l,Rd,max})$		2153 [kPa]
Posouzení kombinace posouvající síly a krouticího momentu			
$(\tau_{Ed} / \tau_{Rd,s}) + (\tau_{ti} / \tau_{l,Rd}) =$	0,98	vyhovuje pro třmínky	$\varnothing_s =$ 10
Celková plocha třmínků $a_{sw} =$	1563,6	[mm ²] třmínky po	0,100 [m]

6 PROTLAČENÍ

Při posouzení protlačení musí být splněny následující podmínky pro smykové napětí:

- Pokud platí vně kontrolovaného obvodu vztah (45) potom není nutné podrobněji posuzovat únosnost v protlačení.

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min} \quad (45)$$

- Pokud je splněný vztah (46) není nutné navrhovat smykovou výztuž

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc} \quad (46)$$

- Pokud neplatí vztah (46), je nutné navrhnout smykovou výztuž splňující vztah (47) a posoudit maximální únosnost betonové diagonály podle vztahu (48)

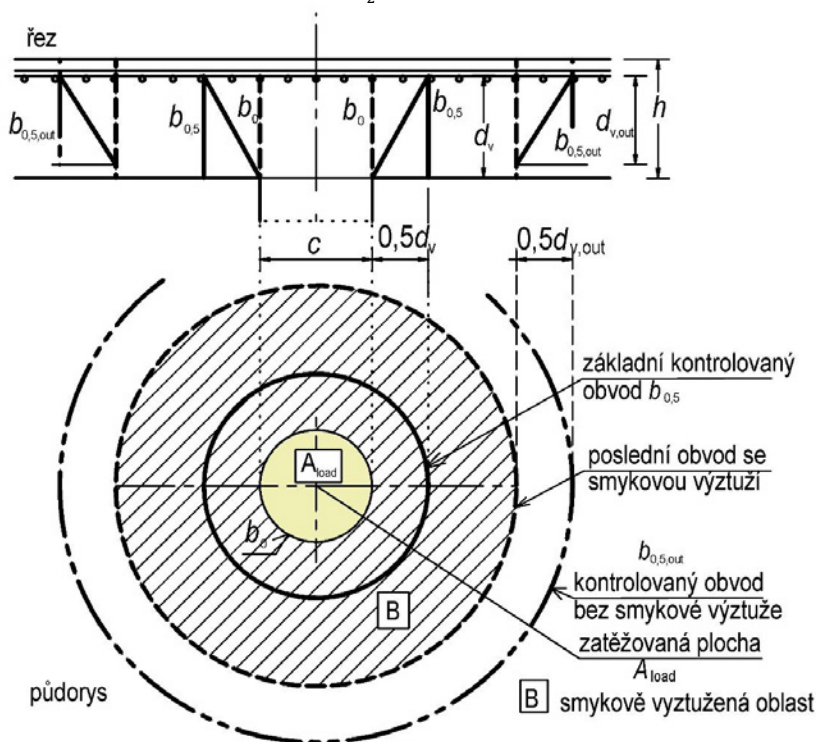
$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} \quad (47)$$

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,max} \quad (48)$$

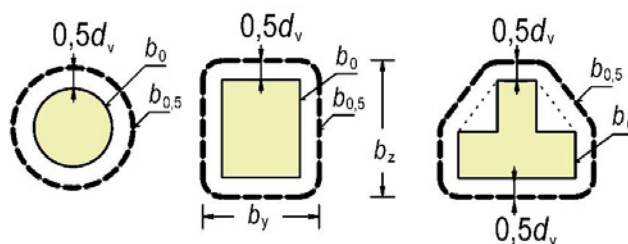
Návrhové napětí v průřezu namáhaném protlačení

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d_v}; \quad (49)$$

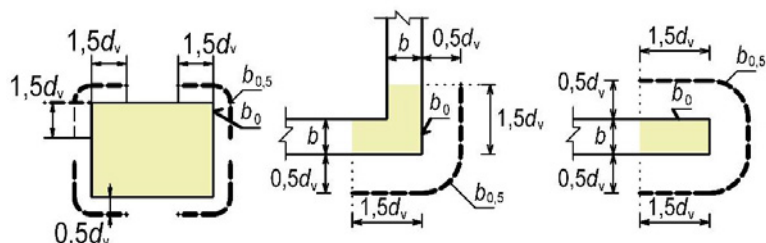
Kde V_{Ed} je návrhová posouvající síla působící v kontrolovaném obvodu $b_{0,5}$, součinitel β_e vyjadřuje koncentraci smykových sil a d_v je účinná výška průřezu $d_v = \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2}$.



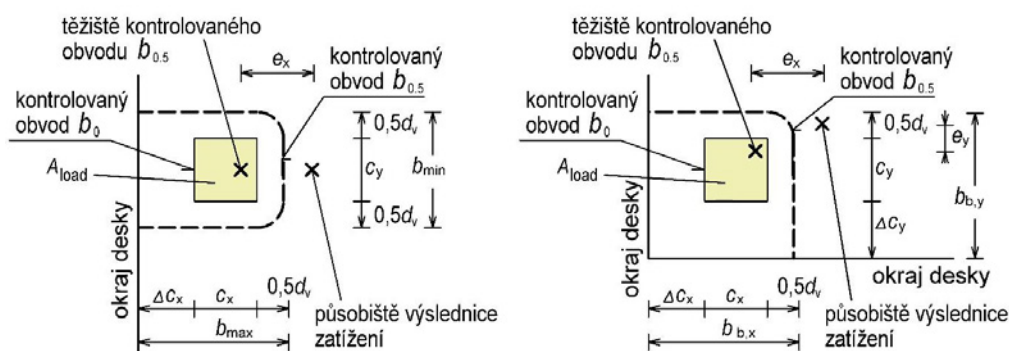
Obr. 1 Oblast namáhaná protlačením – posuzované obvody



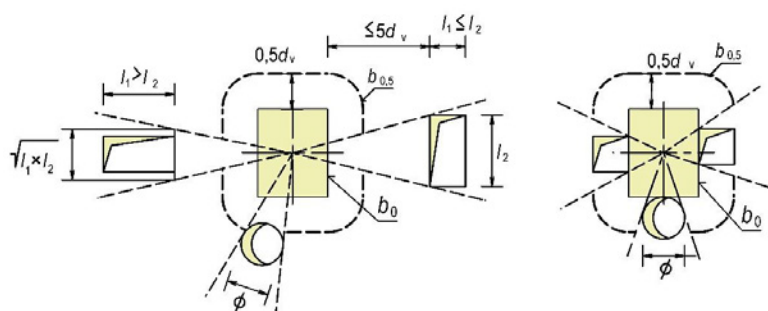
Obr. 2 Základní kontrolované obvody $b_{0,5}$ a b_0



Obr. 3 Základní kontrolované obvody $b_{0,5}$ a b_0 pro masivní sloupky, rohy a konce stěn



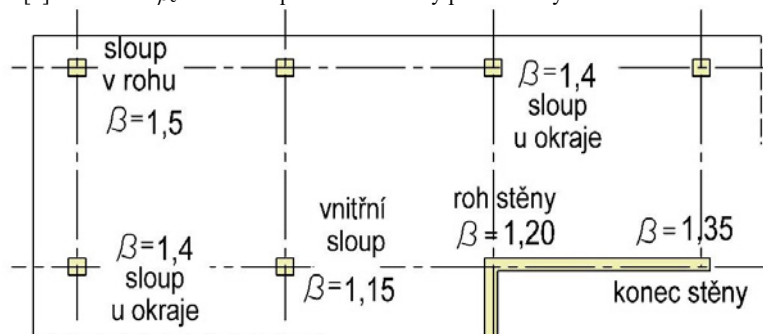
Obr. 4 Základní kontrolované obvody $b_{0.5}$ a b_0 pro sloupky u okraje a sloupky v rohu



Obr. 5 Vliv prostupů v blízkosti sloupů – redukce kontrolovaných obvodů

Součinitel β_e vyjadřující koncentraci smykových sil

U ztužených konstrukcí (prostorová stabilita nezávisí na rámovém působení sloupů a stropní desky) a pokud se rozpětí sousedních polí neliší více než o 25 % kratšího rozpětí, lze přibližně stanovit součinitel β_e podle Obr. 6 a Tab. 5. Zjednodušení stanovení součinitele β_e pokud platí, že maximální přenášený moment menší než $M_{td,max} = 0,25b_e \cdot d_v^2 \cdot f_{cd}$. Pokud nejsou výše uvedené podmínky splněny, je nutné stanovit součinitel β_e přesněji podle prEN 1992-1-1 [1]. Součinitel β_e se stanoví podle excentricity působící síly vůči těžišti kontrolovaného obvodu.



Obr. 6 Součinitel β_e

Tab. 5 Součinitel β_e

Podpora	Přibližně	Přesnější řešení	
Vnitřní sloup	$\beta_e = 1,15$	$\beta_e = 1 + 1,1 \frac{e_b}{b_b} \geq 1,05$	$e_b = \sqrt{e_{b,x}^2 + e_{b,y}^2}$
Krajní sloup	$\beta_e = 1,4$		$e_b = 0,5(e_{b,x} + e_{b,y})$
Sloup v rohu	$\beta_e = 1,5$		$e_b = 0,27(e_{b,x} + e_{b,y})$
Konec stěny	$\beta_e = 1,40$		
Roh stěny	$\beta_e = 1,20$		

$e_{b,x}$ a $e_{b,y}$ jsou excentricity působení podpěrné síly vzhledem k těžišti kontrolovaného obvodu.

b_b je geometrický průměr minimální a maximální šířky kontrolovaného obvodu. Délky přímých segmentů kontrolovaného obvodu jsou omezeny délkou $3d_v$.

$b_b = \sqrt{b_{b\min} \cdot b_{b\max}}$

Příklad 6 Posouzení protlačení nad vnitřním sloupem – pravidelný nosný systém prostorově ztužený

Návrhová posouvající síla $V_{Ed} =$	660	[kN]	(pravidelný a ztužený nosný systém)
tloušťka desky [m] $h =$	0,30		poloha sloupu - vnitřní sloup
rozměr sloupu [m] $c_x =$	0,40		$c_y =$ 0,40 [m]
vzdálenost od kraje $a_x =$	0		$a_y =$ 0 [m]
součinitel $\beta_e =$	1,15		obvod líce sloupu $b_0 =$ 1,60 [m]
třída betonu:	C25/30		charakt. pevnost $f_{ck} =$ 25
návrhová pevnost	$f_{cd} =$		$\eta_{cc} \cdot k_{ic} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ 16,67 [MPa]
betonářská výztuž	B500		charakt. pevnost $f_{yk} =$ 500 [MPa]
návrhová pevnost	$f_{yd} =$		$f_{yk} / \gamma_s =$ 434,8 [MPa]
betonová krycí vrstva	$c =$		25 [mm]
průměr horní výztuže	$\emptyset_1 =$	(v obou směrech x a y stejná)	20 [mm]
počet prutů výztuže /m: $n_x = n_y =$	8		plocha výztuže/m $A_{sx} = A_{sy} =$ 2513 [mm ² /m]
efektivní výška průřezu	$d_v =$		$h - c - \emptyset_1 =$ 0,255 [m]
kontrolovaný obvod [m] $b_{0,5} =$	2,40		redukce pro otvory do $5d_v$ 0,00 [m]
stupeň vyztužení	$\rho_x =$		$A_{sx} / (d_v \cdot 1) =$ 0,986 [%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$		$\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} =$ 0,00986 [1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$		$\beta_e \cdot V_{Ed} / (b_{0,5} \cdot d_v) =$ 1239,6 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$		($D_{lower} = 16$; $(60/f_{ck})^4 \leq 1$) 32 [mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$		$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1 - b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$ 2,079
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		1298,3 [kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Rd,c} \geq \tau_{Ed} =$	0,95		vyhovuje bez smykové výztuže
Upřesnění pro smykové rozpětí a_p - průměrná vzdálenost nulových ohybových momentů			
rozpětí a nulový bod L_x [m] =	6,0		odhad $a_{px} = 0,22 L_x$ 1,320 [m]
.... L_y [m] =	6,0		odhad $a_{py} = 0,22 L_y$ 1,320 [m]
odhad pouze pro pravidelné	$a_p =$		$\sqrt{(a_{px} \cdot a_{py})} =$ 1,320 [m]
hodnota a_{pd} pro $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2,0$	$a_{pd} =$		$\sqrt{(a_p \cdot d_v / 8)} \geq d_v$; $a_{pd} =$ 0,255 [m]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		1298,3 [kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,95		vyhovuje bez smykové výztuže

Příklad 7 Posouzení protlačení nad vnitřním sloupem – pravidelný nosný systém prostorově ztužený. Výpočet s upřesněním součinitele β_e .

návrhová posouvající síla $V_{Ed} =$	800	[kN]	poloha sloupu - vnitřní sloup
ohybové momenty $\Delta M_{Ed,x} =$	35,6	[kNm]	$\Delta M_{Ed,y} =$ 50 [kNm]
excentricita $e_{bx} = \Delta M_{Ed,y} / V_{Ed} =$	0,063	[m]	$e_{by} = \Delta M_{Ed,x} / V_{Ed} =$ 0,045 [m]
$e_b = \sqrt{(e_{b,x})^2 + (e_{b,y})^2} =$	0,077		
rozměr sloupu [m] $c_x =$	0,40		$c_y =$ 0,40 [m]
tloušťka desky [m] $h =$	0,32		poloha sloupu - vnitřní sloup 1
betonová krycí vrstva	$c =$		25 [mm]

průměr horní výztuže	$\varnothing_1 =$	(v obou směrech x a y stejná)	22	
efektivní výška průřezu	$d_v =$	$h - c - \varnothing_1$	0,273	[m]
Pro upřesnění součinitele β_e vyjdeme ze vzdálenosti těžiště kontrolovaného obvodu od okraje desky; b_{bx} a b_{by} jsou rozměry obvodu, x_{co} je poloha těžiště.				
$b_{b,x} = c_x + 2d_v/2 =$	0,673	[m]	$b_{b,y} = c_y + 2d_v/2 =$	0,673 [m]
tabulkový součinitel $\beta_e =$	1,15		$\beta_e = 1 + 1,1 e_b/b_b > 1,05$	1,13 upřesnění
třída betonu:	C25/30		charakteristická pevnost $f_{ck} =$	25
návrhová pevnost	$f_{cd} =$		$\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,67 [MPa]
betonářská výztuž	B500		charakteristická pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
návrhová pevnost	$f_{yd} =$		$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8 [MPa]
obvod líce sloupu [m]	$b_0 =$	1,60	redukce - otvory do $5d_v$ $\Delta b_0 =$	0,00 [m]
kontrolovaný obvod [m]	$b_{0,5} =$	2,46	redukce - otvory do $5d_v$ $\Delta b_{0,5} =$	0,00 [m]
počet prutů výztuže na 1m	$n_x =$	8,33	plocha výztuže na 1m $A_{sx} =$	3167 [mm ² /m]
počet prutů výztuže na 1m	$n_y =$	8,33	plocha výztuže na 1m $A_{sy} =$	3167 [mm ² /m]
stupeň vyztužení [%]	$\rho_x =$	1,160	$\rho_y = A_{sy} / (d_v \cdot 1) =$	1,160 [%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$		$\sqrt{(\rho_x \cdot \rho_y)} =$	0,01160 [1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$		$\beta_e \cdot V_{Ed} / (b_{0,5} \cdot d_v) =$	1341,9 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$		$(D_{lower} = 16; (60/f_{ck})^4 \leq 1$	32 [mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$		$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1 - b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$	2,127
vzdálenost nul. momentu $a_{px} =$	2,10		vzdálenost nul. momentu $a_{py} =$	2,10 [m]
průměr vzdálenost nul. momentu	$a_p =$		$\sqrt{(a_{px} \cdot a_{py})} =$	2,10 [m]
smykové rozpětí $a_{pd} =$	$a_{pd} =$		$\sqrt{(a_p \cdot d_v / 8)} \geq d_v ;$	$a_{pd} =$ 0,268 [m]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$			1379,4 [kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,97		vyhovuje bez smykové výztuže	

U sloupů při okraji desky lze součinitel β_e stanovit přesněji podle Obr. 4 a Tab. 5 a výpočtu excentricity působící síly vůči těžišti kontrolovaného obvodu. Upřesnění je vhodné provést i pro poslední kontrolovaný obvod.

$$e_{bx} = x_{co} - (\Delta M_{Ed,y} / V_{Ed} + c_x / 2 + \Delta c_x) \quad a \quad e_{by} = \Delta M_{Ed,x} / V_{Ed};$$

$$b_{b,max} = c_x + d_v / 2 + \Delta c_x / 2 \quad a \quad b_{b,min} = c_y + 2d_v / 2;$$

$$x_{co} = (2b_{b,max} \cdot (b_{b,max} / 2 + \Delta c_x / 2) + b_{b,min} \cdot (b_{b,max} + \Delta c_x / 2)) / (2b_{b,max} + b_{b,min});$$

kde Δc_x je vzdálenost sloupu od okraje desky.

U sloupů v rohu desky lze součinitel β_e stanovit přesněji podle Obr. 4 a Tab. 5 a výpočtu excentricity působící síly vůči těžišti kontrolovaného obvodu. Upřesnění je vhodné provést i pro poslední kontrolovaný obvod.

$$e_{bx} = x_{co} - (\Delta M_{Ed,y} / V_{Ed} + c_x / 2 + \Delta c_x) \quad a \quad e_{by} = y_{co} - (\Delta M_{Ed,x} / V_{Ed} + c_y / 2 + \Delta c_y)$$

$$b_{b,x} = c_x + d_v / 2 + \Delta c_x / 2 \quad a \quad b_{b,y} = c_y + 2d_v / 2 + \Delta c_y / 2 ;$$

$$x_{co} = (2b_{b,x} \cdot (b_{b,x} / 2 + \Delta c_x / 2) + b_{b,y} \cdot (b_{b,x} + \Delta c_x / 2)) / (b_{b,x} + b_{b,y});$$

$$y_{co} = (2b_{b,y} \cdot (b_{b,y} / 2 + \Delta c_y / 2) + b_{b,x} \cdot (b_{b,y} + \Delta c_y / 2)) / (b_{b,x} + b_{b,y});$$

kde Δc_x je vzdálenost sloupu od okraje desky ve směru x;

Δc_y vzdálenost sloupu od okraje desky ve směru y.

Návrhové napětí v protlačení na mezi únosnost $\tau_{Rd,c}$ [MPa] se stanoví podle vztahu (50)

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_V} \cdot k_{pb} \left(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,5}{\gamma_V} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (50)$$

kde $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1,x} \cdot \rho_{1,y}}$; přitom $\rho_{1,x}$; $\rho_{1,y}$ jsou stupně vyztužení ve směru x a y v oblasti do vzdálenosti $2,5d_v + 20\phi$ za kontrolovaným obvodem b_{05} popřípadě 20ϕ za linií nulového momentu;

Součinitel smykového gradientu k_{pb} který se stanoví ze vztahu (51)

$$1 \leq k_{pb} = 3,6 \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2,5 \quad (51)$$

Pro stanovení vlivu normálové síly viz prEN 1992-1-1[1].

Smykové napětí $\tau_{Rd,min}$ je minimální únosností průřezu při namáhání smykem bez smykové výztuže – viz vztah (29), kapitola 0. Pro vzdálenosti mezi středem opěrné oblasti (sloupu) a středem ohybu v uvažované kombinaci zatížení $a_p \leq 8d_v$, může být hodnota d_v ve vztahu (29) nahrazena hodnotou a_{pd} .

$$a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p}{8} \cdot d_v} \quad (52)$$

$$a_p = \sqrt{a_{p,x} \cdot a_{p,y}} \geq d_v \quad (53)$$

Proměnné $a_{p,x}$; $a_{p,y}$ představují maximální vzdálenosti mezi těžištěm kontrolovaného obvodu a dvěma body (na ose x , respektive na ose y), ve kterých jsou ohybové momenty $m_{Ed,x}$, respektive $m_{Ed,y}$, nulové. Vzdálenosti $a_{p,x}$ a $a_{p,y}$ lze stanovit pomocí lineárního elastického modelu. Pro lokální souřadnicový systém (x,y) se uvažuje počátek ve středu podpěrné oblasti a shoduje se se směry výztuže. Pro běžné ploché desky, kde boční stabilita nezávisí na působení rámu mezi deskami a sloupy a které splňují podmínku $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2$, lze hodnotu a_p aproximovat jako $a_{p,x} \approx 0,22L_x$ nebo $a_{p,y} \approx 0,22L_y$ pro směr x a y . Pro různé délky rozpětí ve spojitých deskách by se měla zohlednit největší délka rozpětí polí sousedících s uvažovaným sloupem. U rohových sloupů a pro směr kolmý k okraji v případě okrajových sloupů lze bezpečný odhad a_p získat s ohledem na rozpětí v obou směrech okrajového pole.

Příklad 8 Posouzení protlačení nad krajním sloupem – pravidelný nosný systém prostorově ztužený. Výpočet s upřesněním součinitele β_e

návrhová posouvající síla V_{Ed}	340	[kN]	poloha sloupu - sloup u okraje	
ohybové momenty $\Delta M_{Ed,x}$	40	[kNm/m]	$\Delta M_{Ed,y}$	150
rozměr sloupu [m]	$c_x = 0,40$		$c_y = 0,40$	[m]
vzdálenost od okraje [m]	$\Delta c_x = 0,30$		$e_{by} = \Delta M_{Ed,x}/V_{Ed} = 0,118$	[m]
tloušťka desky [m] $h =$	0,32		betonová krycí vrstva $c =$	25 [mm]
průměr horní výztuže	$\emptyset_1 =$		(v obou směrech x a y stejná)	16 [mm]
efektivní výška průřezu	$d_v =$		$h - c - \emptyset_1 =$	0,279 [m]
obvod líce sloupu [m]	$b_0 = 1,50$		redukce - otvory do $5d_v$	$\Delta b_0 = 0,00$ [m]
kontrolovaný obvod [m]	$b_{0,5} = 1,94$		redukce - otvory do $5d_v$	$\Delta b_{0,5} = 0,00$ [m]
Pro upřesnění součinitele β_e vyjdeme ze vzdálenosti těžiště kontrolovaného obvodu od okraje desky b_{bx} a b_{by} jsou rozměry obvodu, x_{co} je poloha těžiště.				
Stanovíme excentricity zatížení e_{bx} a e_{by} vůči těžišti obvodu ze kterých se dopočte β_e				
$b_{bx} = c_x + d_v/2 + \Delta c_x/2 =$	0,690	[m]	$b_{by} = c_y + 2d_v/2 =$	0,679 [m]
$x_{co} = (2b_{bx} \cdot (b_{bx}/2 + \Delta c_x/2) + b_{by} \cdot (b_{bx} + \Delta c_x/2)) / (2b_{bx} + b_{by}) =$				0,608 [m]
$e_{bx} = x_{co} - (\Delta M_{Ed,y}/V_{Ed} + c_x/2 + \Delta c_x) =$	-0,333		$e_b = 0,5 \cdot e_{bx} + e_{by} =$	0,284 [m]
tabulkový součinitel $\beta_e =$	1,50		$\beta_e = 1 + 1,1 e_b/b_b > 1,05$	1,457 upřesnění
třída betonu:	C25/30		charakteristická pevnost $f_{ck} =$	25
návrhová pevnost	$f_{cd} =$		$\eta_{cc} \cdot k_{1c} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,7 [MPa]
betonářská výztuž	B500		charakteristická pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
návrhová pevnost	$f_{yd} =$		$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8 [MPa]
počet prutů výztuže na 1m	$n_x = 10$		plocha výztuže na 1m	$A_{sx} = 2011$ [mm ² /m]
počet prutů výztuže na 1m	$n_y = 10$		plocha výztuže na 1m	$A_{sy} = 2011$ [mm ² /m]
stupeň vyztužení [%]	$\rho_x = 0,721$		$\rho_y = A_{sy} / (d_v \cdot 1) =$	0,721 [%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$		$\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} =$	0,00721 [1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$		$\beta_e \cdot V_{Ed} / (b_{0,5} \cdot d_v) =$	915,8 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$		$(D_{lower} = 16; (60/f_{ck})^4 \leq 1$	32 [mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$		$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1 - b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$	1,712
vzdálenost nul. momentu (kolmo k okraji) odhad	$a_p = 0,22 L$		$a_p =$	1,50 [m]
smykové rozpětí $a_{pd} =$	$a_{pd} =$		$\sqrt{(a_p \cdot d_v / 8)} \geq d_v$	0,279 [m]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$			934,4 [kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,98		vyhovuje bez smykové výztuže	

Příklad 9 Posouzení protlačení nad rohovým sloupem – pravidelný nosný systém prostorově ztužený.

návrhová posouvající síla V_{Ed}	285	[kN]	poloha sloupu - rohový sloup	
rozměr sloupu [m]	$c_x = 0,40$		$c_y = 0,40$	[m]
vzdálenost od okraje [m]	$\Delta c_x = 0,30$		vzdálenost od okraje [m]	$\Delta c_y = 0,30$ [m]
tloušťka desky [m] $h =$	0,28		betonová krycí vrstva $c =$	25 [mm]
průměr horní výztuže	$\emptyset_1 =$		(v obou směrech x a y stejná)	16 [mm]
efektivní výška průřezu	$d_v =$		$h - c - \emptyset_1 =$	0,239 [m]
obvod líce sloupu [m]	$b_0 = 1,10$		redukce - otvory do $5d_v$	$\Delta b_0 = 0,00$ [m]
kontrolovaný obvod [m]	$b_{0,5} = 1,48$		redukce - otvory do $5d_v$	$\Delta b_{0,5} = 0,00$ [m]
souč. excentrického zatížení $\beta_e =$	1,50		standardní hodnota	

třída betonu:	C35/45	charakteristická pevnost $f_{ck} =$	35	[MPa]
návrhová pevnost	$f_{cd} =$	$\eta_{cc} \cdot k_{ic} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	23,33	[MPa]
betonářská výztuž	B500	charakteristická pevnost $f_{yk} =$	500	[MPa]
návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8	[MPa]
počet prutů výztuže na 1m $n_x =$	10	plocha výztuže na 1m $A_{sx} =$	2011	[mm ² /m]
počet prutů výztuže na 1m $n_y =$	10	plocha výztuže na 1m $A_{sy} =$	2011	[mm ² /m]
stupeň vyztužení [%] $\rho_x =$	0,841	$\rho_y = A_{sy} / (d_v \cdot 1) =$	0,841	[%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$	$\sqrt{(\rho_x \cdot \rho_y)} =$	0,00841	[1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$\beta_c \cdot V_{Ed} / (b_{0,5} \cdot d_v) =$	1212,3	[kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$	$(D_{lower} = 16; (60/f_{ck})^4 \leq 1$	32	[mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$	$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1-b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$	1,82	
vzdálenost nul. momentu $a_{px} =$	1,00	vzdálenost nul. momentu $a_{py} =$	1,00	[m]
průměr. vzdálenost nul. momentu	$a_p =$	$\sqrt{(a_{px} \cdot a_{py})} =$	1,00	[m]
smykové rozpětí $a_{pd} =$	$a_{pd} =$	$\sqrt{(a_p \cdot d_v / 8)} \geq d_v$;	0,239	[m]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		1229,4	[kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,99	vyhovuje bez smykové výztuže		

Desková konstrukce se smykovou výztuží na protlačení

Výztuž na protlačení ve stropní desce musí být navržena, pokud není splněna podmínka vyjádřená vztahem (8.2). Deska, ve které se navrhuje výztuž na protlačení, má mít účinnou výšku alespoň 200 mm.

Napětí na mezi únosnosti smykově vyztuženého průřezu $\tau_{Rd,cs}$ se stanoví podle vztahu

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \quad (54)$$

Součinitel η_c vyjadřuje vliv spolupůsobení betonu na celkové únosnosti průřezu

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}; \quad (55)$$

Součinitel η_s vyjadřuje účinnost smykového vyztužení

$$\eta_s = \frac{d_v}{150\phi_w} + \left(15 \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{1}{\eta_c \cdot k_{pb}}\right)^{\frac{3}{2}} \leq 0,80; \quad (56)$$

Stupeň vyztužení oblasti smykovou výztuží ρ_w se stanoví

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s_r \cdot s_t}; \quad \text{pro svislou výztuž} \quad (57)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}(\sin\alpha_w + \cos\alpha_w)}{s_r \cdot s_t} \quad \text{pro šiknou výztuž} \quad (58)$$

Pro maximální vzdálenost smykové výztuže v radiálním směru s_r platí vztah:

$$s_r = \max(s_0 + s_1/2; s_1) \leq 0,75d_v \quad (59)$$

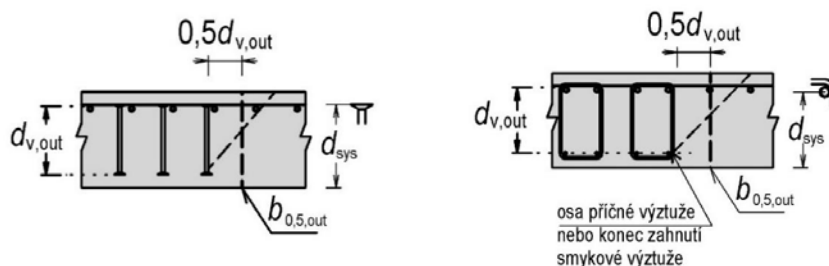
Vzdálenost s_0 je vzdálenost první větve smykové výztuže od styčné plochy a vzdálenost s_1 je vzdálenost smykové výztuže v radiálním směru. Průměrná tečná vzdálenost v kontrolovaném obvodu je s_t . Její hodnota je délka zkoumaného kontrolovaného obvodu dělená počtem větví smykové výztuže v daném obvodu. $s_t \leq 1,5d_v$

Maximální smykové napětí smykově vyztuženého průřezu se omezuje η_{sys} násobkem únosnosti smykově nevyztuženého průřezu.

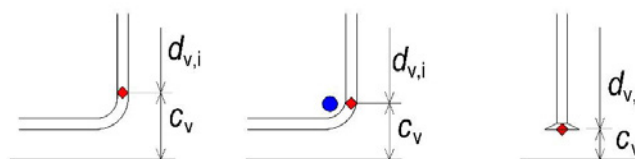
$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} \quad (60)$$

$$\bullet \text{ pro smykové trny} \quad \eta_{sys} = 0,7 + 0,63 \left(\frac{b_0}{d_v}\right)^{\frac{1}{4}} \geq 1,0; \quad (61)$$

$$\bullet \text{ pro třmínky} \quad \eta_{sys} = 0,5 + 0,63 \left(\frac{b_0}{d_v}\right)^{\frac{1}{4}} \geq 1,0; \quad (62)$$



Obr. 7 Výška $d_{v,out}$ pro poslední kontrolovaný obvod $b_{0,5,out}$



Obr. 8 Definice parametru c_v (místo opření tlačené betonové diagonály)

Poslední kontrolovaný obvod $b_{0,5,out}$ ve vzdálenosti od styčné plochy a maximálně $0,5d_{v,out}$ od poslední větve smykové výztuže se stanoví podle Obr. 7 a vztahu (63)

$$b_{0,5,out} = b_{0,5} \cdot \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \cdot \frac{1}{\eta_c} \right)^2 \quad (63)$$

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

$$d_{v,out} = \frac{d_x + d_y}{2} - c_v; \quad (64)$$

kde hodnota c_v je vzdálenost od líce prvku k bodu zakotvení smykové výztuže.

Požadovaný stupeň vyztužení smykovou výztuží stanovíme ze vztahu (65):

$$\rho_w = \frac{\tau_{Ed} - \eta_c \tau_{Rd,c}}{\eta_s f_{ywd}} \quad (65)$$

Délka smykově vyztužené oblasti je potom

$$l_s = \frac{b_{0,5,out} - b_0}{2\pi} - 0,5d_{v,out}, \quad (66)$$

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

Minimální plocha smykové výztuže $A_{sw,min}$ se stanoví podle vztahu (67):

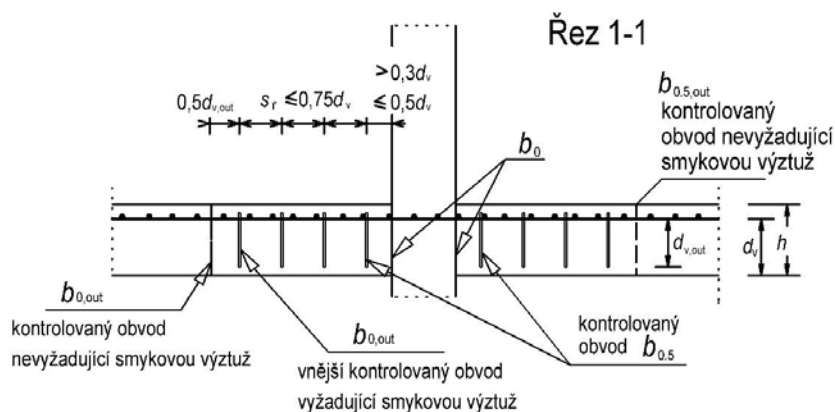
$$A_{sw,min} \cdot \frac{(1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)}{(s_r \cdot s_t)} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot k, \quad (67)$$

kde k je podle duktility výztuže $k = 1,0$ pro B500A; $k = 0,9$ pro B500B; $k = 0,8$ pro B500C,

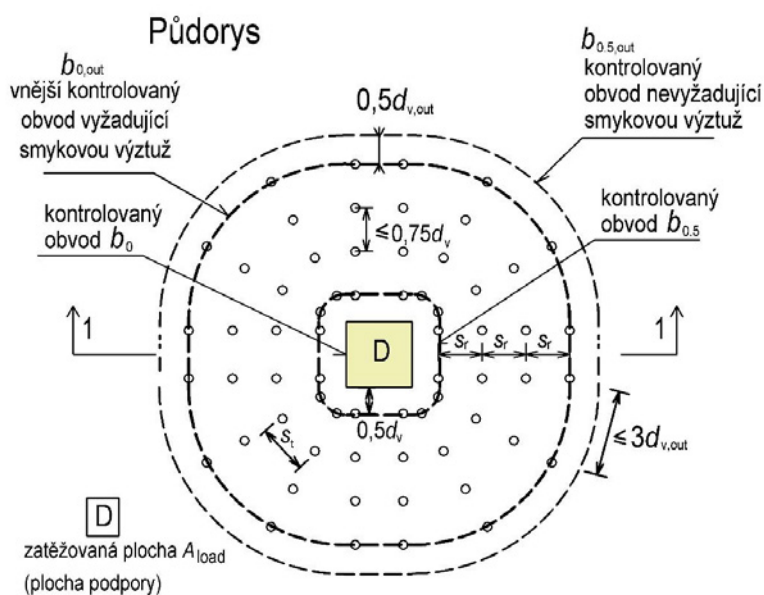
Pro maximální průměr smykové výztuže $\phi_{w,max}$ platí následující podmínky:

- pro svislé pruty $\phi_{w,max} = 10 \sqrt{\frac{d_v}{200}}; \quad (68)$

- pro ohyby a smykové trny $\phi_{w,max} = 16 \sqrt{\frac{d_v}{200}} \quad (69)$



Obr. 9
Konstrukční
zásady pro
smykové
vyztužení
stropních
desek – řez



Obr. 10
Konstrukční
zásady pro
smykové
vyztužení
stropních
desek –
půdorys

Z konstrukčních zásad je rozhodující maximální vzdálenost smykové výztuže $3,0d_{v,out}$ v posledním smykově vyztuženém obvodu. V radiálním směru je maximální vzdálenost smykové výztuže $0,75d_v$ u stropních desek a $0,5d_v$ u základových konstrukcí. V radiálním směru je první větev smykové výztuže ve vzdálenosti $0,3d_v$ až $0,5d_v$ u stropních desek a $0,2d_v$ až $0,3d_v$ u základových konstrukcí.

Příklad 10 Návrh smykové výztuže stropní desky nad vnitřním sloupem v pravidelném a ztuženém systému

návrhová posouvající síla $V_{Ed} =$	990	[kN]	(pravidelný a ztužený nosný systém)		
tloušťka desky [m] $h =$	0,30		poloha sloupu - vnitřní	sloup	
rozměr sloupu [m] $c_x =$	0,40		$c_y =$	0,40	[m]
vzdálenost od kraje $a_x =$	0		$a_y =$	0	[m]
součinitel $\beta_c =$	1,15		obvod líce sloupu $b_0 =$	1,60	[m]
Třída betonu:	C25/30		charakt. pevnost $f_{ck} =$	25	
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$		$\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,67	[MPa]
Betonářská výztuž	B500		charakt. pevnost $f_{yk} =$	500	[MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$		$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8	[MPa]
Pevnost symkové výztuže	$f_{ywd} =$			434,8	[MPa]
Betonová krycí vrstva	$c =$			25	[mm]
Průměr tahové výztuže	$\varnothing_1 =$	(v obou směrech x a y stejná)		20	[mm]
počet prutů výztuže /m: $n_x = n_y =$	6,66		plocha výztuže /m: $A_{sx} = A_{sy} =$	2092	[mm ² /m]

Efektivní výška průřezu	$d_v =$	$h - c - \emptyset_1 =$	0,255	[m]
kontrolovaný obvod [m] $b_{0,5} =$	2,40	bez otvorů do vzdálenosti $5d_v$		
stupeň vyztužení	$\rho_x =$	$A_{sx} / (d_v \cdot 1) =$	0,821	[%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$	$\sqrt{(\rho_x \cdot \rho_y)} =$	0,00821	[1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$\beta_c \cdot V_{Ed} / (b_{0,5} \cdot d_v) =$	1859,4	[kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$	$(D_{lower} = 16; (60/f_{ck})^4 \leq 1$	32	[mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$	$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1 - b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$	2,079	
Upřesnění s $a_p \dots L_x$ [m] =	7,5	odhad $a_{px} = 0,22 L_x$	1,650	[m]
$\dots L_y$ [m] =	7,5	odhad $a_{py} = 0,22 L_y$	1,650	[m]
odhad pouze pro pravidelné	$a_p =$	$\sqrt{(a_{px} \cdot a_{py})} \geq d_v =$	1,650	[m]
systemy a pro $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2,0$	$a_{pd} =$	$\sqrt{(a_p \cdot d_v / 8)} ;$	0,255	[m]
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		1221,4	[kPa]
Ověření hodnot $\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed} =$	0,66	smyková výztuž nutná		
Typ smykové výztuže	TRNY	výška smykových trnů	0,25	[m]
součinitel maximální únosnosti	$\eta_{sys} =$		1,697	
Průměr smykové výztuže $\emptyset_w =$	14	omezení $< 16 \cdot \sqrt{(d_v/200)} =$	18,1	OK
plocha jednoho prutu $A_{sw} =$	153,9	[mm ²] vzd. zakotvení od líce $c_v =$	0,030	[m]
Vzdálenosti prutů $s_0 = 0,35d_v =$	0,089	[m] $s_1 = 0,75 \cdot d_v =$	0,19	[m]
$s_r = \max(s_0 + s_1/2; s_1) =$	0,19			
Počet radiálních paprsků $n_r =$	12	$s_t \leq 1,5d_v ; s_t =$	0,20	[m]
Stupeň vyztuž. $\rho_w = A_{sw} / (s_r \cdot s_t) =$	0,4051	$\geq \rho_{w,min} = k \cdot 0,08 \cdot \sqrt{(f_{ck}/f_{yk})} =$	0,092	[%]
	$\eta_s =$		0,80	
$\tau_{Rd,cs} =$	2211,28	[kN/m ²] $\rho_w \cdot f_{ywd} =$	1761,3	[kPa]
Omezení únosnosti [kN/m ²] $\tau_{Rd,max} =$		$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c} =$	2072,8	[kPa]
Účinná výška v posledním obvodu		$d_{v,out} =$	0,270	[m]
Poslední kontrolovaný obvod $b_{0,5,out} =$			4,96	[m]
Délka oblasti protlačení $a_{0,5,out} =$		$(b_{0,5,out} - b_0) / (2 \cdot \pi) =$	0,535	[m]
Délka oblasti smykové výztuže		$a_{0,5,out} - d_{v,out} / 2 =$	0,400	[m]
Počet obvodů smykové výztuže			3	[-]
Vzdálenost poslední výztuže od líce			0,469	[m]
Poslední obvod se smykovou výztuží		$b_{0,out} =$	4,55	[m]
Vzdálen. smyk.výztuže v posledním obvodu [m] $s_{t,out} = b_{0,out} / n_r < 3d_{v,out}$			0,379	OK
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,cs} =$	0,84	vyhovuje		

Příklad 11 Návrh smykové výztuže základové patky

návrhová zatěžovací síla	$V_{Ed} =$	1200	[kN]
návrhová hodnota napětí v základové spáře		350	[kPa]
tloušťka patky [m] $h =$	0,50	vnitřní základová patka	
rozměr sloupu [m] $c_x =$	0,40	$c_y =$	0,40 [m]
součinitel $\beta_c =$	1,15	kontrolovaný obvod $b_0 =$	1,60 [m]
třída betonu:	C25/30	charakteristická pevnost $f_{ck} =$	25
návrhová pevnost	$f_{cd} =$	$\eta_{cc} \cdot k_{ic} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	16,67 [MPa]
betonářská výztuž	B500	charakteristická pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk} / \gamma_s =$	434,8 [MPa]
betonová krycí vrstva	$c =$		40 [mm]
průměr dolní výztuže	$\emptyset_1 =$	(v obou směrech x a y stejná)	20 [mm]
počet prutů výztuže /1m $n_x = n_y =$	5	plocha výztuže /1m: $A_{sx} = A_{sy} =$	1571 [mm ² /m]
efektivní výška průřezu	$d_v =$	$h - c - \emptyset_1 =$	0,440 [m]
kontrolovaný obvod [m] $b_{0,5} =$	2,98	plocha kontrolovaného obvodu	0,66 [m ²]
redukce zatěžovací síly o reakci podloží v rámci kontrolovaného obvodu			-232,4 [kN]
stupeň vyztužení	$\rho_x =$	$A_{sx} / (d_v \cdot 1) =$	0,357 [%]
průměrný stupeň vyztužení	$\rho =$	$\sqrt{(\rho_x \cdot \rho_y)} =$	0,00357 [1]
Smykové napětí	$\tau_{Ed} =$	$\beta_c \cdot (V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) / (b_{0,5} \cdot d_v) =$	848,0 [kPa]
$d_{dg} = 16 + D_{lower} \cdot (60/f_{ck})^4 \leq 40$	$d_{dg} =$	$(D_{lower} = 16; (60/f_{ck})^4 \leq 1$	32 [mm]
součinitel smykového gradientu	$k_{pb} =$	$1 \leq 3,6 \cdot \sqrt{(1 - b_0/b_{0,5})} \leq 2,5$	2,451
Smyková únosnost	$\tau_{Rd,c} =$		909,5 [kPa]
Ověření únosnosti $\tau_{Ed} / \tau_{Rd,c} =$	0,93	vyhovuje bez smykové výztuže	

7 OMEZENÍ ŠÍŘKY TRHLIN

Tab. 6 Doporučená šířka trhliny $w_{\max}$ [mm]

Třída prostředí	Železobetonové konstrukce Kvazistálá kombinace zatížení
X0, XC1	0,4 *)
XC2, XC3, XC4	$0,3 \cdot k_{\text{surf}}$
XD1, XD2, XS1 až XS3	$0,3 \cdot k_{\text{surf}}$
*) V prostředí XO a XC1 nemá šířka trhlin vliv na trvanlivost konstrukce; tato limitní hodnota zajišťuje přijatelný vzhled. Pokud nejsou kladeny požadavky na vzhled, není nutno šířku kontrolovat. $k_{\text{surf}} = c_{\text{act}} / (10 \text{ mm} + c_{\text{min,dur}}) \leq 1,5$. c_{act} je specifikovaná hodnota krytí $\geq c_{\text{nom}}$ podle skutečného provedení	

Charakteristickou šířku trhliny w_k lze stanovit ze vztahu (70) jako součin průměrné vzdálenosti mezi trhlínami $s_{r,m,\text{cal}}$ a rozdílu průměrných měrných přetvoření $\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$:

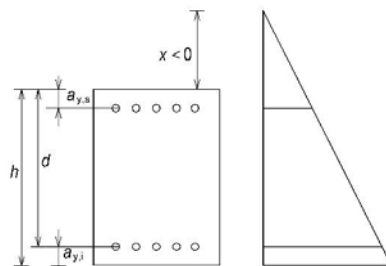
$$w_{k,\text{cal}} = k_w \cdot k_{\frac{1}{r}} \cdot s_{r,m,\text{cal}} (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}) \quad (70)$$

Průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže je ε_{sm} a průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami je ε_{cm} . Součinitel přepočtu průměrné šířky trhlín na maximální šířku trhlín je $k_w = 1,7$;

Součinitel $k_{1/r}$ zohledňuje zvětšení šířky trhliny v důsledku zakřivení.

- Pro nejvíce napjaté vlákno $k_{\frac{1}{r}} = \frac{h - x}{h - a_{y,i} - x}$ (71)

- Pro nejméně napjaté vlákno s oběma stranami v tahu $k_{\frac{1}{r}} = \frac{|x|}{a_{y,s} + |x|}$ (72)

Obr. 11 Definice součinitele $k_{1/r}$

Rozdíl průměrných poměrných přetvoření betonu a výztuže v okolí trhliny $\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$

$$\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{\text{ct,eff}}}{\rho_{p,\text{eff}}} (1 + \alpha_e \rho_{p,\text{eff}})}{E_s} \geq \frac{(1 - k_t) \sigma_s}{E_s}, \quad (73)$$

Pro prvky namáhané vynuceným přetvořením – uchycené na koncích, lze vyjádřit rozdíl průměrných poměrných přetvoření podle vztahu

$$\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}} = R_{\text{ax}} \cdot \varepsilon_{\text{free}} - k_t \frac{f_{\text{ct,eff}}}{E_{\text{cm}}} \geq 0, \quad (74)$$

Kde

ε_{sm} je průměrná hodnota poměrného přetvoření výztuže při příslušné kombinaci zatížení, zahrnující účinek vnesených deformací a přihlížející k účinkům tahového ztužení;

ε_{cm} průměrná hodnota poměrného přetvoření betonu mezi trhlínami.

σ_s tahové napětí výztuže v průřezu porušeném trhlínou;

k_t součinitel závisící na době trvání zatížení:

$k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení (například nárazy apod.);

$k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení (dlouhodobé zatížení je zatížení, které působí déle než nárazy, jako dlouhodobé zatížení se uvažuje i smršťování v raném stádiu);

- $f_{ct,eff}$ hodnota pevnosti betonu v tahu v okamžiku t prvního očekávaného vzniku trhlin
 $f_{c,eff} = f_{ctm}(t)$;
 α_c poměr modulů pružnosti výztuže a betonu E_s/E_{cm} ;
 $\rho_{p,eff}$ účinný stupeň vyztužení, pro železobeton vyjádřený vztahem
 $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff}$;
 $A_{c,eff}$ účinná plocha taženého betonu obklopujícího výztuž;
 R_{ax} součinitel omezení, velmi často při základech stěn lze zvažovat zjednodušeně hodnotu 0,50. Přesněji lze vyjádřit podle vztahu

$$R_{ax} = 1 - \frac{\varepsilon_{restr}}{\varepsilon_{imp}};$$
 (75)
 ε_{restr} poměrné přetvoření, které vzniká vlivem omezujících prvků;
 ε_{imp} vložené poměrné přetvoření (volné smrštění, volné teplotní dilatace);
 ε_{free} poměrné přetvoření vyvolané po zabudování prvku, kdy vzniklo omezení.

Průměrná vzdálenost mezi trhlami

$$s_{r,m,cal} = 1,5c + \frac{k_{fl} \cdot k_b \cdot \phi}{7,2 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{1,3}{k_w} (h - x);$$
 (76)

kde ϕ je průměr prutu a betonová krycí vrstva výztuže je c . Součinitel k_b zohledňuje podmínky soudržnosti $k_b = 0,9$ pro dobré podmínky soudržnosti a $k_b = 1,2$ pro špatné podmínky soudržnosti.

Součinitel zohledňující tvar průřezu a způsob namáhání je k_{fl}

- Pro prostý tah $k_{fl} = 1$ (77)

- Pro prostý ohyb – obdélníkový průřez $k_{fl} = 1 - \frac{h_{c,eff}}{h}$ (78)

- Obecně (x_g je výška neutrální osy trhlinou neporušeného průřezu) $k_{fl} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{h - x_g - h_{c,eff}}{h - x_g} \right)$ (79)

Příklad 12 Posouzení šířky trhlin – prvek namáhán tahem

Omezení deformace na konci prvku- stěna připojená na starší stěnu dle EN 9.11

Obdélníkový průřez - výška $h =$	0,40 [m]	šířka průřezu $b =$	1,00 [m]
Třída betonu:	C30/37	charakter. pevnost $f_{ck} =$	30 [MPa]
čas vzniku trhlin [den] $t_{ref} =$	5	$f_{ct,eff} = f_{ctm}(t) = \beta_{cc}^{0,6}(t) \cdot f_{ctm} =$	1,92 [MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakter. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]
Modul pružnosti betonu $E_{cm} =$	31939	[MPa] poměr $\alpha_E =$	6,26 [MPa]
Betonová krycí vrstva [mm] $c =$	35	průměr tahové výztuže $\varnothing =$	12 [mm]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	8	plocha výztuže $A_s =$	904,8 [mm ²]
Osová vzdál. výztuže od líce $a_y =$	0,041	vzdálenosti mezi pruty $s =$	0,133 [m]
Efektivní výška průřezu $d =$		$h - c - \varnothing/2 =$	0,359 [m]
plocha průřezu (s výztuží) [m ²] $A_g =$	0,405	výška tlačené oblasti MSP $x =$	0,0842 [m]
Spolupůsobící výška $h_{c,eff} =$	$\min\{a_y + 5 \cdot \varnothing; 10 \cdot \varnothing; 3,5 \cdot a_y; h - x; h/2\} =$		0,101 [m]
Spolupūs. plocha betonu $A_{c,eff} = s \cdot h_{c,eff} =$	0,012 [m ²]	$A_{s1} =$	113,1 [mm ²]
Stupeň vyztužení v $A_{c,eff}$ [%] $\rho_{p,eff} =$	0,933	$= A_{s1}/A_{c,eff}$ způsob namáhání	tah
součinitel $k_{fl} =$	1,000	součinitel $k_{1/r} = (h-x)/(h-a_{y,1}-x) =$	1,149
soudržnost $k_b = 1,2$ (špatná); 0,9 (dobrá)	1,200	součinitel doby trvání $k_t =$	0,400
součinitel $k_w =$	1,700		
vzdálenost trhlin $s_{r,m,cal} =$			0,242 [m]
$0,5 \leq k_h = 0,8 - 0,6(\min(b/h) - 0,3) \leq 0,8$	0,740	$= k_h$ součinitel $k_c =$	1,0
napětí ve výztuži $\sigma_s = 0,5 \cdot A_c \cdot k_h \cdot k_c \cdot f_{ct,eff}/A_s =$			157,2 [MPa]
$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$			0,00047 $\geq (1 - k_t) \sigma_s / E_s$
šířka trhlin $w_{k,cal} = k_w \cdot k_{1/r} \cdot s_{r,m,cal} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$			0,22 [mm]

Příklad 13 Posouzení šířky trhlin – prvek namáhán ohybem

Omezení deformace na okraji - stěna betonovaná na starší základ dle EN 9.13

Obdélníkový průřez - výška $h =$	0,40 [m]	šířka průřezu $b =$	1,00 [m]
Třída betonu:	C30/37	charakter. pevnost $f_{ck} =$	30 [MPa]
čas vzniku trhlin [den] $t_{ref} =$	5	$f_{ct,eff} = f_{ctm}(t) = \beta_{cc}^{0,6}(t) \cdot f_{ctm} =$	1,92 [MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakter. pevnost $f_{yk} =$	500 [MPa]

Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	$f_{yk}/\gamma_s = 434,8$ [MPa]
Modul pružnosti betonu $E_{cm} =$	31939 [MPa]	poměr $\alpha_E = E_s/E_{cm} = 6,26$ [MPa]
Betonová krycí vrstva [mm] $c =$	35	průměr tahové výztuže $\varnothing = 12$ [mm]
Počet prutů tahové výztuže $n =$	8	plocha výztuže $A_{s1} = 904,8$ [mm ²]
Osová vzdál. výztuže od líce $a_y =$	0,041	vzdálenosti mezi pruty $s = 0,133$ [m]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \varnothing/2 = 0,359$ [m]
plocha průřezu (s výztuží) [m ²] $A_g =$	0,405	výška tlačené oblasti MSP $x = 0,0842$ [m]
Spolupůsobící výška $h_{c,eff} =$	$\min\{a_y + 5 \cdot \varnothing; 10 \cdot \varnothing; 3,5 \cdot a_y; h - x; h/2\} =$	0,101 [m]
Spolup. plocha betonu $A_{c,eff} = s \cdot h_{c,eff} =$	0,012 [m ²]	$A_{s1} = 113,1$ [mm ²]
Stupeň vyztužení v $A_{c,eff}$ [%] $\rho_{p,eff} =$	0,933	$= A_{s1}/A_{c,eff}$ způsob namáhání tah
součinitel $k_{\eta} =$	1,000	součinitel $k_{1/r} = (h-x)/(h-a_{y,1}-x) = 1,149$
soudržnost $k_b = 1,2$ (špatná); 0,9 (dobrá)	1,200	součinitel doby trvání $k_t = 0,400$
součinitel $k_w =$	1,700	
vzdálenost trhlin $s_{r,m,cal} =$		0,267 [m]
$0,5 \leq k_h = 0,8 - 0,6(\min(b;h) - 0,3) \leq 0,8$	0,740	$= k_h$ součinitel $k_c = 1,0$
vlhkost prostředí [%] 50		výška $h_n = 2A_c/u = 0,400$ [m]
poměr přetvoření [%] $\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs}(t, t_0) =$		tabulková hodnota $\varepsilon_{cs} = 0,590$ [‰]
třída betonu CN - dle Tab. 5.3; hodnota uvažována $R_{ax} = 0,5$		
	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0,0002709
šířka trhlin $w_{k,cal} = k_w \cdot k_{1/r} \cdot s_{r,m,cal} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$		0,14 [mm]

8 PRŮHYBY

Pokud jsou železobetonové nosníky nebo desky v pozemních stavbách navrženy tak, že splňují podmínku ohybové štíhlosti podle Tab. 7, není nutné ověřovat průhyby dané konstrukce.

Tab. 7 Limitní ohybová štíhlost $\lambda_d = l/d$

Nosný systém	Poměr zatížení	Mechanický stupeň vyztužení								
		$\omega_r = 0,3$			$\omega_r = 0,2$			$\omega_r = 0,1$		
		60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %
Prosté nosníky a jednosměrně pnuté desky	LL/TL	15	14	12	17	15	13	22	19	17
Krajní pole spojitých nosníků a jednosměrně pnutých desek		20	18	16	22	20	17	29	25	22
Vnitřní pole spojitých nosníků a jednosměrně pnutých desek		23	21	18	26	23	20	33	29	26
Konzoly		7	7	6	8	7	6	10	9	8
LL – charakteristická hodnota proměnného zatížení TL – charakteristická hodnota celkového zatížení ω_r je mechanický stupeň vyztužení pro rozměr $b \cdot d$ pro vyztužení z mezního stavu únosnosti v poli u nosníků a ve vetknutí u konzol. $\omega_r = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$;										

Hodnota limitní štíhlosti podle Tab. 7 se upraví pro oboustranně pnuté stropní desky podepřené sloupy vynásobením hodnotou

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1 + (l_{\min}/l_{\max})^4}} \quad (80)$$

Limitní ohybová štíhlost se stanoví pro $l_{\max}/d$. Hodnota $l_{\min}$ je minimální rozpětí desky a $l_{\max}$ je maximální rozpětí desky. Pokud je stropní deska uložena po obvodu na stěnách (na všech 4 stranách), pak se hodnota limitní štíhlosti podle Tab. 7 upraví vynásobením hodnotou

$$\sqrt[4]{\frac{1}{1 - 0,65 \cdot \left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}}\right)}} \quad (81)$$

Limitní štíhlost je v tomto případě stanovena pro $l_{\min}/d$.

Příklad 14 Vymezuující ohybová štíhlost podle Tab. 9.3 EN 1992-1-1

Stálé zatížení (charakt.)	$g_0 = 8,25$	proměnné zatížení	$q = 3,0$	[kN/m]
Obdélníkový průřez – výška h	$= 0,25$	šířka b	$= 1,0$	[m]
Rozpětí pole nosníku [m]	$L = 6,00$	statické schéma	krajní pole	
rozpětí [m]	$L_0 = 5,10$	rozestup nosníků b	$= 3,00$	[m]
Návrhový ohybový moment	$M_{Ed} = 50,8$			[kNm]
Třída betonu:	C25/30	charakter. pevnost f_{ck}	$= 25$	[MPa]
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	$\eta_{cc} \cdot k_{te} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 16,7$	[MPa]
Betonářská výztuž	B500	charakter. pevnost f_{yk}	$= 500$	[MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$	f_{yk} / γ_s	$= 434,8$	[MPa]
Betonová krycí vrstva [mm] c	$= 25$	zvolený průměr výztuže ϕ_1	$= 12$	[mm]
Efektivní výška průřezu	$d =$	$h - c - \phi_1 / 2$	$= 0,219$	[m]
Poměrný ohybový moment	$\mu_{Ed} =$	$M_{Ed} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$	$= 0,0636$	
Mechanický stupeň vyztužení	$\omega_1 =$	$1 - \sqrt{1 - 2\mu_{Ed}}$	$= 0,0658$	
Staticky nutná plocha výztuže	$A_s =$	$\omega_1 \cdot b \cdot d / (f_{yd} / f_{cd})$	$= 552$	[mm ²]
Minimální počet prutů	$n = 5$	skut. plocha výztuže A_s	$= 565$	[mm ²]
Mechanický stupeň vyztužení	$\omega_r =$	$A_s / (b \cdot d) \cdot f_{yd} / f_{cd}$	$= 0,067$	
Poměr LL/TL	$= 0,267$	odhad pro ω_r	$= 0,1$	
Z tabulky limitní štíhlost λ_{lim}	$= 22$	účinná výška desky $d = L / \lambda_{lim}$	$= 0,27$	[m]
Celková min. tloušťka desky		$h = d + c + \phi_1 / 2$	$= 0,31$	[m]

Zjednodušený výpočet – stanovení průhybů z výsledků lineární pružného výpočtu

Stanovení skutečného průhybu přepočtem z výsledků lineární pružného výpočtu. Řešení je podle prEn 1992-1-1 [1] vhodné pouze pro užitné zatížení v kategorii A, B a G, kde se uvažuje $\psi_2 = 0,30$. Dále je výpočet vhodný pro stropní desky prutů v jednom směru. Průhyb se stanoví podle vztahu (82).

$$\delta = k_l \cdot [\delta_{loads} + k_s \cdot \delta_{ecs}] \quad (82)$$

Hodnota lineární pružného průhybu δ_{LOADS} se stanoví na trhlínami neporušeném průřezu při kvazistálé návrhové kombinaci. Hodnota lineární pružné deformace δ_{ecs} od rozdílného smršťování na trhlínami neporušeném průřezu.

Vliv trhlín se vyjádří součinitelem k_l .

$$k_l = \begin{cases} \zeta \cdot \left(\frac{I_g}{I_{cr}} \right) + (1 - \zeta) & \text{kde } \frac{I_g}{I_{cr}} = \frac{1}{2,7(\alpha_{e,ef} \cdot \rho)^{0,6} \cdot \left(\frac{d}{h} \right)^a} \\ 1 & \end{cases} \quad (83)$$

Stupeň vyztužení ρ je stanoven pro průřez $b \cdot d$ ve středu rozpětí u prostých a spojitých nosníků a v místě vetknutí u konzol (v místě maximálního ohybového momentu). Poměr modulů pružnosti $\alpha_{e,ef}$ výztuže a betonu se stanoví pro $E_{c,eff}$ efektivní modul pružnosti betonu na konci návrhové životnosti konstrukce.

$$\alpha_{e,ef} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (84)$$

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi(50y; t_0)}; \quad (85)$$

Vliv trhlínami oslabeného průřezu se vyjádří součinitelem ζ na základě poměru mezi momentem na mezi vzniku trhlín (M_{cr}) a ohybovým momentem při charakteristické kombinaci zatížení (M_k);

$$\zeta = 1 - 0,5 \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^2 \quad (86)$$

Křivost od rozdílného smršťování se vyjádří podle vztahu

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{ecs} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \varepsilon_{cs} \frac{S_s}{I_g}, \quad (87)$$

kde

S_s je statický moment setrvačnosti plochy tahové a tlačené výztuže vztažené k těžišti průřezu

I_g moment 2. řádu betonové části průřezu

Mechanický stupeň vyztužení ω_{cr} bezprostředně před vznikem trhlín při charakteristické kombinaci zatížení.

$$\omega_{cr} = 1 - \sqrt{1 - \frac{1,05}{3} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{cd}} \left(\gamma_G + (\gamma_Q - \gamma_G) \frac{LL}{TL} \right) \left(\frac{h}{d} \right)^2} ; \quad (88)$$

Vliv trhlin na průhyby od smršťování se vyjádří součinitelem k_s , který se vyjádří podle vzniklých trhlin v průřezu

- pro průřez neporušený trhlínou $\omega_r \leq \omega_{cr} \rightarrow k_s = 1,00$ (89)

- pro průřez porušený trhlínami $\omega_r > \omega_{cr} \rightarrow k_s = 455\rho_l^2 - 35\rho_l + 1,6$ (90)

Součinitelem k_ω se vyjádří vliv většího než staticky nutného vyztužení na průhyby.

$$k_\omega = \left(\frac{\omega_r}{\omega_{prov}} \right)^{0,7} ; \quad (91)$$

Hodnota ω_{prov} představuje mechanický stupeň skutečného vyztužení.

Příklad 15 Posouzení průhybu jednosměrně pnuté stropní desky

Stálé zatížení (charakt.)	$g_0 =$	8,00	proměnné zatížení	$q =$	3,00	[kN/m]
Obdélníkový průřez - výška	$h =$	0,24	[m]	šířka	$b =$	1,0 [m]
Rozpětí pole nosníku	$L =$	6,00		statické schéma		prostý nosník
rozpětí [m]	$L_0 =$	6,00				
Návrhový ohybový moment	$M_{Ed} =$	(pro stanovení plochy výztuže)			68,9	[kNm]
Moment - charakter. kombinace	$M_{Ek} =$				49,5	[kNm]
Součin. kvazistálá kombinace	$\Psi_2 =$	0,3	(předpoklad výpočtu)	$M_{Eqp} =$	40,1	[kNm]
Třída betonu:	C25/30		charakter. pevnost	$f_{ck} =$	25	[MPa]
Návrhová pevnost [Mpa]	$f_{cd} =$	16,7		$f_{ctm} =$	2,56	[MPa]
Betonářská výztuž	B500		charakter. pevnost	$f_{yk} =$	500	[MPa]
Návrhová pevnost	$f_{yd} =$			$f_{yk}/\gamma_s =$	434,8	[MPa]
Součin. dotvarování	$\varphi(50y, t_0) =$	2,50	(stanoveno odhadem dle praxe)			
Modul pružnosti betonu	$E_{cm} =$	30472	$E_{c,eff} = 1,05 \cdot E_{cm} / (1 + \varphi(t, t_0))$		9141	[MPa]
			poměr $\alpha_E = E_s/E_{c,eff} =$		21,88	
Betonová krycí vrstva [mm]	$c =$	20	průměr tahové výztuže	$\varnothing =$	10	[mm]
Výpočet plohy dolní výztuže	$\mu_{Ed} =$	0,072	nutná plocha výztuže	$A_s =$	595,9	[mm ²]
Počet prutů tahové výztuže	$n =$	8	skutečná plocha výztuže	$A_s =$	628,3	[mm ²]
Osová vzdál. výztuže od líce	$a_y =$	0,025	vzdálenosti mezi pruty		9,830	[m]
Efektivní výška průřezu	$d =$		$h - c - \varnothing/2 =$		0,215	[m]
Stupeň vyztužení	$\rho_l = A_s/(b \cdot d) =$	0,0029	mechanický stupeň vyztužení	$\omega_r =$	0,0762	
studen vyzt. před vznikem trhlin	$\omega_{cr} = 1 - \sqrt{(1 - 1,05/3 \cdot f_{ctm}/f_{cd} \cdot (\gamma_G + (\gamma_Q - \gamma_G) \cdot LL/TL) \cdot (h/d)^2)}$				0,0502	
	$\omega_{cr} \leq \omega_r$		předpokládá se vznik trhlin			
Výška tlač.oblasti bez trhlin	$x_g =$	0,11	plocha průřezu [m ²]	$A_g =$	0,253	[m ²]
			$I_g = b \cdot h^3/12 + A_c \cdot (x_g - h/2)^2 + (\alpha_c - 1) \cdot A_s \cdot (d - x_g)^2 =$		0,00133	[m ⁴]
moment při vzniku trhlin	$M_{cr} =$		$f_{ctm} \cdot I_g / (h - x_g) =$		26,0	[kNm]
Výška tlač. oblasti s trhlínou	$x_{cr} =$	$\alpha_c \cdot A_s / b \cdot (-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot b \cdot d / (\alpha_c \cdot A_s)}) =$			0,064	[m]
			[m ⁴]	součin. pro dlouhodobé		
$I_{cr} = b \cdot x_{cr}^3/12 + \alpha_c \cdot A_s \cdot (d - x_{cr})^2 =$		0,0004008	účinky	$\beta =$	0,5	
součinitel $\zeta = 1 - \beta \cdot (M_{cr}/M_{Ek})^2 =$		0,86	(bez trhlin $k_l = 1$)	součinitel	$k_l =$	0,81
pružný průhyb od zatížení	$\delta_{loads} =$	$5 \cdot M_{Eqp} \cdot l_0^2 / (48 \cdot E_{c,eff} \cdot I_g) =$			0,012357	[m]
součinitel $k_s = 455\rho_l^2 - 35\rho_l + 1,6 =$		1,50	(bez trhlin se uvažuje $k_s = 1$)			
poměrné přetvoření -			z Tab. 5.3 EN1992-1-1	$\varepsilon_{cs,50y} =$	0,500	[‰]
statický moment tažené výztuže	$S_s = A_s \cdot (d - x_g) =$				0,000067	[m ³]
křivost od smršťování	$(1/r)_{cs} =$	$E_s/E_{c,eff} \cdot \varepsilon_{cs} \cdot S_s/I_g =$			0,000549	
pružný průhyb - smršťování	$\delta_{scs} =$				0,002469	[m]
redukční součinitel	$k_\omega =$		při větší než staticky nutné ploše			
$(\omega_r/\omega_{prov})^{0,7} =$		0,96	výztuže			
Výsledný průhyb	$\delta = (k_\omega \cdot \delta_{loads} + k_s \cdot \delta_{scs}) \cdot (h/d)^3 / k_l =$				27	[mm]
Limitní průhyb [mm]	$L/250 =$	24	průhyb nevyhovuje			
Posílení výztuže [mm ²] - nové	$A_s =$	785	red. součinitel	$k_\omega = (\omega_r/\omega_{prov})^{0,7} =$	0,825	
Výsledný průhyb	$\delta = (k_\omega \cdot \delta_{loads} + k_s \cdot \delta_{scs}) \cdot (h/d)^3 / k_l =$				24	[mm]
Limitní průhyb	$L/$	250	průhyb vyhovuje			

9 LITERATURA

- [1] pr EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. CEN/TC 250/SC 2/WG1. Pracovní verze nové generace Eurokódu 2 ke dni 13.2.2023.

RIZIKA V ZÁKLADOVÉ PŮDĚ A GEOTECHNICAL BASELINE REPORT

Ing. Michal Uhrin
SUDOP PRAHA

Rizika v základové půdě a Geotechnical Baseline Report

Statika staveb 2025 Plzeň – konference ČKAIT
11. 9. 2025

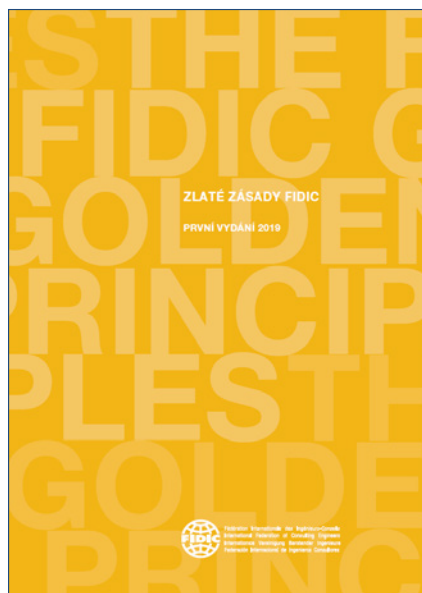
Michal Uhrin, SUDOP PRAHA

ASCE



SUDOP
PRAHA

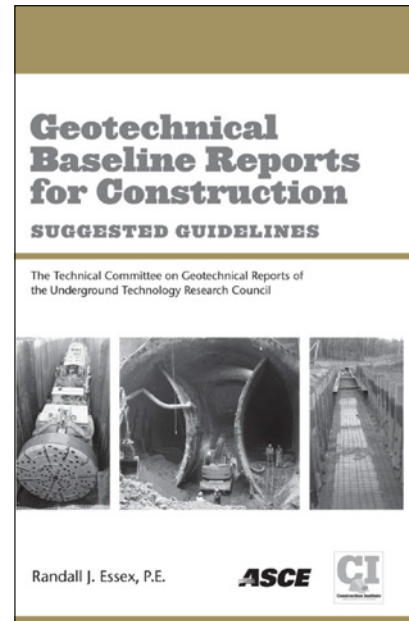
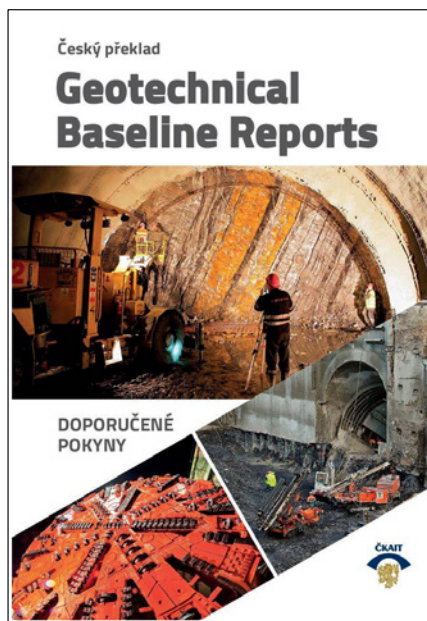
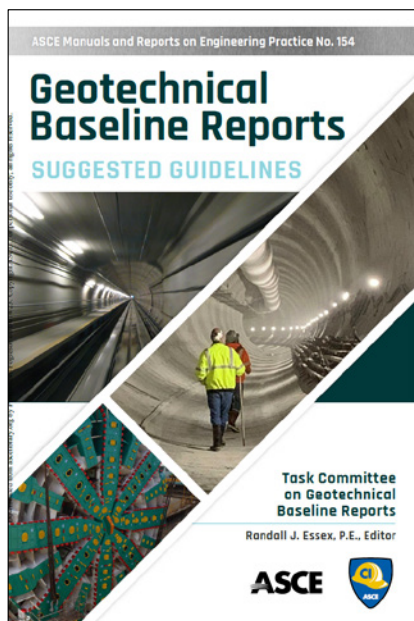
Překlady publikací se smluvní tematikou



https://www.cace.cz/wp-content/uploads/2022/11/FIDIC_Zlate_zasady_Golden-Principles.pdf

SUDOP
PRAHA

Překlady publikací se smluvní tematikou



Rizika v základové půdě

Neočekávané (nepředvídané) podmínky související se základovou půdou s negativními dopady na:

- Cenu díla
- Dobu provádění
- Postup provádění
- Technologii provádění



Rizika v základové půdě

Triviální příklady:

- Vyšší úroveň HPV / vyšší přítoky / vyšší tlak podzemní vody
- Překážky při beranění (balvany v písku)
- Ztížené vrtání pilot (písková čočka v jílu)
- Nelze použít TI (podloží tvrdší než očekávání)
- Vyšší abraze, velmi vysoká pevnost
- Opačný sklon puklinatosti masívu
- Zalepování hlavy TBM
- Kaverny a krasové jevy
- Opuštěné piloty



Rizika v základové půdě

Různý význam pro různé strany:

Zhotovitel	komerční riziko (nacenění) – nabídka x realita
Objednatel	riziko dodržení rozpočtu a HMG
Projektant	platnost technického řešení
IGP/GTP	zodpovědnost za výsledek práce návrh vhodných metod a postupů průzkumu



Rizika v základové půdě

Zpracovatel IGP/GTP **Nechce nařčení z nedbalosti**
 → **vágní formulace ve zprávě**
 (byť třeba příčinou je nedostatek času a prostředků vč. nepřízně kultury trhu pro dostatek sond a zkoušek)

Projektant **Nechce překročení únosnosti**
 → **konzervativní postup**
 (tam, kde cítí nejistotu)



Rizika v základové půdě

Zhotovitel **Chce získat zakázku. Ale pak na ní neprodělat.**
Veřejné zakázky → Omezené možnosti jednání.
Spekulace s šancí na claimy.

Objednatel **Chce stavbu za nejnižší cenu při dané kvalitě, funkci a výkonu, dokončenou včas.**
Zároveň nechce nečekané překročení rozpočtu (přesahující rezervu), průtahy s dokončením anebo negativní publicitu.
 → **Bankrot zhotovitele nebo zastavená rozestavěná stavba a soud/arbitráž není nutně v zájmu objednatele.**





Význam pro podzemní stavby

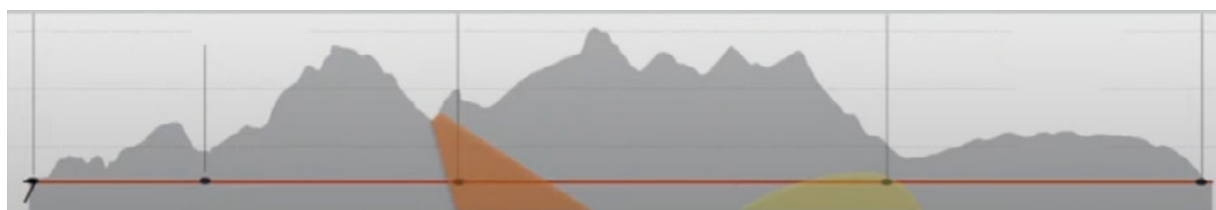
Dlouhé liniové → více omezení pro provedení IGP/GTP + statisticky vyšší pravděpodobnost změny podmínek v základové půdě

Změna podmínek → potenciálně zásadní dopad do technologie výstavby (ražba), ceny a rychlosti provádění

Cyklická (nebo kontinuální) výstavba po jedné dopravní linii → překážka (např. uvíznutí TBM, zával NRTM) zastaví celou stavbu z daného portálu (vždy na kritické cestě HMG)



Předpoklad: Skalní hornina, geologická porucha 500 m, doba pro dokončení 3 roky.



Skutečnost: Geologická porucha 1,2 km, intruze extrémně tvrdé horniny 800 m, reálná doba dokončení 4 roky, zvýšení nákladů o 30 %.



Principy

- Objednatel je vlastníkem staveniště včetně jeho podpovrchové části a případných skrytých překážek
- Objednatel volí trasu nebo umístění stavby
- Odpovědností objednatele je zajištění podkladů a provedení průzkumů pro přípravu stavby
- Objednatel „předává“ staveniště k provádění díla
- Zhotovitel je odpovědný za odbornou interpretaci obdržených údajů
- Zhotovitel je odpovědný za proveditelnost a výkon jeho stavebních postupů a technologií v předpokládaných podm.



Principy

- **USA: Ustanovení o odlišných podmínkách staveniště**
(*DSC = Differing Site Conditions clause*)
- **ICE, FIDIC, NEC: Princip předvídatelnosti (zkušeným zhotovitelem)**
(*foreseeability ... šermování školaček pravítkem, golfové hřiště*)



ODLIŠNÉ PODMÍNKY STAVENIŠTĚ (DUBEN 1984)

(a) Zhotovitel musí neprodleně, a před narušením těchto podmínek, podat písemné oznámení Zástupci objednatele:

- (1) o podmínkách pod povrchem nebo skrytých fyzických podmínkách na staveništi, které se podstatně liší od podmínek uvedených v této smlouvě, nebo
- (2) o neznámých fyzických podmínkách na staveništi, neobvyklé povahy, které se podstatně liší od těch, které se běžně vyskytují a jsou obecně uznávány jako nedílná součást povahy prací, které jsou prováděny nebo obsaženy ve smlouvě.

(b) Zástupce objednatele musí podmínky na staveništi prošetřit neprodleně po obdržení oznámení. Pokud se podmínky takto podstatně liší a způsobí zvýšení nebo snížení nákladů Zhotovitele anebo času potřebného na provedení kterékoli části díla podle této smlouvy, bez ohledu na to, zda se v důsledku těchto podmínek změnila či nikoli, musí být provedena spravedlivá úprava podle tohoto článku a smlouva musí být odpovídajícím způsobem písemně změněna.

Odlišné od podmínek uvedených ve Smlouvě (jako celku) → BOQ je také indikací očekávaných podmínek

První formulace 192x

Povinná součást smluv o výstavbě u federálních zakázek.



FIDIC 1999 shrnutí

1.1.6.8 „Nepředvídatelné“ je to, co není rozumně předvídatelné zkušeným zhotovitelem do data pro předložení Nabídky.

Podčlánek 4.10 [Údaje o staveništi]

- Povinnost Objednatele poskytnout dostupné údaje
- Právní fikce, že Zhotovitel obdržel vše potřebné a vše zkontroloval, přezkoumal a byl před podáním nabídky spokojený

Podčlánek 4.12 [Nepředvídatelné fyzické podmínky]

- Právo na kompenzaci za **nepředvídatelné** podmínky, které mají dopad do Nákladů nebo Doby pro dokončení



Jádro problému?

- Různé strany interpretují zprávy o IGP/GTP různě, např. v souladu se svou komerční motivací v dané situaci
- **Vágní jazyk zpráv IGP/GTP** podporuje prostor pro rozdílnou interpretaci

- *V podloží se mohou vyskytovat valouny až balvany.*
- *Sklon puklin bude 30° k JJZ, ale vlivem lokálního provrásnění se může, resp. bude měnit.*
- *HPV je 2,5 m p.t., ale podléhá sezónním změnám.*



Historie v USA

197x – soudní spory, negativní publicita oboru podzemních staveb

1974 – US National Committee on Tunneling Technology – ***Better Contracting for Underground Construction***

"... pokud mohou všichni uchazeči založit své propočty na přesně definovaném souboru podmínek na staveništi s ujištěním, že v případě zastižení odlišných podmínek bude provedena spravedlivá úhrada, obdrží Stavebník nejnížší přiměřené nabídky s minimální rezervou na neznámé."



Historie v USA

1984 – USNCTT – ***Geotechnical Site Investigations for Underground Projects***

- doporučení 1–3% IN na IGP/GTP
- osnova zpráv
- checklist položek, které je třeba řešit

1984 – **DSC Clause** – update „federální“ formulace

- povinná pro zakázky zadávané federálními úřady

1989 – Underground Technology Research Council – ***Avoiding and Resolving Disputes in Underground Construction***



Historie v USA

1991 – Underground Technology Research Council – ***Avoiding and Resolving Disputes During Construction***, doporučení:

- Ustanovení DSC
- Adekvátní geotechnická zpráva (**později GBR**)
- Uschovaná dokumentace nabídky (*Escrow Bid Documents*)
- Rada pro posuzování sporů (*Dispute Review Board, DRB*)

1997 – UTRC – ***Geotechnical Baseline Reports for Underground Construction*** → zavedení GBR do praxe

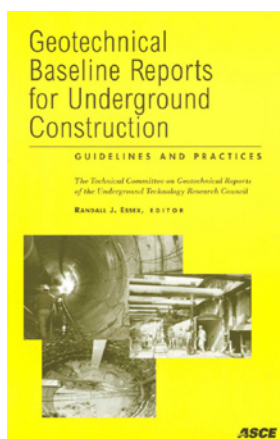
2003 – ***Joint Code of Practice for Risk Management of Tunnel Works in the UK*** – BTS + asociace britských pojistitelů
→ požadavek GBR



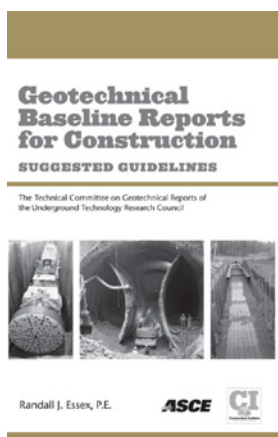
Historie v USA

2007 – UTRC – ***Geotechnical Baseline Reports for Construction***

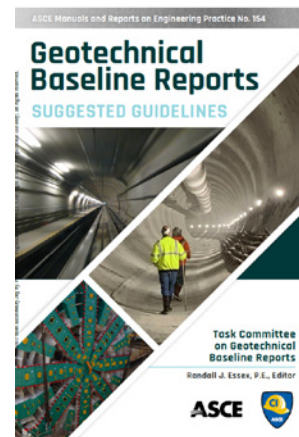
2022 – ***Geotechnical Baseline Reports***



1997



2007



2022



Překlad názvu GBR

Geotechnical Baseline Report GBR =

Zpráva o výchozích hodnotách geotechnických rizik?

Základní geotechnická zpráva?

Výchozí geotechnická zpráva?

Zpráva o výchozích poměrech základové půdy?

Referenční geotechnická zpráva?

→ Všechno v principu OK, **preferováno ponechat originál.**



Překlad termínu „baseline“

Baseline / baseline values / baseline conditions / to baseline:

Výchozí hodnoty / podmínky / poměry

Referenční ...

Základní ...

Srovnávací ...



Co je to GBR?

- Smluvně-technický dokument, součást zadávací/smluvní dokumentace
- Zpráva pragmaticky definující obor **očekávaných podmínek** v základové půdě pomocí tzv. **výchozích hodnot** (výchozích poměrů) pro účely:
 - Výběrového řízení (zpracování nabídek zhotovitelů)
 - Řešení situací během výstavby vč. sporů
- Platí, že **očekávané podmínky kryje nabídková cena, neočekávané podmínky** (vedou-li ke zvýšení ceny nebo prodloužení času) **mají nárok na kompenzaci**
- Očekávané podmínky jsou **definovány dohodou** (smluvně) na základě výsledků GTP (geotechnická databáze), předchozích zkušeností (jiné stavby), technického řešení, technologie výstavby a rizikových preferencí objednatele s vědomím, že **skutečnost může být odlišná**



Co je to GBR?

- Má odstranit spory plynoucí z rozdílné interpretace podmínek v základové půdě a hledání viníka za neočekávané podmínky
- Sestavuje se na základě geotechnické databáze, srovnatelných zkušeností, technického řešení a **metodiky výstavby**, která určuje, jaké parametry jsou v dané situaci podstatné
- **Nesmí být psána vágně**, jedná se o jasný soubor předpokladů nebo parametrů zásadních pro danou stavbu (**toto je zásadní filozofický obrát, definuji, co platí a ne co by kdyby možná...**)
- Musí tvořit jasný podklad pro nacenění prací, stejný pro všechny a omezující prostor pro spekulaci a **umožňující kontrolu vůči podmínkám skutečně zastiženým na stavbě → rozdělení geotechnických rizik mezi objednatele a zhotovitele**



Zprávy o poměrech v základové půdě

Faktografická (GDR) – *Geotechnical Data Report*, „databáze“

- Dokumentace sond, měření a zkoušek bez interpretace
- Geologická/geotechnická/monitoringová dokumentace z jiných staveb
- Geologické a mapové podklady
- Objektivní

Interpretační (GIR)

- Konstrukce podélných a příčných řezů
- Stanovení geotypů a kvazi-homogenních celků
- Interpretace zkoušek a návrh parametrů
- Subjektivní
- Zařazení do smluvní dokumentace „pro informaci“



Zprávy o poměrech v základové půdě

Design Memorandum (interpretace pro projektování)

- Geotechnical Design Report / Zpráva o geotechnickém návrhu (EC7)
- Stanovení parametrů pro návrh technického řešení
- Úvahy a diskuze: předpoklady, zjednodušení, návrhové postupy, výpočtové metody, verifikace, analýza citlivosti, variantní řešení
- Zodpovědnost projektanta (**musí se ztotožňovat s parametry, na základě kterých navrhuje danou konstrukci zhotovenou daným způsobem**)

Geotechnical Baseline Report GBR

- Smluvní definice podmínek v základové půdě stejná pro všechny
- Orientovaná na nacenění a výstavbu spíše než na projekt
- Objektivní



Rizikové preference objednatele

Konzervativní přístup = široký obor očekávaných podmínek →
vyšší nabídková cena, ale nižší pravděpodobnost claimů

Optimistický přístup = úzký obor očekávaných podmínek →
nižší nabídková cena, ale vyšší pravděpodobnost claimů

Odborníci doporučují střední cestu bez výrazných (a hlavně bez záměrných spekulativních) odchylek od geotechnické databáze GDR



Rizikové preference objednatele

Příklad:

Je třeba nacenit strojní ražbu tunelu v glaciálních jílech. Po trase se očekává výskyt 5 až 200 balvanů.

Výchozí počet... 5? 200? 100?

Detailnější otázky:

Max. a min. velikost balvanu? Minimální pevnost horniny? Hustota výskytu?



Přínosy pro objednatele

- Nejlepší nabídková cena a nejlepší konečná cena stavby
- Srovnatelnost nabídek / jasné podmínky, pro které platí
- Sdělení klíčových rizik zhotovitelům
- Nástroj pro posouzení skutečně zastižených podmínek během výstavby
- Podklad pro vytvoření rozpočtové rezervy:
 - Podmíněné obnosy
 - Fond rezerv



Jazyk a obsah GBR

- Má pragmaticky popisovat dohodnutou podobu očekávaných podmínek bez ohledu na to, že skutečnost může být odlišná → koncept **výchozích hodnot**, avšak *výchozí hodnoty nejsou zárukou skutečně zastižených podmínek*.
- Má se věnovat pouze parametrům relevantním a významným pro dané technické řešení (platnost projektu), a hlavně pro **metodiku výstavby**.
- **Stručnost** např. do 50 stran bez grafických příloh + do 60 minut čtení, zákaz opakování a parafrázování (odkazy).
- **Konzistentnost s ostatními dokumenty smlouvy!** Výkresy, specifikace, výkaz výměr, ustanovení smlouvy typu DSC.



Výchozí hodnoty

Mají ideálně využít logickou strukturu, např.

- Sledovaný parametr ... ***Cu***
- Jaký má význam / na co má dopad v dané situaci... ***stabilita čelby***
- Jaká je výchozí hodnota ... ***Cu,avg = 175 kPa***
- Jaký je rozsah hodnot? Histogram rozložení?
- Jak se měří ... ***UU zkouška dle normy XYZ***
- Kde se odeberou vzorky? Kolik? Jak se vyhodnotí?



Výchozí hodnoty

Fyzické ... např. pevnost, stlačitelnost = měřitelné v laboratoři nebo in situ

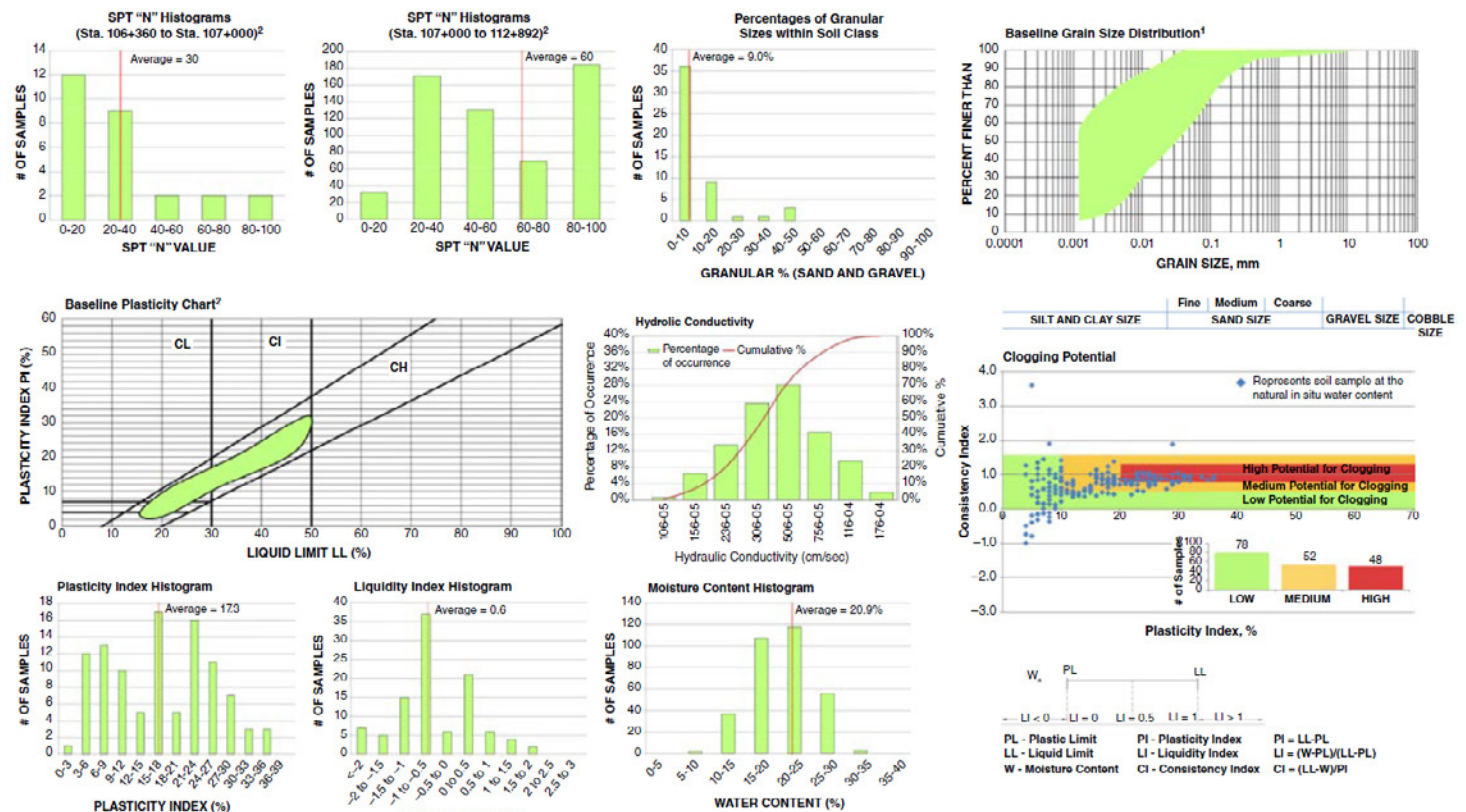
Behaviorální ... odezva prostředí na konkrétní technologii a postup výstavby

Design-build ... koncept GBR-A → GBR-B → GBR-C



Engineering Class	Colour Code	Material		Description of Engineering Class	Major Soil Deposit	Behaviour of Engineering Class	
		Types	Description			Unpressurized Tunnel; Cross Passages; Manned Interventions	Open Excavation (Unsupported vertical walls, up to 3 m high)
Class A		1	• Fill • Topsoil	• Near surface man-made materials • Includes pavement structure materials (asphalt, sand and gravel) and backfill materials (clayey silt, sandy silt, sand, silty clay, silty sand)	Fill	• Not Applicable	• Behaviour will vary from Slow Ravelling to Running • Not expected to support foundation loads
Class B		2, 3, 4, 5, 6	• Sand • Gravelly Sand • Sandy Gravel • Silty Sand • Sand and Silt	• Brown to grey • Average CU: 12 • Fines content: 5 to 60% • Clay content: < 15% • Cobbles and boulders are expected to be present • Boulder Volume Ratio: 0.098%	Interstadial Sand to Gravel	• Will flow immediately upon exposure below the groundwater table • Higher permeability; groundwater inflows will be high and continuous • Movement of compressed air through Types 2, 3 and 4 soils will dry the soil which will exhibit Running behaviour within 3 hours after exposure. • Dewatering will generally leave residual moisture and capillary tension that will result in Firm to Slow Ravelling behaviour within 6 hours after exposure. Will transition to Slow Ravelling across the face, with Fast Ravelling at the tunnel crown and shoulders after 24 hours.	• Will exhibit Fast Ravelling to Running behaviour above groundwater table • Will exhibit Flowing behaviour immediately upon exposure below the groundwater table • Groundwater inflows will be high and continuous • Dewatering will result in Firm behaviour of upon initial excavation; within 6 hours negative pore pressure will dissipate causing a transition to Slow to Fast Ravelling behaviour.
Class C		7, 8	• Silt • Sandy Silt	• Brown to grey • Average CU: 19 • Fines content: 25 to 100% • Clay content: < 20% • Cobbles and boulders are expected to be present • Boulder Volume Ratio: 0.098%	Interstadial Silt to Sand	• Will exhibit Fast Ravelling to Flowing behaviour below the groundwater table • Lower permeability; groundwater inflows will be lower than Class B • With dewatering will exhibit Firm behaviour for up to 12 hours after exposure. Will remain Firm across the face for up to 24 hours, with Slow Ravelling at the crown after 12 hours.	• Will exhibit Slow to Fast Ravelling behaviour above groundwater table • Will exhibit Fast Ravelling to Flowing behaviour below groundwater table • Lower permeability; groundwater inflows into open excavations will be lower than Class B • Dewatering will result in Firm behaviour upon initial excavation; within 12 hours negative pore pressure will dissipate causing a transition to Slow to Fast Ravelling behaviour.
Class D		9, 10, 11	• Silt Till • Sandy Silt Till • Silty Sand Till	• Brown • Average CU: 47 • Fines content: 25 to 90% • Clay content: < 15% • Cobbles and boulders are expected to be present • Boulder Volume Ratio: 0.221%	Non-Plastic Till	• Will exhibit Cohesive Running to Fast Ravelling behaviour below the groundwater table • Lower permeability; groundwater inflows will be lower than Class B • With dewatering will exhibit Firm behaviour for up to 24 to 30 hours after exposure. Will remain Firm across the face for up to 48 hours after exposure with Slow Ravelling at the crown and shoulders after 24 to 30 hours.	• Will exhibit Firm to Slow Ravelling behaviour above groundwater table • Will exhibit Cohesive Running, Fast Ravelling, and Flowing behaviour below groundwater table • Lower permeability; groundwater inflows into open excavation will be lower than Class B • Dewatering will result in Firm behaviour upon initial excavation; within 12 to 24 hours negative pore pressure will dissipate causing a transition to Slow Ravelling behaviour.
Class E		12, 13, 14	• Clay • Silty Clay • Clayey Silt	• Brown to grey • Locally slickensided • Liquid Limit: 16 to 50%; Plasticity Index: 2 to 36% • Fines content: > 65% • Clay content: 10 to 65% • Cobbles and boulders are expected to be present • Boulder Volume Ratio: 0.052%	Plastic Glaciolacustrine	• Will exhibit Firm behaviour upon exposure; fissuring and variability in clay content will cause a transition to Slow Ravelling within 24 to 48 hours • Will exhibit low to medium clogging and sticking if not managed with soil conditioning agents • Stability Number, N_s , typically less than 2.5 • Will deteriorate unless supported after exposure • Dewatering is generally not required	• Will exhibit Firm behaviour upon excavation; within 24 to 48 hours fissuring and the variability in clay content will cause a transition to Slow Ravelling behaviour • Wetting and drying cycles and freezing and thawing cycles will reduce the stand-up time • Will deteriorate unless supported shortly after exposure • Dewatering is generally not required
Class F		15, 16, 17	• Clay Till • Silty Clay Till • Clayey Silt Till	• Grey • Material Type 17 is well graded • Liquid Limit: 13 to 35%; Plasticity Index: 2 to 24% • Fines content: > 50% • Clay content: 10 to 40% • Cobbles and boulders are expected to be present • Boulder Volume Ratio: 0.221%	Plastic Till	• Will exhibit Firm behaviour upon exposure; fissuring and variability in clay content will cause a transition to Slow Ravelling within 24 to 48 hours • Stability Number, N_s , typically less than 2.5 • Will deteriorate unless supported after exposure • Water bearing sand pockets and seams will produce water in excavations but general dewatering is not required	• Will exhibit Firm behaviour upon excavation; within 24 to 48 hours fissuring and the variability in clay content will cause a transition to Slow Ravelling behaviour • Wetting and drying cycles and freezing and thawing cycles will reduce the stand-up time • Will deteriorate unless supported shortly after excavation • Water bearing sand pockets and seams will produce water in excavations but general dewatering is not required
Class G		18	• Bedrock	• Grey • Underlies glacial till in western section of alignment • Soft claystone, interbedded layers of strong limestone and siltstone • 10 mm to 300 mm clay and silt seams in top 3 m • 1 m to 3 m below top of bedrock: Highly weathered; RQD < 30% • > 3 m below top of bedrock: Moderately weathered to fresh; RQD > 60%	Sedimentary Bedrock	• Fractured zones close to the bedrock surface may produce water in excavations but general dewatering is not required • Limestone and siltstone interbeds in this material are abrasive	• In the top 3 m will exhibit Firm behaviour upon excavation; within 2 to 3 days weathered and highly fractured zones will cause the ground to transition to Slow Ravelling behaviour • Below 3 m will be moderately weathered and will exhibit Firm behaviour • Wetting and drying cycles and freezing and thawing cycles will reduce the stand-up time • Will deteriorate to Slow Ravelling behaviour unless supported shortly after excavation • Fractured zones will produce water in excavations but general dewatering is not required

Notes: (1) CU = Coefficient of Uniformity (D60/D10) (2) Clays are particles < 0.002 mm (3) Fines are particles < 0.075 mm (4) Boulder Volume Ratio = Cumulative Volume of Boulders/Volume of Excavated Material (5) RQD = Rock Quality Designation



Issue	Parameter	Threshold	Consequences / impact	Method of measurement	Locations	Repetitions (minimum)	Significant values/criteria to be considered
Understanding of the technical solution and/or methods No excessive artesianism in silty sand	Groundwater head above surface	< 3m	Ground instability (lower galleries & pipes), soil treatment methods, program	Water level in stand-pipe piezometers (natural conditions)	> 5 stand-pipe piezometers	Water level not stabilized under ground-level after 5 days (2 readings per day)	all
Upper odds excavation - traditional Silty clay - undrained	Silty clay Permeability	< 10 ⁻⁷ m/s Except in case of sandy lenses	Construction methods, program	In-situ tests on the full scale thickness of the layer in natural conditions (e.g. slug test ASTM D4044-96-2008)	> 5 piezometers (minimum 2m slotted)	10 tests	av. +/- 1σ (*)
Silty clay - stiff enough	Silty clay Cohesion C _u	> 90 kPa	Face stabilisation (bolting) / grouting	In-situ and/or lab test on undisturbed samples	> 5 boreholes (vertical and/or horizontal)	10 samples	av. +/- 1σ
Within the silty clay unit, absence of continuous sandy layers hydraulically feeded leading to foresee methods other than localised drainage and localised grouting	Stratigraphy	Presence/absence	Construction method	CPTu testing and sampling	adequate number of CPTu and sampling to be agreed between the Contractor and the Engineer	to be defined during the Works	continuity
Pipe jacking Lateral friction on pipes	CPT tip resistance q _t	< 15 MPa for silty sand < 6 MPa for sandy clay	Construction methods, program (ex. vibrating system)	CPTu (undisturbed initial conditions)	> 5 CPTu	>20 m continuous readings (4 m/CPTu)	av. +/- 1σ
Soil treatment Ground freezing feasibility Ground water content (Sandy Silt & Silty Clay) sufficient Low ground water circulation speed (<1 m/day)	Ground water content	> 20%	Construction methods	Lab test on undisturbed samples	> 5 boreholes (vertical and/or horizontal)	10 samples	av. +/- 1σ
	Permeability in sandy silt	< 5.10 ⁻⁴ m/s	Construction methods	In-situ tests on the full scale thickness of the layer in natural conditions (e.g. slug test ASTM D4044-96-2008)	> 5 piezometers (minimum 2m shielded)	10 tests	av. +/- 1σ
Ground water temperature	Ground water temperature	< 21°C	Program & cost of ground freezing	Water temperature in piezometers	In 5 piezometers	>20 readings (2 readings/day/piezometer)	av. +/- 1σ
Ground water chemistry	Ground water freezing point	> -3°C	Program & cost of ground freezing	Laboratory test on samples	> 5 boreholes (vertical and/or horizontal)	10 samples	av. +/- 1σ
Soil treatment Ground freezing extension Ground freezing extension with respect to the position of the lower pipe-jacking tubes (current geometry)	Stratigraphy	At least 10% of the interface between Sandy Silt Unit & Silty Clay Unit at or below the elevation of -47m (absolute elevation)	Program & cost of ground freezing	parameters CPTu (non treated soils)	> 10 CPTu	>40 m continuous readings (4 m/CPTu) interpolation with Kriging algorithm	av. +/- 1σ
Ground freezing extension with respect to the position of the vertical pipe-jacking tubes (walls of the caverns)	Stratigraphy	Right Separation: interface between Sandy Silt Unit & Silty Clay Unit not higher than -44.00m (absolute elevation) Left Separation: interface between Sandy Silt Unit & Silty Clay Unit not higher than -43.00 m (absolute elevation)	Program & cost of ground freezing	parameters CPTu (non treated soils)	> 3 CPTu	>12 m continuous readings (4 m/CPTu)	av. +/- 1σ

SUDOP
PRAHA

Vypracování GBR

Profese	Témata k řešení
Inženýrský geolog	Regionální geologie a hydrogeologie
Geotechnický inženýr	Charakterizace základové půdy a interpretace dat průzkumu a laboratorního zkoušení
Specialista na výstavbu	Předpoklady o výstavbě: porozumění zařízení, prostředkům a postupům, nepříznivému chování základové půdy, podzemní vodě, plynům, překážkám, kontaminaci, citlivým zařízeními atd.
Projektant	Provázání se smluvními výkresy, specifikacemi, omezeními od třetích stran, ustanoveními o platbách a kompatibilita se smlouvou

SUDOP
PRAHA

Smaragdová kniha FIDIC

- Geotechnical Baseline Report
- Třídy provádění (*Excavation and Support Classes*)
- Směrný plán (*Baseline Schedule*)
- Harmonogram dokončení (*Completion Schedule*)
- Výkaz výměr pro ražbu a provádění ostění

→ Měření a úpravy včetně doby pro dokončení



Děkuji za pozornost



NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ S FRP VÝZTUŽÍ PODLE EUROKÓDŮ

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc.

doc. Ing. František Girgle, Ph.D.

doc. Ing. Ivana Laníková, Ph.D.

Ing. Petr Šimůnek, Ph.D.

Ing. Dorde Čairović, Ph.D.

Ing. Martin Zlámal, Ph.D.

**Ústav betonových a zděných konstrukcí
FAST VUT v Brně**

NAVRHOVÁNÍ BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ S FRP VÝZTUŽÍ PODLE EUROKÓDŮ

prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc., doc. Ing. František Girgle, Ph.D., doc. Ing. Ivana Laníková, Ph.D., Ing. Petr Šimůnek, Ph.D., Ing. Dorde Čairović, Ph.D., Ing. Martin Zlámal, Ph.D.

Ústav betonových a zděných konstrukcí, FAST VUT v Brně, Veveří 95, 60200 Brno
Petr.Stepanek@vut.cz

1 SOUHRN

V příspěvku jsou popsány hlavní principy, dle kterých je možné podle druhé generace Eurokódů (2G EC) navrhovat konstrukce vyztužené vnitřní kompozitní výztuží.

Vzhledem k omezenému rozsahu příspěvku se zabýváme pouze vybranou problematikou mezních stavů únosnosti a použitelnosti; v případě potřeby jsou uvedeny i základní postupy navrhování konstrukcí s kovovou výztuží podle druhé generace EC2 (2G EC2) [1].

2 ÚVOD

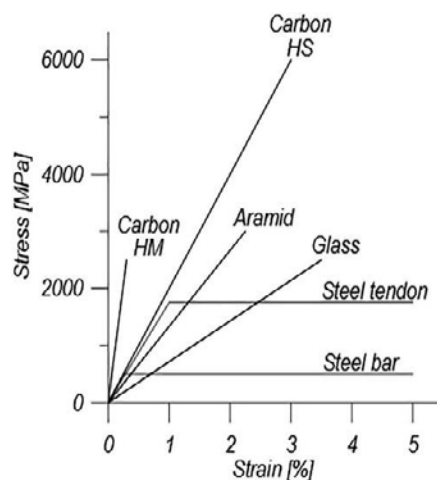
Nová verze EC2 [1] umožňuje i navrhování betonových konstrukcí s vnitřní nekovovou výztuží. Cílem tohoto příspěvku je upozornit na základní rozdíly mezi navrhováním konstrukcí s výztuží s vlákny vyztuženými kompozity (Fiber Reinforced polymers, FRP) a výztuží kovovou. Vzhledem k omezenému rozsahu příspěvku se zabýváme pouze vybranou problematikou mezních stavů únosnosti a použitelnosti.

3 SLOŽENÍ FRP VÝZTUŽÍ

FRP výztuž je kompozit složený minimálně ze dvou komponent: nosných vláken a polymerní matrice.

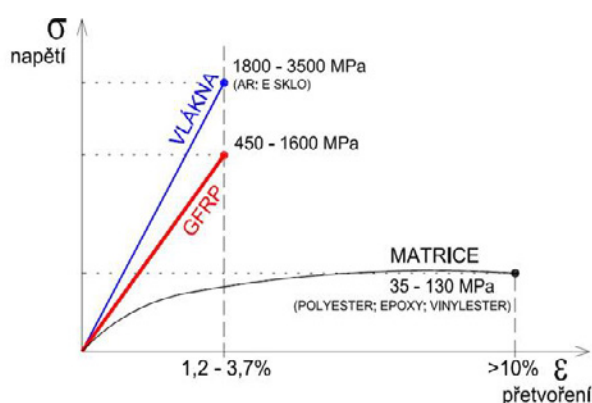
Vlákna pro vnitřní FRP výztuže se používají nejčastěji skleněná nebo uhlíková, na trhu jsou i vlákna čedičová. Skleněných i uhlíkových vláken je celá řada typů; liší se jak fyzikálními, tak i chemickými vlastnostmi; pracovní diagramy vláken a kovových výztuží jsou schematicky zakresleny na *Obr. 1* a *Obr. 2*.

Polymerní matrice může být termoplastická či termosetická; ilustrativní pracovní diagram je na *Obr. 2*. Pro termosetické matrice se nejčastěji používají polyesterové pryskyřice (tento materiál není vhodný pro dlouhodobé aplikace), vinylester anebo epoxid.

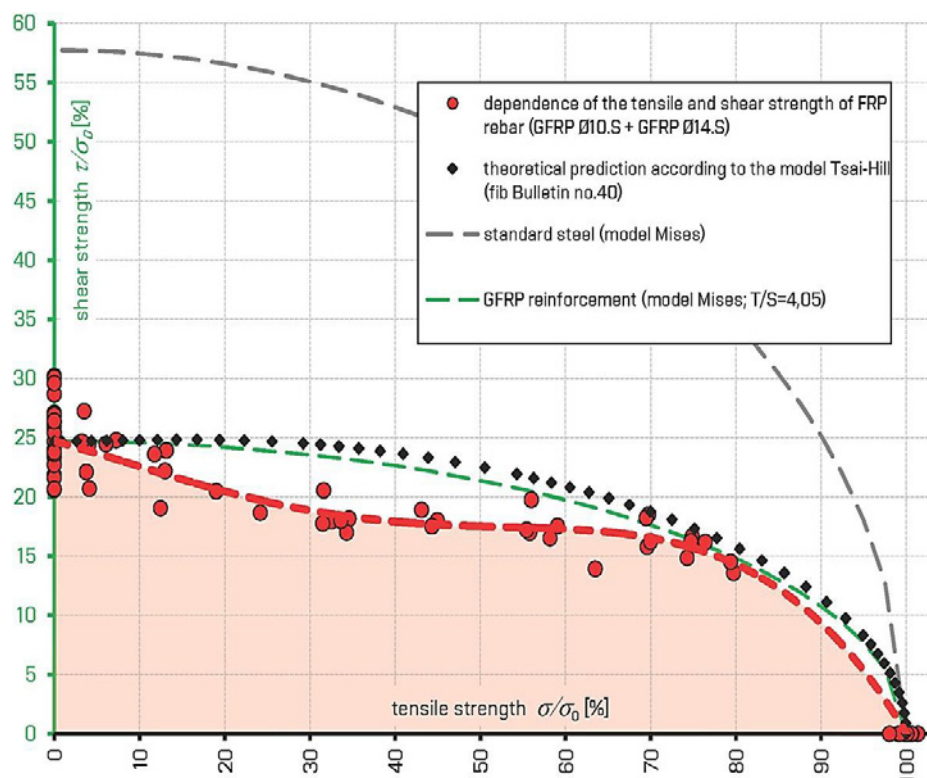


Obr. 1 Pracovní diagramy různých typů výztuží a FRP vláken [4]

FRP výztuž vykazuje odlišné chování při jejím namáhání ve směru vláken a kolmo na vlákna, což bývá někdy při praktických výpočtech modelováno pomocí Missesova kritéria – viz Obr. 3. Červeně jsou znázorněny naše výsledky a jejich aproximace pro konkrétní GFRP výztuž, kterou jsme na FAST VUT v Brně – v rámci řešení výzkumných úkolů MPO a TAČR – spolu s Prefou kompozity Brno vyvinuli a která je k dostání na našem trhu se stavebními materiály.



Obr. 2 Schematické pracovní diagramy vláken a matrice FRP výztuží [4]



Obr. 3 Změna hodnot pevnosti FRP výztuže při namáhání kombinací osové (tahové) síly a posouvající síly pro FRP a kovové výztuže [4]

Základní krátkodobé mechanické vlastnosti FRP výztuže (a jejich srovnání s klasickou kovovou výztuží) jsou uvedeny v Tab. 1.

Tab. 1 Krátkodobé mechanické vlastnosti FRP a kovové výztuže [4]

Vlastnost		Materiál		
		Ocel	GFRP	CFRP
Modul v podélném směru	[GPa]	200	35 až 60	100 až 580
Modul v příčném směru	[GPa]	200	cca 8 až 9	cca 10 až 12
Tahová pevnost ve směru vláken	[MPa]	300 až 600	450 až 1600	600 až 3500
Tlaková pevnost ve směru vláken	[MPa]	300 až 600	cca 1/2 z tahové pevnosti	cca 1/2 z tahové pevnosti
Pevnost v čistém stříhu	[MPa]	200 až 400	cca 150	cca 175

4 ROZSAH A OBLAST POUŽITÍ FRP V BETONOVÝCH KONSTRUKCÍCH

FRP výztuž v betonových konstrukcích lze použít/navrhovat dle [1], přílohy R,

- pokud je FRP výztuž profilovaná nebo zdrsňená, resp. ve formě sítě se skleněnými anebo uhlíkovými vlákny;
- konstrukce je vystavená převážně statickému zatížení;
- beton je s normálním kamenivem¹.

Předpjatou FRP výztuž nelze dle přílohy R [1] navrhovat.

Dle přílohy R [1] lze FRP vnitřní výztuž v betonových konstrukcích navrhovat v případě, že

- minimální modul pružnosti FRP výztuže $E_{FR} \geq 40\,000$ MPa;
- poměr $f_{tk,100a} / E_{FR} \geq 0,005$, kde $f_{tk,100a}$ je návrhová dlouhodobá pevnost FRP výztuže;
- charakteristická pevnost betonu v tlaku $f_{ck} \geq 20$ MPa;
- prvky se stupněm vyztužení ρ_{lf} (tj. s poměrem plochy soudržné podélné tažené výztuže A_f navržené pro prvek, vztažené k efektivní ploše betonového průřezu $b_w d$) $\rho_{lf} \leq 0,05$;

FRP výztuž může být použita v konstrukci pouze jako tažená výztuž!

5 VLASTNOSTI FRP VÝZTUŽE JAKO PODKLAD PRO NÁVRH DLE [1]

Pro návrh betonové konstrukce s vnitřní FRP výztuží musí být k dispozici minimálně následující údaje pro FRP výztuže:

- charakteristická pevnost v tahu FRP výztuže f_{tko} při mezním přetvoření ε_{tko} , určeno v souladu s normou ISO 10406-1;
- návrhová hodnota modulu pružnosti FRP výztuže E_{FR} , určeno v souladu s normou ISO 10406-1;
Tyto hodnoty projektantovi dodává a garantuje výrobce, resp. dovozce. Pro zkoušení FRP výztuží již vyšel EAD, viz [9], který se v mnohém odkazuje na [2].

Příloha R stanoví pravidla pro návrh prvků vyztužených vnitřní FRP výztuží v rámci následujících limitů deklarovaných vlastností stanovených v souladu s normou ISO 10406 nebo příslušnými produktovými normami:

- minimální poměr dlouhodobé (degradací ovlivněné) a krátkodobé pevnosti při zkoušce odolnosti vůči alkáliím bez napětí podle normy ISO 10406-1 nebo příslušných produktových norem musí být větší než 0,7;
- minimální hodnota dlouhodobé pevnosti betonu v soudržnosti s FRP výztuží $f_{bd,100a} = 1,5$ MPa.

¹ Není užito ani lehké, ani recyklované kamenivo.

Pro zajištění/ověření vlastností předpokládaných v návrhu konstrukce by měly být k dispozici následující vlastnosti FRP výztuže:

- průřezové rozměry a tolerance rozměrů;
- minimální charakteristická krátkodobá pevnost v tahu;
- minimální charakteristická dlouhodobá pevnost v tahu;
- modul pružnosti;
- dlouhodobá pevnost v soudržnosti $f_{bd,100a}$;
- přetvoření FRP smykové výztuže ε_{fwRd} při návrhové pevnosti v tahu smykové FRP výztuže f_{fwRd} ;
- teplota instalace;
- maximální teplota FRP výztuže po dobu návrhové životnosti konstrukce;
- minimální teplota FRP výztuže po dobu návrhové životnosti konstrukce;
- klasifikace expozice v souladu s tabulkou charakterizující třídy podmínek působení (viz tab. 6.1 [1]);
- požadavky na trvanlivost.

Návrh dle EN 1992-1-1 přílohy R je použitelný pro aplikace s maximální dlouhodobou teplotou 40 °C. Krátkodobě lze však připustit teploty až 65 °C, např. vlivem slunečního záření, hydratace nebo jiných účinků působících pouze po časově omezenou/krátkou dobu. Poznamenejme, že při námi provedených zkouškách betonových panelů vyztužených předpjatou, a zejména nepředpjatou FRP výztuží bylo dosaženo, při zatěžování teplotou dle normové požární křivky, požární odolnosti 60 až 90 min.

Pokud není výrobcem stanoveno přesněji, lze při výpočtech používat pro FRP výztuž následující údaje:

- průměrná hustota FRP
 - 2 000 kg/m³ pro GFRP výztuž;
 - a 1 650 kg/m³ pro CFRP výztuž.
- koeficient tepelné roztažnosti v podélném směru
 - jako $\alpha_{FRP,th} = 5 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ pro GFRP tyče;
 - a $\alpha_{FRP,th} = 0 \text{ K}^{-1}$ pro CFRP tyče.

Vzhledem k tomu, že krátkodobé a dlouhodobé vlastnosti FRP výztuže se významně liší, určí se dlouhodobá návrhová pevnost platná pro konstrukce s projektovanou životností 100 let $f_{tk,100a}$ buď přímo z dat/podkladů výrobce, anebo ji lze získat pomocí vzorce

$$f_{tk,100a} = C_t \cdot C_c \cdot C_e \cdot f_{tk0} \quad (1)$$

kde

f_{tk0} je charakteristická pevnost FRP výztuže při porušení tahem při krátkodobé zkoušce;

- C_t je faktor zohledňující teplotní vlivy. Platí $C_t = 1,0$ pro vnitřní a podzemní prostředí, $C_t = 0,8$ pro venkovní prvky, pokud nelze vyloučit ohřev slunečním zářením²;
- C_e je koeficient vyjadřující poměr pevnosti při trvalém zatížení a pevnosti při krátkodobém zatížení. Lze jej určit dle normy ISO 10406-1, kapitola 12. Platí $C_e = 0,35$ pro výztuž GFRP a 0,8 pro CFRP výztuž, pokud nejsou stanoveny přesnější hodnoty;
- C_e je koeficient vyjadřující poměr pevnosti zohledňující stárnutí výztuže a pevnosti bez zohlednění stárnutí. Lze jej určit zkouškami popsány v normě ISO 10406-1, kdy je výztuž vystavena teplotě 60 °C po dobu 3 000 hodin. Pokud nejsou stanoveny přesnější hodnoty lze uvažovat $C_e = 0,7$.

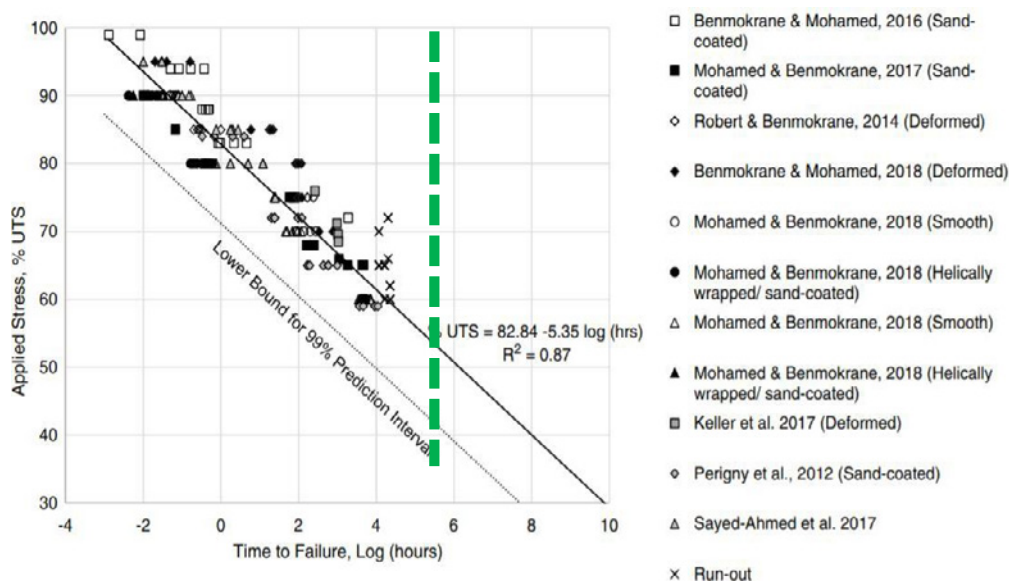
Návrhovou pevnost v tahu vnitřní FRP výztuže stanovíme dle vztahu

$$f_{td} = \frac{f_{tk,100a}}{\gamma_{FRP}} \quad (2)$$

kde

γ_{FRP} je součinitel spolehlivosti FRP výztuže, který se uvažuje pro

- trvalou a dočasnou návrhovou situaci $\gamma_{FRP} = 1,50$;
- $\gamma_{FRP} = 1,10$ pro mimořádnou návrhovou situaci
- a $\gamma_{FRP} = 1,00$ pro mezní stav použitelnosti.



Obr. 4 Závislost životnosti GFRP výztuže na hladině dlouhodobě působícího zatížení vyjádřená v hodinách (v log měřítku), 10^6 hodin = cca 114 let [9]

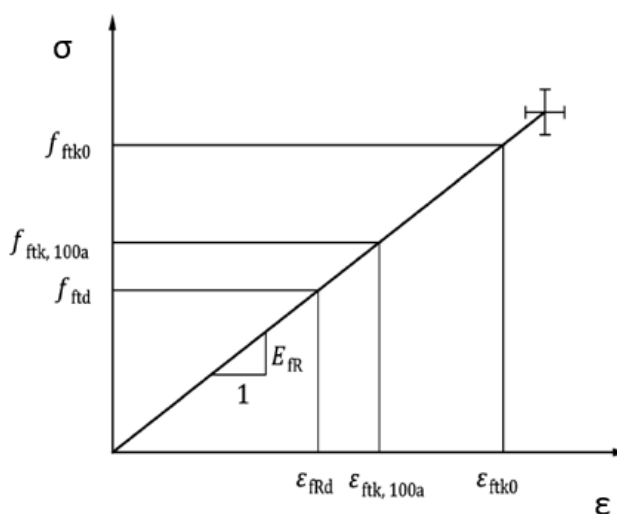
² Další pokyny pro odhad C_t lze nalézt v bulletinu fib 40.

6 ANALÝZA KONSTRUKCE

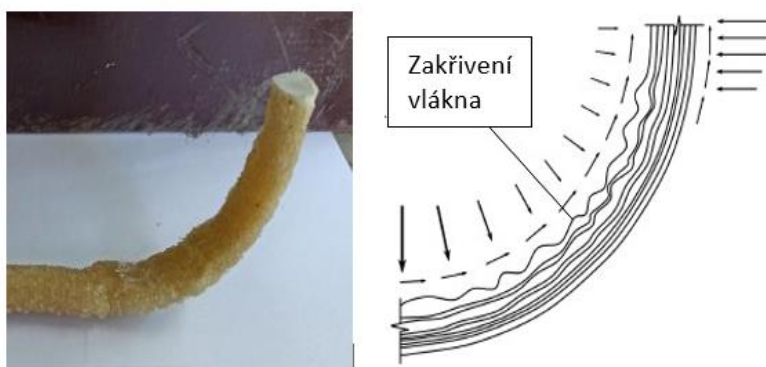
Analýza konstrukce má za cíl stanovit rozložení vnitřních sil, napětí, deformací a posunů v konstrukci nebo její části. Pro výpočet konstrukcí s vnitřní FRP výztuží lze využít lineárně elastické modely, případně nelineární modely se zohledněním lineárního chování výztuže s návrhovou pevností a odpovídající návrhovou deformací při přetržení – viz *Obr. 5*.

V případě zabudování zakřivených FRP prutů musí být zohledněn vliv jejich zakřivení na mechanické charakteristiky, *Obr. 6*.

Výpočet/návrh konstrukce pomocí modelů SaT (modely Strut and Tie) nelze v případě konstrukcí s vnitřní FRP výztuží použít.



Obr. 5 Pracovní diagram FRP výztuže dle [1]



Obr. 6 Změna geometrie vláken u ohýbané termosetické výztuže³ [4]

³ K podobným jevům, tj. k zakřivení vláken, dochází i u termoplastických výztuží.

7 KRYTÍ BETONU, TRVANLIVOST

Jmenovité krytí je definováno jako minimální krytí $c_{\min}$ zvětšené o odchylku Δc_{dev} (viz 6.5.3)

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (3)$$

Návrh [1] uvádí pro výpočet minimální tloušťky krycí vrstvy vztah

$$c_{\min} = \max \{c_{\min, \text{dur}} + \Sigma \Delta c; c_{\min, b}; 10 \text{ mm}\} \quad (4)$$

kde

$c_{\min, \text{dur}}$ je minimální krytí požadované pro stupně vlivu prostředí – pro konstrukce s FRP výztuží lze uvažovat $c_{\min, \text{dur}} = 0$;

$\Sigma \Delta c$ je součet možných navýšení či snížení krycí vrstvy v důsledku požadované životnosti, způsobu provedení aj. – pro konstrukce s vnitřní FRP výztuží lze většinou uvažovat $\Sigma \Delta c = 0$;

$c_{\min, b}$ je minimální krytí z důvodu soudržnosti. Pro FRP výztuž lze uvažovat $c_{\min, b} = 2\phi$, pokud nejsou k dispozici výsledky testů.

Minimální krytí pro vnitřní FRP výztuž průměru ϕ by se však mělo uvažovat

$$c_{\min} \geq \max \{1,5\phi; 10 \text{ mm}\} \quad (5)$$

Další vztahy pro stanovení tloušťky krycí vrstvy jsou podobné jako vztahy pro klasické kovové výztuže.

Při návrhu je nezbytné zabránit přímému kontaktu uhlíkových FRP výztužných tyčí s ocelovou výztuží.

8 MEZNÍ STAVY

8.1 Mezní stavy únosnosti (MSÚ)

Cílem tohoto příspěvku není detailně popsat rozdíly ve výpočtu prvků vyztužených kovovou a FRP výztuží. Budou uvedeny jen základní informace.

8.1.1 Namáhání ohybovým momentem, resp. ohybovým momentem a normálovou silou

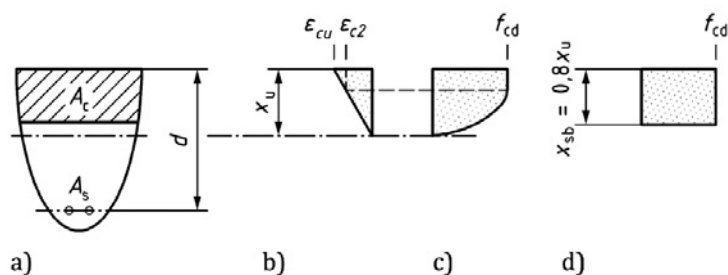
Předpoklady výpočtu průřezu namáhaného normálovou silou a ohybovým momentem se přechodem k nové verzi EC2 nemění, tj. předpokládá se:

- rovinné průřezy před deformací zůstávají rovinné i po deformaci, tj. lineární průběh přetvoření po výšce průřezu;
- dokonalá soudržnost betonu a vnitřní FRP výztuže, tj. přetvoření výztuže je shodné s přetvořením ji obklopujícího betonu;
- napětí v tažené části betonového průřezu se zanedbává;
- napětí v betonu v tlaku se stanoví z návrhových pracovních diagramů betonu – viz Obr. 7;

- napětí ve FRP výztuži se stanoví z návrhového pracovního diagramu výztuže – Obr. 5.

Mezní stav je dosažen, pokud alespoň v jednom z extrémně namáhaných materiálů v průřezu je dosaženo mezního poměrného přetvoření, tj.

- v tlačném betonu hodnoty ε_{cu} ;
- v tažené FRP výztuži ε_{fu} .



Obr. 7 Průběh přetvoření a napětí v tlačném betonu; b) poměrné přetvoření, c) parabolicko-
rektangulární rozložení napětí v tlačném betonu, d) náhradní rovnoměrné rozložení napětí
v tlačném betonu [1]

8.1.2 Smyk

Filozofie návrhu a posouzení prvků na smyk dle [1] opět zůstává stejná jako u první verze EC2. Rozlišujeme prvky bez smykové výztuže a prvky se smykovou výztuží.

Při stanovení vztahů, které jsou aplikovatelné pro prvky s vnitřní FRP výztuží, se vychází z předpokladu, že spolehlivý prvek navržený s FRP výztuží by měl mít stejnou odolnost jako prvek vyztužený kovovou výztuží⁴. Pokud označíme A_s (resp. A_f) plochu výztuže prvku s kovovou (resp. FRP) výztuží, pak pro spolehlivý návrh prvku s FRP výztuží, který bude odvozen z návrhu prvku s kovovou výztuží, by mělo platit, že síla přenášená kovovou výztuží F_s se rovná síle přenášené FRP výztuží F_f a přetvoření prvku s kovovou (resp. FRP) výztuží ε_s (resp. ε_f) by si měla být rovna.

Ze vztahu

$$F_s = A_s \sigma_s = A_s E_s \varepsilon_s = F_f = A_f \sigma_f = A_f E_f \varepsilon_f \quad (6)$$

plyne

$$A_s = A_f E_f / E_s,$$

$$\sigma_f / \sigma_s = A_s / A_f = E_f / E_s,$$

⁴ Tento předpoklad je (zatím) přijat vzhledem k tomu, že na rozdíl od betonových konstrukcí vyztužených vnitřní kovovou výztuží je pro konstrukce vyztužené vnitřní FRP výztuží k dispozici (zatím) daleko méně informací o jejich chování (tj. výsledků experimentů i chování reálných konstrukcí). Je však nutno upozornit, že na základě řady výsledků se jedná o velice konzervativní předpoklad.

$$I / \sigma_s = (E_f / E_s) (I / \sigma_f). \quad (7)$$

8.1.2.1 Smykové napětí od extrémního zatížení

Smykové napětí od extrémního zatížení určíme u prutových prvků, resp. u plošných prvků ze vztahu

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (8)$$

kde

V_{Ed} je návrhová smyková síla v posuzovaném průřezu prutového prvku;

b_w je šířka průřezu prutového prvku;

z je rameno vnitřních sil pro výpočet smykového napětí definované jako $z = 0,9d$; kde d je účinná výška průřezu.

8.1.2.1.1 Prvky vyztužené kovovou výztuží (podélnou) bez smykové výztuže

Prvky vyztužené kovovou výztuží (podélnou) bez smykové výztuže lze navrhovat v případě, že smykové napětí od extrémního zatížení τ_{Ed} je menší než smyková únosnost nevyztuženého betonu $\tau_{Rdc,min}$:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min} \quad (9)$$

V odst. 8.2.1 [1] je pro prvky bez smykové výztuže vyztužené klasickou betonářskou výztuží uveden vztah

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (10)$$

kde

γ_v je parciální součinitel pro návrh smyku podle tabulky 4.3 (NDP) nebo tabulek A.1 (NDP) a A.2 (NDP) [1]. Pro kovovou i FRP výztuž je $\gamma_v = 1,4$ pro kvazistálou a dočasnou návrhovou situaci;

f_{yd} je návrhová hodnota meze kluzu ohybové výztuže (zde jde o betonářskou výztuž);

d je efektivní výška průřezu (vzdálenost těžiště FRP výztuže od tlačného povrchu);

d_{dg} je parametr velikosti popisující drsnost zóny porušení, který závisí na typu betonu a na vlastnostech kameniva.

Pokud aplikujeme předchozí úvahu o stejné odolnosti prvků vyztužených kovovou a FRP výztuží a poslední ze vztahů (7) na (10), získáme vztah platný pro výpočet $\tau_{Rdc,min}$ pro prvky s podélnou FRP výztuží:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_v} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{tk0}} \cdot \frac{E_{FR}}{E_s} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (11)$$

8.1.2.2 Smyková výztuž nemusí být počítána (ale únosnost betonu ve smyku se počítá přesnějším způsobem)

Smyková výztuž nemusí být počítána, pokud

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} \quad (12)$$

kde pro kovovou výztuž platí

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (13)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}, \quad (14)$$

A_{sl} je efektivní plocha (kovové) tahové výztuže ve vzdálenosti d za uvažovaným průřezem (viz Obr. 8);

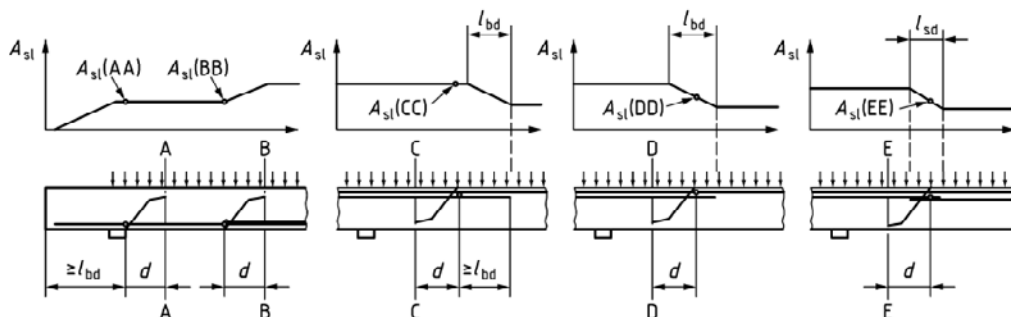
b_w je šířka průřezu prutového prvku dle Obr. 10.

Pro stanovení $\tau_{Rd,c}$ pro prvky vyztužené FRP výztuží vyjdeme ze vztahu (13); použijeme vztah (14), do kterého dosadíme za A_{sl} první ze vztahů (7), a získáme

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{E_{FR}}{E_s} \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (15)$$

kde

$\rho_l = \rho_f$ je stupeň vyztužení podélnou FRP výztuží dle vztahu (14), do kterého dosadíme místo A_{sl} průřezovou plochu podélné FRP výztuže A_{fl} .



Obr. 8 Definice plochy A_{sl} pro stanovení stupně vyztužení podélnou výztuží. Řezy A–A, C–C: zakotvenou a zkrácenou výztuž je možno započítat plně; řez B–B: zkrácenou výztuž nelze zohlednit; řezy D–D a E–E: zkrácenou nebo výztuž stykovanou přesahem lze zohlednit částečně

Pokud je průřez zatížen tahovou silou a pokud je výška tlačené oblasti menší než $0,1d$, tak vztah (14) nelze použít.

8.1.2.3 Návrh prvků se smykovou výztuží

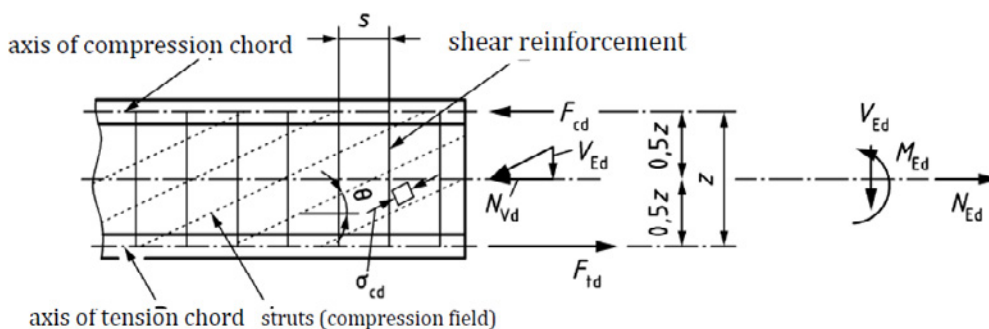
Pro prvky nesplňující podmínku (12) musí být únosnost smykové výztuže navržena/ověřena výpočtem, tj. musí být prokázáno splnění vztahu

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,f}, \quad (16)$$

kde

$\tau_{Rd,f}$ je smyková únosnost prvku se smykovou výztuží.

Návrh prvků se smykovou výztuží vychází z modelu, který je založen na teorii tlakových polí; vychází se z tlačené diagonály, která je od osy prvku skloněna o úhel θ – Obr. 9.



Obr. 9 Schéma pro výpočet smykové výztuže [1]

Celkovou smykovou únosnost $\tau_{Rd,f}$ lze určit jako součet únosnosti betonové vzpěry a únosnosti třmínek

$$\tau_{Rd,f} = \tau_{Rd,c} + \rho_w \cdot f_{fwRd} \cdot \cot \theta \leq 0,17 \cdot f_{cd}, \quad (17)$$

kde

$\tau_{Rd,c}$ je smyková únosnost betonu;

ρ_w je stupeň vyztužení smykovou výztuží

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad (18)$$

$$f_{fwRd} = f_{fwk,100a} / \gamma_{FRP} \leq \varepsilon_{fwRd} \cdot E_{fwR}; \quad (19)$$

$$\varepsilon_{fwRd} = 0,0023 + 1/15 \cdot E_{fR} \cdot A_{fl} \cdot (0,8 \cdot d)^2 \cdot 10^{-15} \leq 0,007; \quad (20)$$

b_w je minimální šířka průřezu uvažovaného pro výpočet smyku (šířka mezi tahovými a tlačeními pásy a neutrální osou) – viz Obr. 10⁵;

s vzdálenost smykové výztuže (měřeno ve směru osy prutu/prvku);

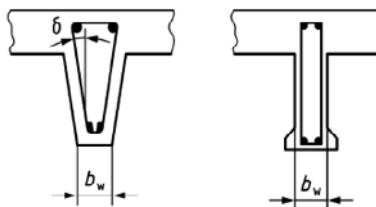
E_{fwR} modul pružnosti třmínkové FRP výztuže;

⁵ V případě proměnného průřezu lze jako b_w konzervativně uvažovat nejmenší šířku průřezu v oblasti mezi taženým pásem a neutrální osou.

A_{fl} je plocha tažené podélné FRP výztuže (v případě desek se uvažuje průřez šířky 1 m);

d je účinná výška průřezu.

Sklon tlačené diagonály je omezen hodnotou $\cot\theta = 0,8$.



Obr. 10 Definice b_w dle [1]

9 MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI (SLS, MSP)

Podobně jako EC2 G1 jsou definovány MSP v EC2 G2. U konstrukcí s vnitřní FRP výztuží se posuzuje

- omezení napětí a šířky trhlin (viz 9.2);
- velikost/omezení průhybu (viz 9.3);
- kontrola vibrací (viz 9.4).

S omezeními, která jsou definována v příloze R pro FRP výztuže a v příloze S [1].

Pro výpočty se používají lineárně pružné modely průřezu bez a s trhlinami. Princip výpočtu je stejný jako v předchozí verzi EC2; rozdíly jsou v součinitelích a v podrobnějších (mnohdy i komplikovanějších) vztazích definujících dílčí parametry.

Pro konstrukce s vnitřní FRP výztuží, na rozdíl od konstrukcí s kovovou výztuží, neplatí že

- není třeba omezovat jejich šířku v případě, že nenaruší funkčnost konstrukce,
- v případech, kdy šířka trhlin není kritická a limity šířky trhlin pro trvanlivost nejsou relevantní, lze ověření podle 9.2.2 a 9.2.3 vynechat a lze předpokládat, že kontrola trhlin je zajištěna vložením minimální výztuže podle 12.2.

Z toho plyne, že u konstrukcí s FRP výztuží je potřeba vždy provést výpočet šířky trhliny.

9.1 Omezení napětí a šířky trhlin

Omezení napětí a šířky trhlin z důvodu vzhledu a trvanlivosti pro konstrukce pouze s FRP výztuží uvádí příloha R – Tab. 2 a Tab. 3; v případě kombinované výztuže platí tabulky 9.1 a 9.2 (NDP).

Tab. 2 Požadavky na omezení napětí a šířku trhlin z důvodu vzhledu konstrukce [1]

Verification	Calculation of minimum reinforcement according to 9.2.2	Verification of crack width according to 9.2.3	Verification of reinforcement stresses to avoid failure at SLS
Combination of actions for calculating σ_t	Cracking forces according to 9.2.2	Quasi-permanent combination of actions	Characteristic combination of actions
Limiting value of crack width $w_{lim,cal}$ or stress σ_t	$\sigma_t \leq f_{td}$	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$ $\sigma_t \leq f_{td}$	$\sigma_t \leq 0,8f_{td}$

Tab. 3 Požadavky na omezení napětí a šířku trhlin z důvodu trvanlivosti [1]

Exposure Class	Combination of actions	
	quasi-permanent	characteristic
XC, XF, XD	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}^c$	$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^{a,b}$
^a No limitation in serviceability conditions is necessary for stresses under bearings, partially loaded areas and plates of headed bars. ^b The compressive stress σ_c may be increased to $0,66f_{ck}$ if the cover is increased by 10 mm or confinement by transverse reinforcement is provided. ^c In absence of appearance conditions, fasteners, punctual wheel pressure, lap splice or freeze thaw this limit may be relaxed to values up to 0,7 mm.		

Limitní šířka trhliny pro konstrukce s vnitřní FRP výztuží, pokud

- je požadováno splnění kritéria vzhledu i trvanlivosti, je $w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$,
- se nepožaduje splnění podmínky vzhledu (tj. je požadováno pouze splnění kritéria trvanlivosti), je $w_{lim,cal} = 0,7 \text{ mm}$.

Pokud tlaková napětí od kvazistálé kombinace účinků přesáhnou $0,40 f_{cm}$, měla by pro výpočet účinků dotvarování být použita nelineární teorie.

9.2 Minimální plocha výztuže

Při stanovení minimální plochy výztuže, která je potřeba, aby se zabránilo meznímu porušení, se u prvků s kovovou výztuží stanoví minimální plocha výztuže za předpokladu, že tahovou sílu v betonu, která v průřezu působí před vznikem trhliny, musí přenést betonářská výztuž, ve které se předpokládá napětí na mezi kluzu.

I pro prvky vyztužené FRP výztuží platí obdobný předpoklad, takže při

a) namáhání prostým ohybem

$$A_{f,min,wl} \geq \frac{0,2k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{td}} \quad (21)$$

b) namáhání prostým tahem

$$A_{f,min,w1} = A_{f,min,w2} \geq \frac{0,5k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{td}} \quad (22)$$

c) namáhání normálovou silou N_{Ed} a ohybovým momentem M_{Ed}

$$A_{s,min,w1} \begin{cases} \geq \frac{0,3N_{Ed} + 0,2k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{td}} \\ \geq 0 \\ \leq \frac{0,5k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{td}} \end{cases}$$

$$A_{s,min,w2} = \frac{N_{Ed}}{f_{td}} - A_{s,min,w1} \begin{cases} \leq A_{s,mi} \\ \geq 0 \end{cases} \quad (23)$$

kde

A_c je plocha uvažované části průřezu (stojiny nebo příruby);

$A_{f,min,w1}$ je minimální plocha výztužné oceli, která má být umístěna na nejvíce napjaté ploše uvažované části průřezu pro kontrolu vzniku trhlin;

$A_{f,min,w2}$ je minimální plocha výztužné oceli, která má být umístěna na nejméně napjaté ploše uvažované části průřezu pro kontrolu vzniku trhlin;

N_{Ed} je návrhová osová síla v mezním stavu použitelnosti působící na uvažovanou část průřezu (kladná tahová síla);

k_h je koeficient, který zohledňuje vliv nerovnoměrných rovnovážných napětí, která vedou ke snížení pevnosti v tahu, který lze uvažovat jako

$$k_h = 0,8 - 0,6(\min\{b; h\} - 0,3) \begin{cases} \leq 0,8 \\ \geq 0,5 \end{cases} \quad (24)$$

h a b [m] jsou rozměry uvažované části průřezu.

$f_{ct,eff}$ je průměrná hodnota pevnosti v tahu betonu platná v okamžiku, kdy lze očekávat první výskyt trhlin.

9.3 Kontrola šířky trhlin výpočtem

Jak již bylo uvedeno, u konstrukcí s FRP výztuží je nutno vždy počítat a posuzovat šířku trhliny $w_{k,cal}$. Konstrukce vyhovuje z hlediska šířky trhlin, pokud

$$w_{lim,cal} \geq w_{k,cal} \quad (25)$$

Fyzikální princip výpočtu šířky trhlin je i v druhé generaci normy [1] zachován. Šířka trhlin se vypočítá u konstrukcí s kovovou výztuží dle vztahu

$$w_{k,cal} = k_w \cdot k_{1/r} \cdot s_{r,m,cal} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (26)$$

kde

- k_w je součinitel převádějící střední šířku trhliny na vypočítanou šířku trhliny⁶;
- $k_{l/r}$ je koeficient zohledňující zvětšení šířky trhliny v důsledku zakřivení;
- $s_{r,m,cal}$ je výpočtová průměrná vzdálenost trhlín v případě, že byl dokončen proces zahušťování sítě trhlín na prvku (nové trhliny již v prvku nevznikají; pouze se prohlubují a rozšiřují trhliny stávající), nebo pokud se nevytvořily všechny trhliny (tj. proces zahuštění sítě trhlín na prvku nebyl ještě dokončen) – délka, na které dochází k prokluzu mezi betonem a výztuží v trhlíně;
- ε_{sm} , resp. ε_{cm} , je průměrné přetvoření ve výztuži, resp. v betonu přiléhajícím k výztuži, nejbližší k nejvíce napjatému povrchu betonu při relevantní kombinaci zatížení, včetně vlivu vnucených deformací a s přihlédnutím k účinkům tahového zpevnění.

Rozdíl poměrných přetvoření u konstrukcí s kovovou výztuží $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ lze vypočítat podle vzorce

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq (1 - k_t) \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (27)$$

kde

- σ_s je napětí v tahové výztuži nejbližší k povrchu taženého betonu za předpokladu trhlínami porušeného průřezu. Pro prvek vystavený působení vynucené deformace, který má deformaci omezenou na jeho koncích, lze napětí ve výztuži odvodit ze sil působících na průřez. U prvků se soudržnou předpínací výztuží lze σ_s nahradit $\Delta\sigma_p$, tj. změnou základního napětí předpínací výztuže;

- α_e je poměr E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1 A_p}{A_{c,eff}} \quad (28)$$

A_s a A_p je plocha nepředpjatá a předpjatá výztuže, umístěná v efektivní ploše $A_{c,eff}$. Způsoby určení efektivní tažené plochy $A_{c,eff}$ jsou definovány na *obr. 11*;

- k_t je koeficient závislý na délce a povaze zatížení:

$k_t = 0,6$ pro krátkodobé zatížení nebo okamžité zatížení,

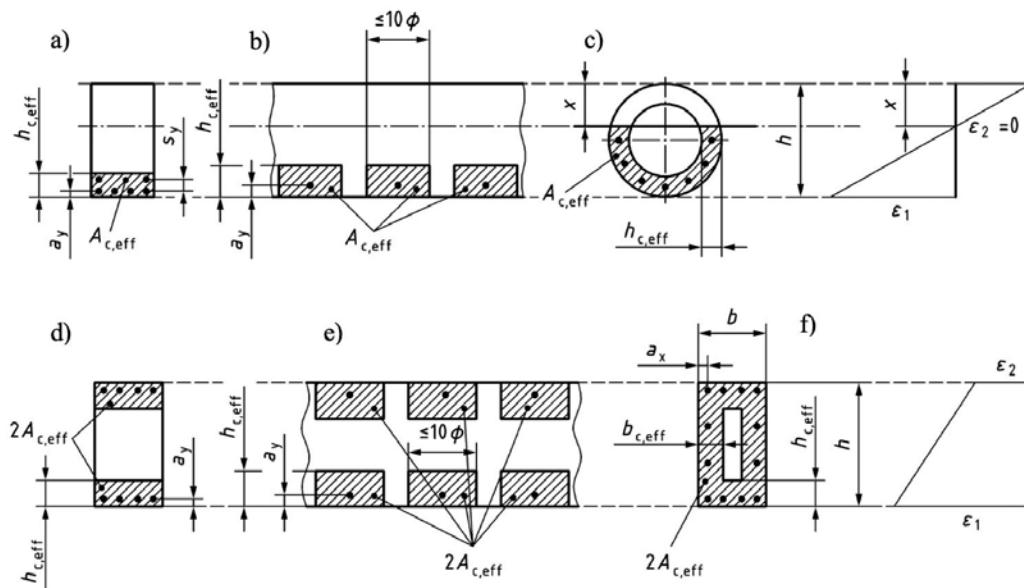
$k_t = 0,4$ pro dlouhodobé zatížení ve fázi tvorby trhlín⁸; nebo pro opakované zatížení ve fázi tvorby trhlín; nebo pro dlouhodobé zatížení ve fázi dokončeného vzniku trhlín⁹; nebo pro opakované zatížení ve fázi stabilizovaného vzniku trhlín.

⁶ Pokud národní příloha (NA) neuvádí jinou hodnotu, je $k_w = 1,7$.

⁷ Další podrobnosti, definice jednotlivých symbolů na *Obr. 11* jsou v [1].

⁸ Rozvoj trhlín v prvku není ukončen; vznikají nové trhliny.

⁹ Rozvoj trhlín je ukončen, nové trhliny nevznikají, pouze se stávající prohlubují a rozšiřují.



Obr. 11 Efektivní tažená plocha betonu $A_{c,eff}$. Legenda: a) až c) dominantní ohybové namáhání (část průřezu tlačená, část tažená); d) až f) dominantní namáhání normálovou silou (celý průřez tažený); a) výztuž v tažené oblasti, skupina prutů; b) „řádká“ výztuž v tažené oblasti, samostatné pruty; c) kruhový průřez; d) výztuž umístěna u horního a dolního okraje průřezu; e) „řádká“ výztuž v tažené oblasti, samostatné pruty; f) pruty umístěny po celém obvodu průřezu

Průměrnou vzdálenost trhlin (po dokončení jejich rozvoje) $s_{r,m,cal}$ lze vypočítat jako

$$s_{r,m,cal} = 1,5 \cdot c + \frac{k_{fl} \cdot k_b}{7,2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \leq \frac{1,3}{k_w} (h - x) \quad (29)$$

kde

$k_{fl}, k_{fl,simpl}$ jsou součinitele zohledňující způsob převažujícího zatížení průřezu (dominantní je buď namáhání normálovou silou, nebo ohybovým momentem);

k_b je součinitel charakterizující soudržnost výztuže s betonem; $k_b = 1,2$ pro špatné podmínky, $k_b = 0,9$ pro dobré podmínky;

ϕ je průměr výztuže, resp. ekvivalentní průměr výztuže;

c je tloušťka krycí vrstvy.

Pro výpočet šířky trhliny konstrukcí s FRP výztuží se opět vychází z konceptu stejného přetvoření a stejných sil ve FRP a kovové výztuži, který byl popsán v úvodu odst. 8.1.2 – vztahy (6). Získáme

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_t - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_{fR}} \geq (1 - k_t) \cdot \frac{\sigma_f}{E_{fR}} \quad (30)$$

kde

$$\alpha_e = E_{fR} / E_{cm}; \quad (31)$$

$$\rho_{p,eff} = A_f / A_{c,eff} \quad (32)$$

se dosadí i do (29).

10 VÝPOČET PRŮHYBU

Zatímco u konstrukcí s kovovou výztuží lze průhyby posuzovat/prokázat

- zjednodušeným posouzením/ověřením pomocí ohybové štíhlosti, viz 9.3.2;
- nebo zjednodušeným výpočtem průhybu, viz 9.3.3;
- anebo (obecně) podrobnějším výpočtem průhybu, viz 9.3.4;

tak u konstrukcí s FRP smíme použít pouze poslední metodu, tedy podrobnější ověření výpočtem.

Zatížení uvažovaná ve výpočtu uvádí EN 1990.

Princip výpočtu je podobný principu výpočtu ve stávající platné normě. Zohledňuje se vznik trhlin a tuhost odpovídající – v případě, že vzniknou trhliny – potřhanému průřezu.

Poměrné přetvoření, napětí, poddajnost, resp. jiná veličina α_s , závislá na tom, zda v prvku vzniknou, či nevzniknou trhliny, se stanoví dle vztahu

$$\alpha_s = (1 - \zeta)\alpha_I + \zeta\alpha_{II} \quad (33)$$

kde

α_I, α_{II} jsou hodnoty dané veličiny vypočítané pro trhlínami neporušený průřez a za předpokladu trhlínami plně porušeného průřezu;

ζ je rozdělovací koeficient zohledňující spolupůsobení taženého betonu mezi trhlínami

$$\zeta = 1 - \beta_t \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \geq 0 \quad (34)$$

resp.

$$\zeta = 1 - \beta_t \left(\frac{\sigma_{sf}}{\sigma_f} \right)^2 \geq 0 \quad (35)$$

$\zeta = 0$ pro průřezy bez trhlín;

β_t je koeficient zohledňující vliv doby trvání zatížení nebo opakovaného zatížení na průměrné napětí; může být uvažován rovný: $\beta_t = 1,0$ pro jednorázové krátkodobé zatížení, $\beta_t = 0,5$ pro trvalé zatížení nebo mnoho cyklů opakovaného zatížení;

$\sigma_s (\sigma_f)$ je napětí v tažené kovové (FRP) výztuži stanovené pro průřez s trhlínou;

$\sigma_{sr} (\sigma_{sf})$ je napětí v tažené kovové (FRP) výztuži stanovené ze zatížení na mezi vzniku trhlín.

Pozn.: σ_{sf}/σ_s , resp. σ_{fr}/σ_f lze nahradit M_{cr}/M pro prostý ohyb nebo N_{cr}/N pro prostý tah, kde M_{cr} je moment na mezi vzniku trhlin a N_{cr} je osová síla na mezi vzniku trhlin.

Pro výpočet průhybů u konstrukcí namáhaných převážně ohybem lze hodnotu $f_{ct,eff}$ uvažovat jako $f_{ctm,fl}$,

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (36)$$

za předpokladu, že výpočet minimální plochy výztuže v odst. 9.2 pro kontrolu trhlin používá stejnou hodnotu; h se dosazuje v [mm].

Pro výpočet napětí a průhybů lze pro zjednodušené stanovení dlouhodobých účinků použít efektivní modul pružnosti $E_{c,eff}$.

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 \cdot E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (37)$$

11 PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek vznikl za podpory mezinárodního projektu TOP – Crete M-ERA.NET Call 2022, který je financován v rámci Národního plánu obnovy z Evropského nástroje pro oživení a odolnost a je kofinancován TAČR (projekt TH82020005 a projekt TAČR v soutěži DOPRAVA 2030 CL02000171).

12 LITERATURA

- [1] FprEN 1992-1-1:2023 (E).
- [2] ISO 10406-1.
- [3] Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal-Vote-Draft): Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
- [4] F. Girgle: Krátkodobé a dlouhodobé fyzikální a mechanické vlastnosti vnitřní FRP výztuže při aplikaci v betonových konstrukcích. Navrhování betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží. ČBS akademie, Brno březen 2025.
- [5] M. Zlámal, Ď. Čairovič: Chování FRP výztuže exponované vysokým teplotám a požárnímu namáhání. Navrhování betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží. ČBS akademie, Brno březen 2025.
- [6] V. Borzovič: Návrh betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží v souladu s EN normami –1. část: Základní předpoklady návrhu, návrh na ohyb. Navrhování betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží. ČBS akademie, Brno březen 2025.
- [7] K. Gajdošová: Návrh betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží v souladu s EN normami –2. část: návrh na smyk, konstrukční zásady. Navrhování betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží. ČBS akademie, Brno březen 2025.

- [8] P. Štěpánek, F. Girgle: Mezní stav použitelnosti Vhodné aplikační oblasti, příklady realizací, další vývoj a návrhové nejistoty. Navrhování betonových konstrukcí s vnitřní FRP výztuží. ČBS akademie, Brno březen 2025.
- [9] Benmokrane, B., Brown, V., Mohamed, K., Nanni, A., Rossini, M., Shield, C.: Creep-Rupture Limit for GFRP Bars Subjected to Sustained Loads; 2019.
- [10] EAD 260023-00-301 Carbon, glass, bazalts and aramid fibre reinforced polymer bars as reinforcement of structural elements (2019), byl schválen až 2024.

STYČNÍK STĚNA – STROP TEORIE A PRAXE

Ing. Zuzana Hejlová
HELUZ

Statika staveb 2025 Plzeň 10 - 11. září 2025

Styčník stěna - strop teorie a praxe

Ing. Zuzana Hejlová, HELUZ

19.09.2025



HELUZ cihlářský průmysl a.s. = kompletní stavební systém

SMYSLUPLNÝ CELEK
Když do sebe vše zapadá

KOMPLETNÍ STAVEBNÍ SYSTÉM
Nový dům je dílna, ale některé věci si můžete zjednodušit. S cihelným systémem HELUZ postavíte celou hrubou stavbu. Nic navíc nesháníte, nic navíc neřešíte. Vše do sebe perfektně zapadá.

Výrobky



Kvalitní projektová dokumentace

- Dokumentace pro povolení stavby
- **Prováděcí dokumentace** (vyhláška č.131/2024 Sb. **dořešené detaily, položkový rozpočet, výkazy,...**)

2

Navrhování zděných konstrukcí (Eurokód 6)

ČSN EN 1996 - 1 - 1 (G2)

ČESKÁ TECHNICKÁ NORMA
ICS 91.010.30; 91.080.30

Březen 2023

Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí –
Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené
a nevyztužené zděné konstrukce

ČSN
EN 1996-1-1

73 1101

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody (G1)

ČESKÁ TECHNICKÁ NORMA
ICS 91.010.30; 91.080.30

Listopad 2007

Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí –
Část 3: Zjednodušené metody výpočtu
nevyztužených zděných konstrukcí

ČSN
EN 1996-3

73 1101

probíhá připomínkové řízení 2G



19.09.2025

3

Navrhování zděných konstrukcí - statické posouzení

Návrhová únosnost stěny zatížené převážně svislým zatížením

$$N_{Rd} \geq N_{Ed}$$

$$N_{Rd} = t \cdot f_d \cdot \phi_i$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi_i$$

$$A = t \cdot b$$

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$\phi_i$$

zatěžovaná plocha (mm²)

návrhová pevnost zdiva v tlaku (MPa = N/mm²)

zmenšující součinitel zahrnující vliv :

- výstřednosti (excentricity) tlakové síly $e_f = M_d / N_d$
- štíhlosti stěny
- dotvarování

$$\phi_{i=1,2} = 1 - 2 (e_i / t)$$

$$e_i = M_{id} / N_{id} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t$$

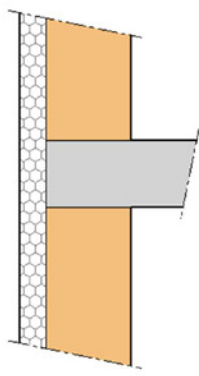


19.09.2025

4

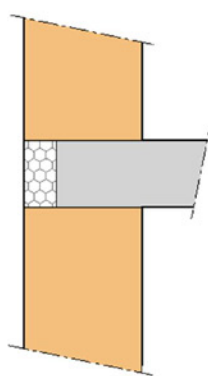
Základní typy styčníků stěna - strop

Stěna sendvičová
s ETICS

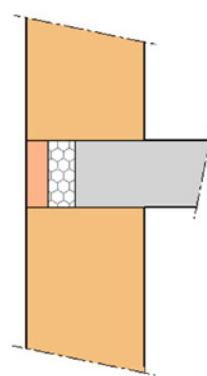


**Celoplošné
uložení stropu**

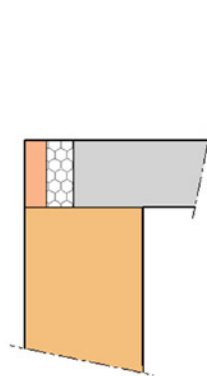
Stěna jednovrstvá



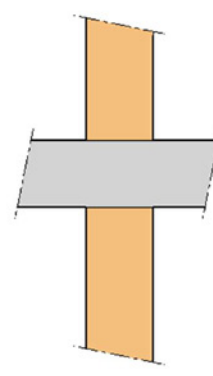
**S tepelnou
izolací (sokl)**



**S věncovkou
u vnějšího líce**



Atikový



**Vnitřní
(celoplošné)**

5

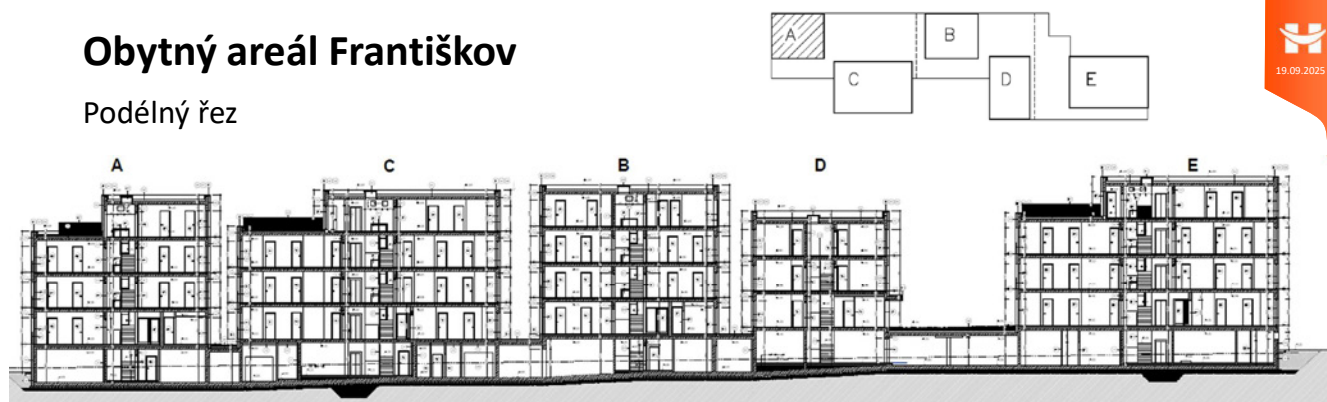
Obytný areál Františkov



6

Obytný areál Františkov

Podélný řez

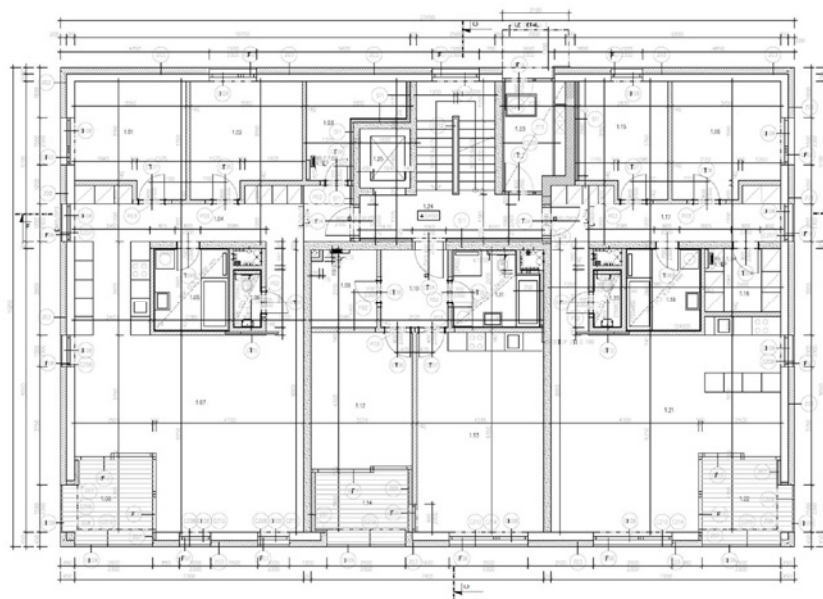


Pohled

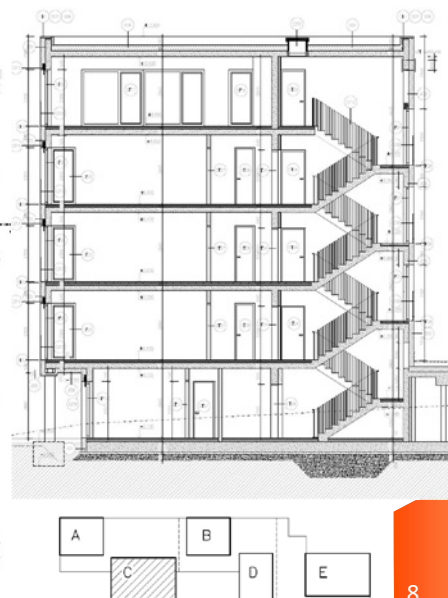


Obytný areál Františkov

Půdorys 1.NP – Objekt C



Řez C-C



Obytný areál Františkov

Stanovení zatížení - na 1 bm a pro meziokenní pilíř šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,5 m



19.09.2025

VÝPOČET ZATÍŽENÍ NA OBVODOVOU STĚNU tl. 250 mm HELUZ UNI 25 broušená (P12,5)

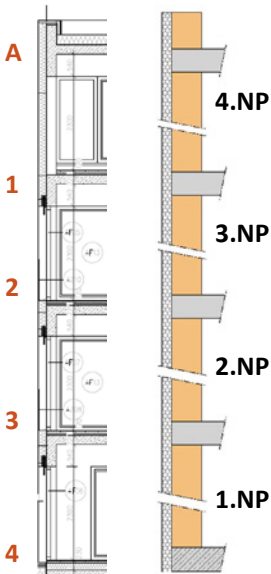
délka stěny (pilíře) uvažovaná = 1,00 m	zatl. obvod. stěna na 1 bm stěny => (4,8/2 + 0,25) = 2,53 m (pro zatížení od stropů)					
	Charakteristické zatížení [kN/m²]	souč. B	Náhradné zatížení [kN/m²]	zatl. obvod. stěna [m]	Náhradné zatížení [kN/m]	Charakteristické zatížení [kN/m]
zatížení od střešy = strop nad 4.NP						
atika ležetozetonná	7,50	1,35	10,13	0,75	7,59	5,63
střeš. = strop nad 4.NP - vlastní tíha žib. deska tl. 220 mm	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79	13,92
střeš. = strop nad 4.NP - ostatní stálé zatížení	1,00	1,35	1,35	2,53	3,42	2,53
střeš. = strop nad 4.NP - nahodil. - sniž. - návěj	1,00	1,50	1,50	2,53	3,80	2,53
Normálová síla v "hlavě" stěny 4.NP na 1 bm : NED1=	na 1 bm zdíva =				33,59	24,60 kN/m
zatížení vlastní tíhou zdíva 4.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53	7,80 kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 4.NP na 1 bm : NED2=	na 1 bm zdíva =				44,12	32,40 kN/m
Normálová síla v "patě" pilíře 4.NP se zahrnutím vlivu otvorů :	v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,75 m : NED1=				33,59	52,9 kN
Normálová síla od střešy na pilíř š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54	8,55 kN
Vlastní tíha zdíva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =				83,76	61,44 kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=						
zatížení z horního patra (od střešy a vlastní tíhy zdíva 4.NP)					44,12	32,40 kN/m
zatížení ze stropu nad 3.NP						
strop nad 3.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79	13,92
strop nad 3.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83	5,06
strop nad 3.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 4.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00	0,00
strop nad 3.NP - nahodil. - užitné - byt	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69	3,80
zatížení ze stropu nad 3.NP celkem					31,31	22,77
Normálová síla v "hlavě" stěny 3.NP na 1 bm : NED1=	na 1 bm zdíva =				75,43	55,17 kN/m
zatížení vlastní tíhou zdíva 3.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53	7,80 kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 3.NP na 1 bm : NED2=	na 1 bm zdíva =				85,96	62,97 kN/m
Normálová síla v "patě" pilíře 3.NP se zahrnutím vlivu otvorů :	v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,75 m : NED1=				75,43	83,76 kN
Normálová síla z horního patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54	61,4 kN
Vlastní tíha zdíva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =				162,61	118,94 kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=						
zatížení z horního patra (od střešy, stropu nad 3.NP a vlastní tíhy zdíva 4.NP a 3.NP)					85,96	62,97 kN/m
zatížení ze stropu nad 2.NP						
strop nad 2.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79	13,92
strop nad 2.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83	5,06
strop nad 2.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 3.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00	0,00
strop nad 2.NP - nahodil. - užitné - byt	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69	3,80
zatížení ze stropu nad 2.NP celkem					31,31	22,77
Normálová síla v "hlavě" stěny 2.NP na 1 bm : NED1=	na 1 bm zdíva =				117,27	85,96 kN/m
zatížení vlastní tíhou zdíva 2.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53	7,80 kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 2.NP na 1 bm : NED2=	na 1 bm zdíva =				127,80	93,54 kN/m
Normálová síla v "patě" pilíře 2.NP se zahrnutím vlivu otvorů :	v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,75 m : NED1=				117,27	127,80 kN
Normálová síla z horního patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54	8,55 kN
Vlastní tíha zdíva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =				241,46	181,80 kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=						
zatížení z horního patra (od střešy, stropu nad 3.NP a 2.NP a vlastní tíhy zdíva 4.NP a 3.NP)					127,80	93,54 kN/m
zatížení ze stropu nad 1.NP						
strop nad 1.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79	13,92
strop nad 1.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83	5,06
strop nad 1.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 2.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00	0,00
strop nad 1.NP - nahodil. - užitné - byt	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69	3,80
zatížení ze stropu nad 1.NP celkem					31,31	22,77
Normálová síla v "hlavě" stěny 1.NP na 1 bm : NED1=	na 1 bm zdíva =				159,11	117,27 kN/m
zatížení vlastní tíhou zdíva 1.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53	7,80 kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 1.NP na 1 bm : NED2=	na 1 bm zdíva =				169,64	127,80 kN/m
Normálová síla v "patě" pilíře 1.NP se zahrnutím vlivu otvorů :	v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,75 m : NED1=				159,11	169,64 kN
Normálová síla z horního patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54	8,55 kN
Vlastní tíha zdíva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =				283,10	212,36 kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=						
zatížení z horního patra (od střešy, stropu nad 3.NP a 2.NP a vlastní tíhy zdíva 4.NP, 3.NP a 2.NP)					169,64	127,80 kN/m
zatížení ze stropu nad 0.NP						
strop nad 0.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79	13,92
strop nad 0.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83	5,06
strop nad 0.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 1.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00	0,00
strop nad 0.NP - nahodil. - užitné - byt	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69	3,80
zatížení ze stropu nad 0.NP celkem					31,31	22,77
Normálová síla v "hlavě" stěny 0.NP na 1 bm : NED1=	na 1 bm zdíva =				159,11	117,27 kN/m
zatížení vlastní tíhou zdíva 0.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53	7,80 kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 0.NP na 1 bm : NED2=	na 1 bm zdíva =				169,64	127,80 kN/m
Normálová síla v "patě" pilíře 0.NP se zahrnutím vlivu otvorů :	v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,75 m : NED1=				159,11	169,64 kN
Normálová síla z horního patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54	8,55 kN
Vlastní tíha zdíva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =				283,10	212,36 kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=						
zatížení z horního patra (od střešy, stropu nad 3.NP a 2.NP a vlastní tíhy zdíva 4.NP, 3.NP a 2.NP)					169,64	127,80 kN/m

zatížení z horních patra (od střešy, stropu nad 3.NP a vlastní tíhy zdva 4.NP a 3.NP)					85,96	kN/m	62,97	kN/m
zatížení ze stropu nad 2.NP								
strop nad 2.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79		13,92	
strop nad 2.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83		5,06	
strop nad 2.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 3.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00		0,00	
strop nad 2.NP - nahodil.-užitné	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69		3,80	
zatížení ze stropu nad 2.NP celkem					31,31		22,77	
Normálová síla v "hlavě" stěny 2.NP na 1 bm : NED1=				na 1 bm zdva =	117,27	kN/m	86,74	kN/m
zatížení vlastní tíhou zdva 2.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53		7,80	
Normálová síla v "patě" stěny 2.NP na 1 bm : NED2=				na 1 bm zdva =	127,80	kN/m	93,54	kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 2.NP se zahrnutím vlivu otvorů :				v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,5 m				
Normálová síla z horních patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=					162,61	kN	118,9	kN
Normálová síla ze stropu 2.NP na pilíři š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=				31,3	2,15	67,31	49,0	kN
Vlastní tíha zdva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54		8,55	kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=				pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =	241,46		176,44	
zatížení z horních patra (od střešy, stropu nad 3.NP a 2.NP a tíhy zdva 4.NP, 3.NP a 2.NP)								
					127,80	kN/m	93,54	kN/m
zatížení ze stropu nad 1.NP								
strop nad 1.NP - vlastní tíha	5,50	1,35	7,43	2,53	18,79		13,92	
strop nad 1.NP - ostatní stálé zatížení - podlaha	2,00	1,35	2,70	2,53	6,83		5,06	
strop nad 1.NP - ostatní stálé zatížení - příčky 2.NP	0,00	1,35	0,00	2,53	0,00		0,00	
strop nad 1.NP - nahodil.-užitné	1,50	1,50	2,25	2,53	5,69		3,80	
zatížení ze stropu nad 1.NP celkem					31,31		22,77	
Normálová síla v "hlavě" stěny 1.NP na 1 bm : NED1=				na 1 bm zdva =	159,11	kN/m	116,31	kN/m
zatížení vlastní tíhou zdva 1.NP na 1 bm	2,60	1,35	3,51	3,00	10,53		7,80	
Normálová síla v "patě" stěny 1.NP na 1 bm : NED2=				na 1 bm zdva =	169,64	kN/m	124,11	kN/m
Normálová síla v "patě" stěny 1.NP se zahrnutím vlivu otvorů :				v pilíři šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,5 m				
Normálová síla z horních patra z pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=					176,4	kN	126,4	kN
Normálová síla ze stropu 1.NP na pilíři š. 0,75 se ZS 2,15 m : NED1=				31,3	2,15	67,31	49,0	kN
Vlastní tíha zdva pilíře š. 0,75 se ZS 2,15 m s otvory	2,60	1,35	3,51	3,00	11,54		8,55	kN
Normálová síla v "patě" pilíře š. 0,75 m : NED2=				pro pilíř šířky 0,75 m a ZS 2,15 m =	331,90		233,95	

Moment od vlnivého náhradného zatížení v hlavě stěny
a) uvažováno podle doporučení ČSN EN 1992-1-1 jako hodnota 15 % ohybového momentu v poli
 $l_s = 4,80$ m $q_k = 12,38$ kN/m²
 $M_{Ed1} = 0,15 \times 1/8 \times q_k \times l_s \times L = 0,15 \times 1/8 \times 12,38 \times 1,05 \times 4,8 \times 1,05 \times 4,8 = 5,90$ kNm
b) ohybový moment za předpokladu, že reakce od stropní desky působí v 1/3 délky uložení (trojúhelníkové rozl. napětí)
délka uložení $u = 250$ mm $e_d = 250/2 - 250/3 = 42$ mm
tloušťka stěny $t = 250$ mm

Obytný areál Františkov

Posouzení obvodové stěny – velmi zjednodušený model (bez vlivu roznášení zatížení, bez vlivu tuhosti styčníků)



Stěna z cihel HELUZ UNI 25 broušená vyzdéná na maltu pro celoplošnou tenkou spáru

Označení styčnicku	posuzovaná stěna	na 1 bm stěny					meziokenní pilíř šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,5 m			
		N _d [kN/m]	e [mm]	M _d [kNm]	N _{Rd} [kN]	% využití	N _d [kN]	e [mm]	N _{Rd} [kN]	% využití
A		7,6	0	0,0			-	-		
	4.NP	33,6	42	1,4	349,6	9,6	83,8	42	262,2	31,9
1		44,1	42	1,9	349,6	12,6	95,3	42	262,2	36,3
2	3.NP	75,4	42	3,2	349,6	21,6	162,6	42	262,2	62,0
		86,0	42	3,6	349,6	24,6	174,2	42	262,2	66,4
3	2.NP	117,3	42	4,9	349,6	33,5	241,5	42	262,2	92,1
		127,8	42	5,4	349,6	36,6	253,0	42	262,2	96,5
4	1.NP	159,1	42	6,7	349,6	45,5	320,3	42	262,2	122,2
		169,6	42	7,1	349,6	48,5	331,9	42	262,2	126,6

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly



Zjednodušená metoda výpočtu výstřednosti zatížení stěn

C.1 Použití této informativní přílohy

(1) Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k postupu uvedenému v 7.5.1.1 pro výpočet účinků mimostředného zatížení ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny.

POZNÁMKA Národní volba použití této informativní přílohy je uvedena v Národní příloze. Pokud Národní příloha neobsahuje informace o použití této informační přílohy, může být tato použita.

C.2 Předmět a rozsah použití

(1) Tato informativní příloha specifikuje metody výpočtu účinků mimostředného zatížení ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny ve styku strop – stěna (lokální analýza) v různých situacích, ale nepoužívá se pro globální statickou analýzu budovy.

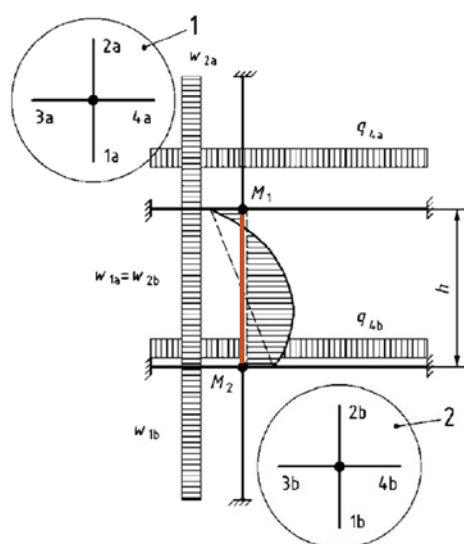
C.3 Výstřednost u železobetonových stropů

(1) Při výpočtu výstřednosti zatížení stěny podpírající železobetonové stropy smí být styk mezi stěnou a stropem vyšetřován zjednodušeně, s uvažováním průřezů bez trhlin a zavedením předpokladu pružného chování materiálů.

(2) Je přípustné použít výpočet celé rámové konstrukce nebo jen výpočet jednotlivého styku. Získané výsledky jsou platné jen pro výpočet jednotlivého styku a globální účinky smí být uváženy dodatečně.

13

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly



Moment M_1 se stanoví ve styčnicku a (hlava stěny), moment M_2 ve styčnicku b (pata stěny).

Uvažují se jen ty pruty, které skutečně existují

Legenda

- 1) styčník a
- 2) styčník b

Obrázek C.1 – Zjednodušené schéma rámu

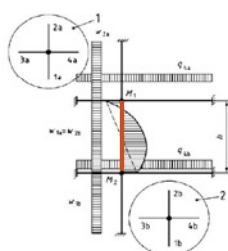
14

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly

Dokonalé (tuhé) vetknutí

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.1)$$

$$M_2 = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.2)$$



Obrázek C.1 – Zjednodušené schéma rámu

+ redukce částečného vetknutí

součinitel η lze stanovit experimentálně nebo vypočítat ze vztahu:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2$$

Obytný areál Františkov – atikový styčník

Posouzení obvodové stěny – porovnání výsledků

Stěna z cihel HELUZ UNI 25 broušená vyzděná na maltu pro celoplošnou tenkou spáru $f_k=4,5$ MPa

meziokenní pilíř šířky 0,75 m s otvory 1,25 m a 1,5 m

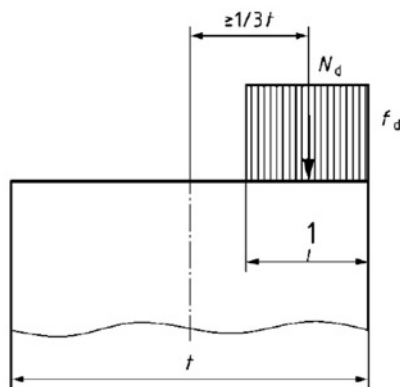
Označení styčníku	posuzovaná stěna	N_d	e	M_d	N_{Rd}	$\%$	N_d	M_d	e	N_{Rd}	$\%$
		[kN/m]	[mm]	[kNm]	[kN]	využití	[kN]	[kNm]	[mm]	[kN]	využití
jednotná excentricita $e_{fi} = 50$ mm											
A	4.NP	83,8	42	3,5	262,2	31,9	83,8	-8,1	97	77,5	108,1
	3.NP	95,3	42	4,0	262,2	36,3	95,3	7,8	82	198,4	48,0
	2.NP	162,6	42	6,8	262,2	62,0	162,6	-6,0	37	276,1	58,9
	1.NP	174,2	42	7,3	262,2	66,4	174,2	4,0	23	323,3	53,9
B	2.NP	241,5	42	10,1	262,2	92,1	241,5	-6,0	25	316,9	76,2
	1.NP	253,0	42	10,6	262,2	96,5	253,0	4,0	16	347,6	72,8
C	1.NP	320,3	42	13,5	262,2	122,2	320,3	-6,0	19	337,7	94,9
	1.NP	331,9	42	13,9	262,2	126,6	331,9	4,0	12	360,3	92,1

M_d vypočten podle vzorce C.1.6.2

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly

(9) Výstřednost, která se použije pro výpočet, může být určena za předpokladu, že podporová reakce je soustředěna na nejmenší požadované úložné délce. Tato délka se uvažuje nejvýše rovna 0,33 násobku tloušťky stěny, u líc stěny, a v úložné ploše se uvažuje rovnoměrné rozdělení napětí odpovídající návrhové pevnosti materiálu (viz Obrázek C.2). V tom případě se má hodnota součinitele Φ_i ve vzorci (8.4) brát rovna požadované hloubce uložení stropu ve styku stěna – strop dělené tloušťkou stěny t .

POZNÁMKA Má se brát v úvahu, že výpočet výstřednosti podle této přílohy může vést k nezanedbatelnému pootočení stropní desky nebo nosníku v uložení tak, že to může mít za následek vznik trhlin na opačné straně stěny, než působí zatížení.



Legenda

1) požadovaná úložná délka $\leq 0,33 t$

Obrázek C.2 – Výstřednost vypočtená z návrhové hodnoty zatížení při obdélníkovém obrazci rozdělení napětí

$$e_i \geq 0,33 t$$

$$N_{Ed} \leq 0,33 t f_d$$

$$\Phi_{i, \min} = 0,33$$



19.09.2025

18

ČSN 73 11 01

Mezní stav použitelnosti $e > 0,7 x_i$

$$e > 0,35 h$$

VII. MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

Všeobecně

101. Výpočet podle mezních stavů použitelnosti, k nimž patří mezní stav přetvoření a mezní stav rozvětvení trhlin, se provádí u těchto zděných konstrukcí:

a) u prvků namáhaných mimostředním tlakem při výstřednosti e větší než $0,7x_i$ (viz čl. 102),

b) u vzájemně spojených zděných prvků nebo konstrukcí (např. dvou spojených sousedních stěn, dvou spojených zděných vrstev stěny) rozdílně se přetvářejících buď následkem rozdílné velikosti napětí v nich působících nebo následkem použití materiálů s rozdílnými moduly přetvárnosti a s rozdílnou velikostí smršťování a dotvarování (viz čl. 103),

VII. MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

Všeobecně

101. Výpočet podle mezních stavů použitelnosti, k nimž patří mezní stav přetvoření a mezní stav rozvětvení trhlin, se provádí u těchto zděných konstrukcí:

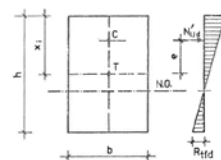
a) u prvků namáhaných mimostředním tlakem při výstřednosti e větší než $0,7x_i$ (viz čl. 102),

b) u vzájemně spojených zděných prvků nebo konstrukcí (např. dvou spojených sousedních stěn, dvou spojených zděných vrstev stěny) rozdílně se přetvářejících buď následkem rozdílné velikosti napětí v nich působících nebo následkem použití materiálů s rozdílnými moduly přetvárnosti a s rozdílnou velikostí smršťování a dotvarování (viz čl. 103),

c) u samostatných stěn, které jsou spojeny s jinou nosnou konstrukcí (např. se železobetonovým skeletem), jsou namáhány na ohyb a nemohou bez této konstrukce bezpečně přenášet působící zatížení (viz čl. 104),

d) u zděných prvků nebo konstrukcí, v jejichž omltce nebo obkladu se nepoužívá výztuž s ohledem na podmínky provozu budovy (viz čl. 105),

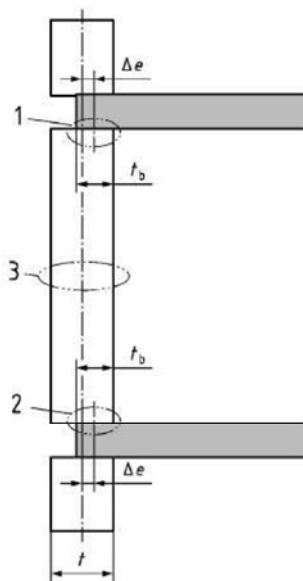
e) u stěnových výplňů nosných skeletů, kde jsou tyto výplně namáhány vnitřními silami ve svých rovinách.



Obr. 13. Průřez namáhaný svislým tlakem při $e > 0,7x_i$

19

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly



(10) Pokud je stropní deska na stěně uložena pouze částečně:

(i) k získání M_1 a M_2 v hlavě nebo v patě stěny s částečným uložením stropu se má tloušťka stěny ve vzorcích (C.1) a (C.2) brát jako hloubka uložení t_b v pozicích 1 nebo 2 dle Obrázku C.3 s tím, že t_b se nebere menší než $0,5 t$.

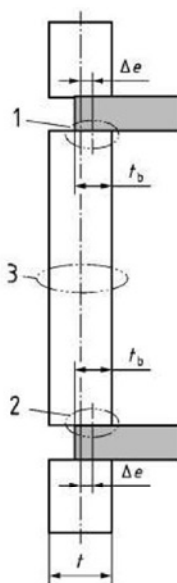
Moment ve středu výšky stěny (v pozici 3) se má vztahovat k ose stěny s uvažováním dodatečné výstřednosti vypočtené jako $\Delta e = (t - t_b) / 2$.

$$t_b = ?$$

Obrázek C.3 – Tloušťky použité pro výpočet stěny v hlavě / patě a uprostřed výšky stěny

20

ČSN EN 1996-1-1 (2G) – Mezní stav únosnosti



8.2.1 Obecně

(1) V mezním stavu únosnosti musí být návrhová hodnota síly N_{Ed} působící svisle na stěnu menší nebo rovna návrhové únosnosti stěny N_{Rd} , tzn.:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.1)$$

(2) Návrhová hodnota únosnosti N_{Rd} svisle zatížené jednovrstvé stěny na jednotku délky se vypočte s použitím vzorce (8.2):

$$N_{Rd} = \phi t f_d \quad (8.2)$$

kde je

ϕ zmenšující součinitel ϕ_i v hlavě nebo v patě stěny, případně ϕ_m ve středu výšky stěny, podle vhodnosti, určený s ohledem na štíhlost a výstřednost zatížení podle 8.2.2;

t tloušťka stěny;

f_d návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku podle 4.4.2 a 5.7.1.

(3) V případě částečně podepřených stropů se smí pro výpočet návrhové hodnoty svislé únosnosti v hlavě a v patě stěny uvažovat tloušťka stěny hodnotou úložné délky t_b . Uprostřed výšky stěny se smí uvažovat plná tloušťka stěny.

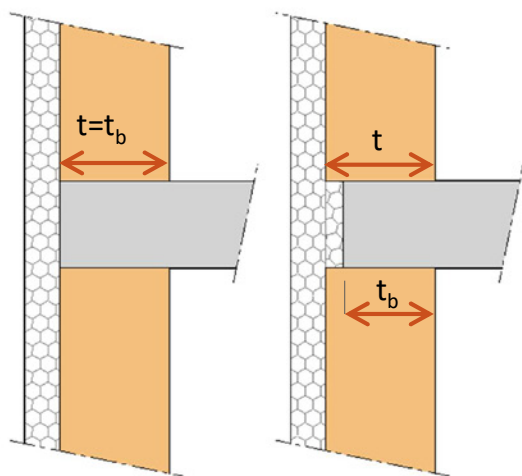
$$N_{Rd} = \phi_i \cdot t_b \cdot L \cdot f_d$$

Obrázek C.3.

21

Styčník stěna - strop u obvodové stěny

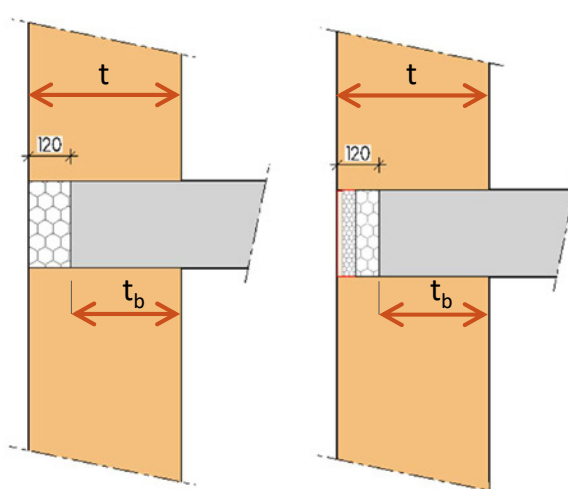
Stěna sendvičová s ETICS



Celoplošné
uložení stropu

S tepelnou izolací u vnějšího líce

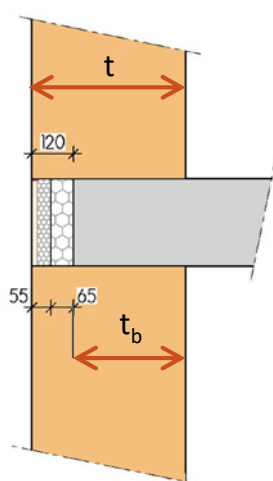
Stěna jednovrstvá



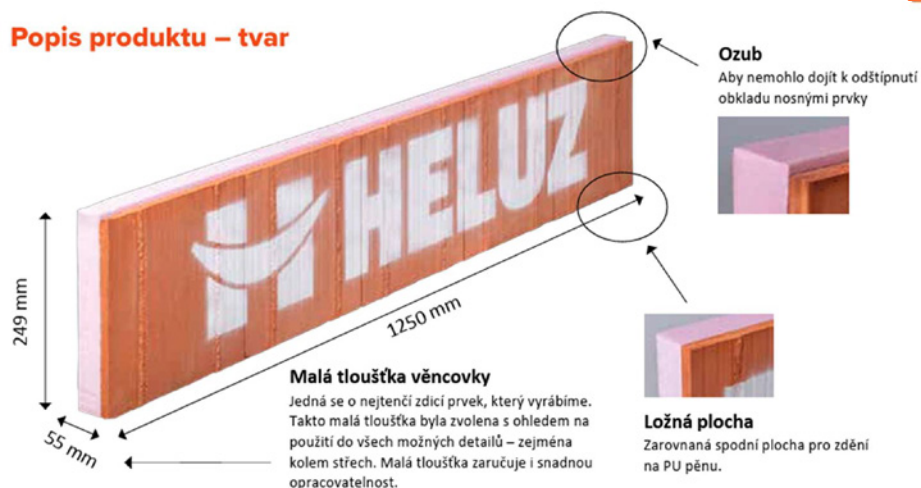
S věncovkou RAPID
(nenosná bednicí věncovka)

22

Věncovka HELUZ RAPID



Popis produktu – tvar



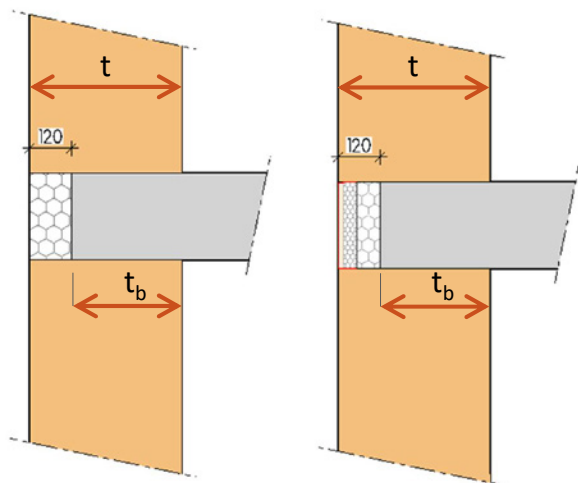
Systémové řešení pro zhotovení bednění věnců

23

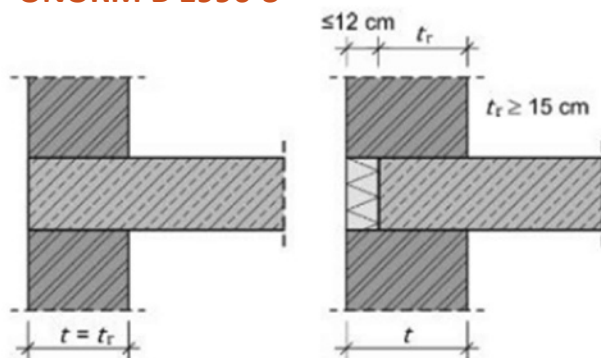
Styčník stěna - strop u obvodové stěny

Mezní tloušťka tepelné izolace u vnějšího líce 120 mm

ÖNORM B 1996-3



S tepelnou izolací u vnějšího líce



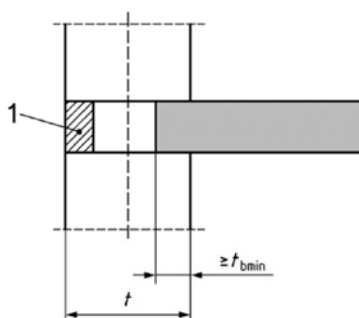
t	Wanddicke
t_r	Breite des Deckenrostes
t_{br}	Breite des Roststeines

Abbildung 6-05: Rostausbildungen bei Außenwänden aus

24

ČSN EN 1996-1-1 (2G) Příloha C Výstřednost svislé síly

(ii) pokud je ve styku stěna – strop s částečným uložením stropu ve stěně s hloubkou uložení nejméně t_{bmin} podle Obrázku C.4 použito zdivo zhotovené ze zdicích prvků s nejméně takovou pevností jako má zdivo samotné stěny, jeho příspěvek k tuhosti smí být započítán s využitím vhodného výpočtového modelu, jiného než jak je uvedeno v (i).



Legenda

1 zdivo částečně vyplňující mezeru ve styku stěna – strop

Obrázek C.4 – Stropní deska částečně uložená ve stěně

Detail s věncovkou

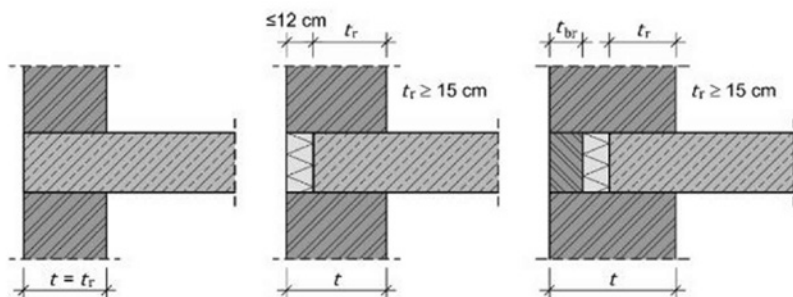
$$t_{bmin} = ?$$

25

ÖNORM B 1996-3

$f_b \geq 25 \text{ N/mm}^2$	$t_{br} \geq 6,5 \text{ cm}$
$15 \text{ N/mm}^2 \leq f_b < 25 \text{ N/mm}^2$	$t_{br} \geq 8,0 \text{ cm}$
$f_b < 15 \text{ N/mm}^2$	$t_{br} \geq 10,0 \text{ cm}$

Formel (6-23)



t	Wanddicke	cm
t _r	Breite des Deckenrostes	cm
t _{br}	Breite des Roststeines	cm

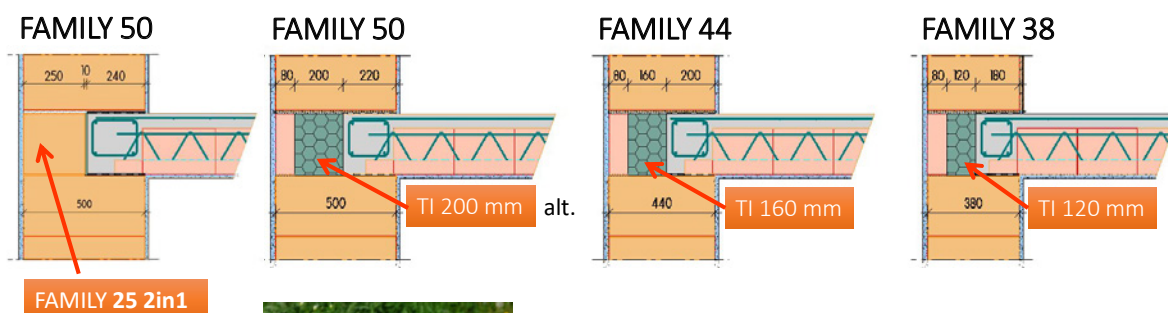
Abbildung 6-05: Rostausbildungen bei Außenwänden aus Mauerwerk - ÖNORM B 1996-3



19.09.2025

26

Katalogové detaily uložení stropu na zdivo – vliv tepelné izolace pro energeticky pasivní domy - min. mezní tloušťka tepelné izolace v úrovni stropu



FAMILY 25 2in1



Pro výpočet návrhové únosnosti (stěny v patě)

$$N_{Rd} = (t-a) \cdot f_d \cdot \phi_i$$

$$N_{Rd} = t_b \cdot f_d \cdot \phi_i$$

?

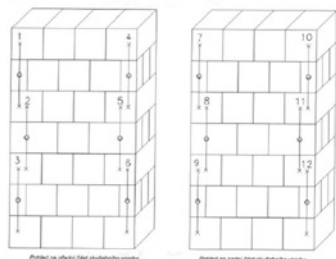
27

Zkouška styku stěna – strop TZUS Brno

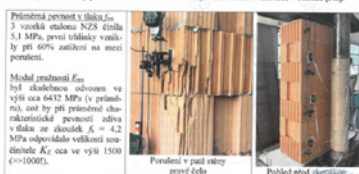
Ychodování zkušebních vzorků zkušebního stropu a stěny HELUZ FAMILY 44

Str. 11/28

Na následujících schématech je zobrazeno umístění snímací deformace (prospektive jejich základů) pro měření ovládnutí přetvoření zkušebních vzorků. Číslo označuje měřicí základny.



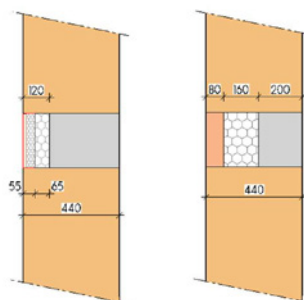
Všechny zkušební vzorky byly měřeny digitálními odchylkoměry s citlivostí 0,001 mm a byly umístěny automaticky přes izolační do PC. Podrobnosti viz Protokol o zkoušce v Příloze [P2].



STATIKA STYKŮ W-26 107 44-104 SBC

Doc. Ing. Jaromír K. Klouda, CSc., EUR ING

Vzorky z cihel HELUZ FAMILY 44



Vzorek R

Vzorek V8

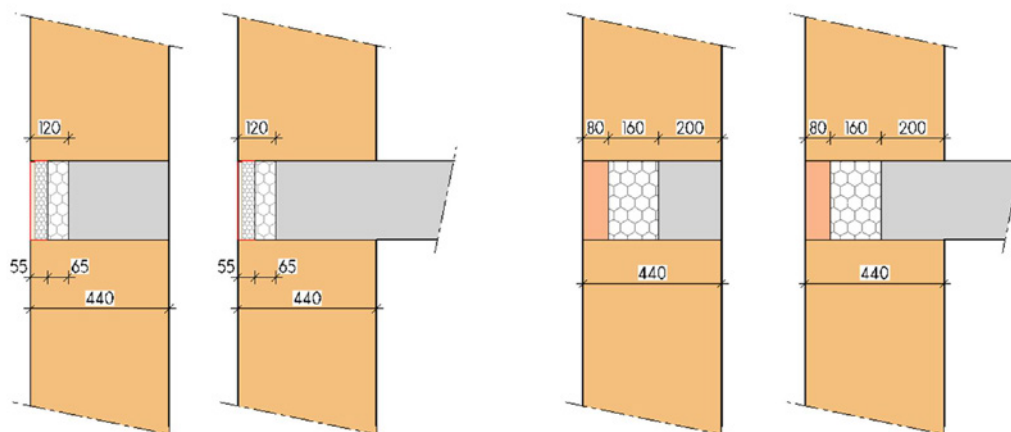
Z protokolu zkoušky Statika styků Stěna – strop, říjen 2024, zpracovatel doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc., EUR ING

Zkouška styku stěna – strop TZUS Brno

Vzorky z cihel HELUZ FAMILY 44 – vyzdžené na maltu SBC a SIDI

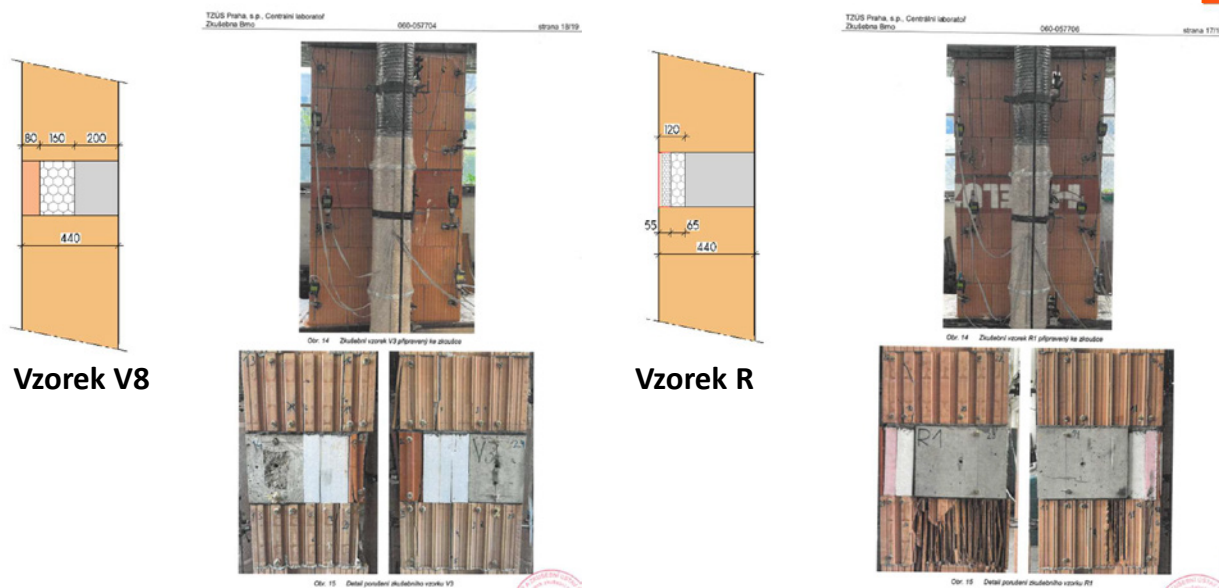
Vzorek stěny s věncovkou RAPID

Vzorek stěny s věncovkou V8 (tl. 80 mm)



Simulace stropní desky a jejího natočení

Zkouška styku stěna – strop TZUS Brno

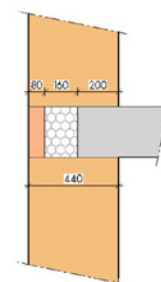


Z protokolu zkoušky Statika styků Stěna – strop, říjen 2024, zpracovatel doc. Ing. Jaromír Klouda, CSc., EUR ING

31



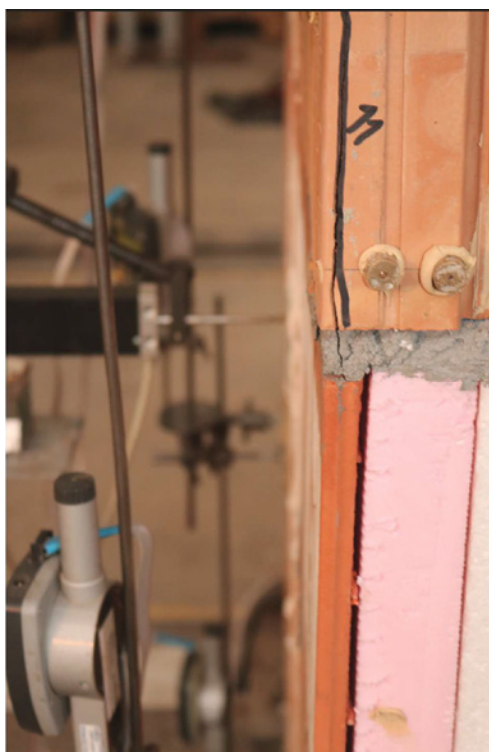
Vzorek V8



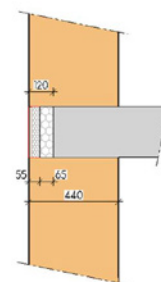
35



Vzorek R



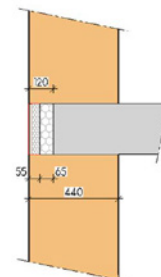
Vzorek R





19.09.2025

Vzorek R



$N_{uzk} \approx 1392 \text{ kN}$

$N_{uzk} \approx 840 \text{ kN}$

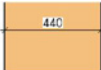
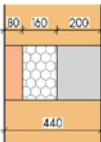
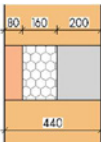
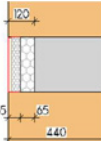
38

Zkouška styku stěna – strop TZUS Brno (cca dostředný tlak)

Orientační porovnání výsledků zatěžovací zkoušky s výpočtem únosnosti stěny



19.09.2025

	Dostředný tlak	2100 2300 2400 kN	průměr 2267 => 1133 => 810 kN/m	100 %	
		Odhad	-> "lomeno" gama M=2,0 -> "lomeno" gama f=1,4		
	ypočtená hodnota s "f _i " = 0,9 tzn. jako dostředný tlak pro průřez t=440 mm (celá tloušťka stěny)				
	pro stěnu délky 1,0 m =>NRd=0,9x0,44x1,0x(4,1/2,0)x1000 =		NRd= 811,8 kN/m	82 %	
	ustř. tlak pro "oslabený" průřez t=280 mm tj. oslabený průřez o tloušťku EPS (440-160=280 mm)				
			kN		průměr 900 => 450 => 321 kN/m
	=> "lomeno" gama M=2,0 => "lomeno" gama f=1,4				
	pro pilíř délky 0,75 m =>NRd=0,9x0,28x1,0x(4,1/2,0)x750 =		NRd= 387,5 kN	112 %	
	pro "oslabený" průřez t=320 mm tj. oslabený průřez o věncovku RAPID + EPS (440-120=320 mm)				
			kN		průměr 1392 => 696 => 497 kN/m
	=> "lomeno" gama M=2,0 => "lomeno" gama f=1,4				
	pro pilíř délky 0,75 m =>NRd=0,9x0,32x1,0x(4,1/2,0)x750 =		NRd= 442,8 kN		

39

Navrhování zděných konstrukcí – 1G

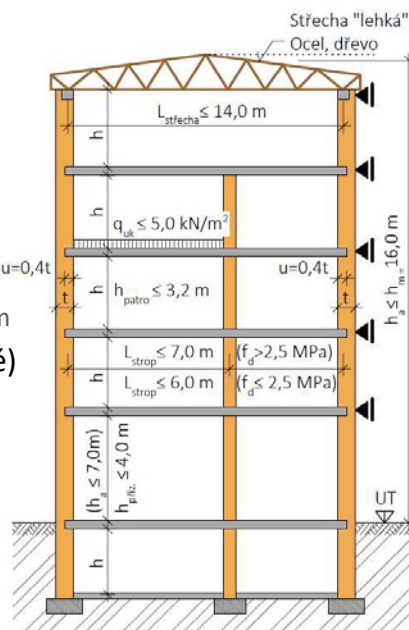
ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

Okrajové podmínky pro použití zjednodušených metod

- Geometrie nosných prvků
 - výška budovy nad terénem $h_a \leq 16,0$ m (12,0m)
 - výška podlaží $h_{patro} \leq 3,2$ m, $h_{přízemí} \leq 4,0$ m pokud $h_a \leq 7,0$ m
 - rozpětí stropu max 7,0 m, lehká příhradová střešní kce 14,0 m
- Stěny jsou v úrovni stropů „ztužené“ (bočně podepřené)
- Nosné stěny musí být „souosé“ tj. nad sebou
- Užité zatížení $q_{uk} = \max. 5,0$ kN/m²
- Obvodové (jednostranně zatížené) stěny

min. délka uložení stropu $u_{min} = 0,4t$

$$\gamma_M = 2,2$$



40

Navrhování zděných konstrukcí – 1G

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

Pro stěny působící jako krajní podpory stropů jsou ještě tyto další podmínky :

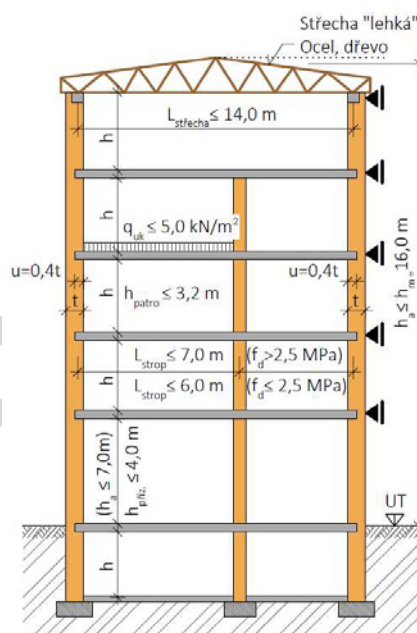
- 1) U stěn působících jako krajní podpory stropů je omezení rozpětí stropních konstrukcí $l_{f, \text{strop}}$:
 - pokud je návrhová pevnost zdiva v tlaku $f_d > 2,5$ MPa, pak maximální rozpětí stropu $l_{f, \text{strop}}$:
 $\max l_{f, \text{strop}} = \min (7,0 ; 4,5 + 10 t (m)) = \min (7,0 ; 4,5 + 10 \cdot 0,44) = \min (7,0 ; 8,9) = 7 \text{ m}$
 - pokud je návrhová pevnost zdiva v tlaku $f_d < 2,5$ MPa, pak maximální rozpětí stropu $l_{f, \text{strop}}$:
 $\max l_{f, \text{strop}} = \min (6,0 ; 4,5 + 10 t (m)) = \min (6,0 ; 4,5 + 10 \cdot 0,44) = \min (6,0 ; 4,5) = 6 \text{ m}$

-- je splněno ?

- 2) Pokud je krajní stěna vystavena také zatížení od větru, musí být její tloušťka větší než
 $t \geq ((c_1 \cdot q_{Ewd} \cdot b \cdot h^2) / N_{Ed}) + c_2 \cdot h = .25 \cdot 1 \cdot 2,75 \cdot 2,75 / 10 + 0,017 \cdot 2,75 \cdot 1000 = 251 \text{ mm}$

-- je splněno ?

kde :	h	světla výška podlaží	h	2750 mm
	ρ	redukční součinitel pro výpočet účinné výšky stěny	ρ	1,00
	h_{ef}	účinná výška stěny $h_{ef} = \rho \cdot h$	h_{ef}	2750 mm
	q_{Ewd}	max. návrhová hodnota zatížení větrem (= $q_{Ewk} \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,5$)	q_{Ewd}	2,25 kN/m ²
	N_{Ed}	min. návrhová hodnota svislého zatížení (v hlavě horní stěny)	N_{Ed}	10,0 kN
	b	šířka (délka) stěny (pilíře), na níž působí svislé zatížení	b	1000 mm
	c_1, c_2	konstanty podle procenta využití stěny a - viz. norma tab. 4.1.	c_1	0,120
		$1000 \cdot 10 / (440 \cdot 1000 \cdot 1,86) = 0,01$	c_2	0,017



Navrhování zděných konstrukcí – 2G

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

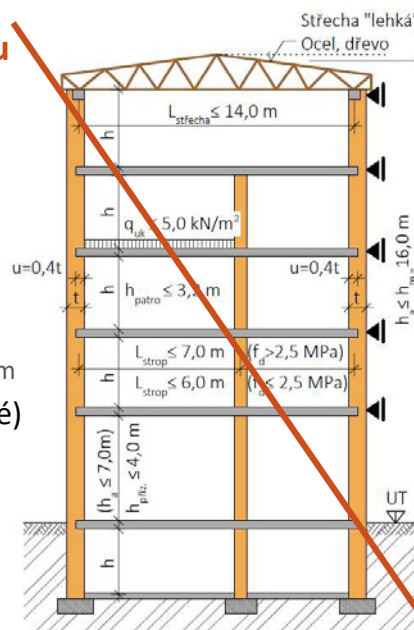
Okrajové podmínky pro použití zjednodušených metod

- Geometrie nosných prvků
 - výška budovy nad terénem $h_a \leq 20,0$ m
 - výška podlaží : $t_b = t \Rightarrow h_{patro} \leq 4,0$ m
 $t_b/t < 0,65 \Rightarrow h_{patro} \leq 3,0$ m
 - rozpětí stropu max 7,0 m, lehká příhradová střešní kce 14,0 m
- Stěny jsou v úrovni stropů „ztužené“ (bočně podepřené)
- Nosné stěny musí být „souosé“ tj. nad sebou
- Užitné zatížení $q_{uk} = \max. 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Obvodové (jednostranně zatížené) stěny

$$\gamma_M = 2,2$$

platí přísnější podmínky použití

min. délka uložení stropu $t_{b \min} = 0,4 \cdot t$



42

Navrhování zděných konstrukcí – 2G

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

Obvodové (jednostranně zatížené) stěny

Nové okrajové podmínky

1) maximální možná světlá výška stěn, které slouží jako koncová opora stropu

f_k [N/mm²]	$w_{Ek} \leq 0,9$ [kN/m²]	$0,9 < w_{Ek} \leq 1,3$ [kN/m²]
$f_k = 1$	$h \leq 16 t_b$	$h \leq 14 t_b$
$f_k \geq 5$	$h \leq 24 t_b$	$h \leq 22 t_b$

a) Mezi hodnotami $f_k = 1 \text{ N/mm}^2$ a $f_k = 5 \text{ N/mm}^2$ může být provedena lineární interpolace.

$w_{Ek} \leq 0,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$				$0,9 < w_{Ek} \leq 1,3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$			
t = 440	FAMILY 44	tb = 200		t = 440	FAMILY 44	tb = 200	
typ malty	SBC	SB / SIDI	PU	typ malty	SBC	SB / SIDI	PU
fk =	4,1	2,7	2,0	fk =	4,1	2,7	2,0
násobek	22,2	19,4	18	násobek	20,2	17,4	16
výška stěny	4 440	3 880	3 600	výška stěny	4 040	3 480	3 200
t = 380	FAMILY 38	tb = 180 mm		t = 380	FAMILY 38	tb = 180 mm	
typ malty	SBC	SB / SIDI	PU	typ malty	SBC	SB / SIDI	PU
fk =	4,1	2,7	2,0	fk =	4,1	2,7	2,0
násobek	22,2	19,4	18	násobek	20,2	17,4	16
výška stěny	3 996	3 492	3 240	výška stěny	3 636	3 132	2 880
t = 250	UNI 250	tb = 250 mm		t = 250	UNI 250	tb = 250 mm	
typ malty	SBC	SB / SIDI	PU	typ malty	SBC	SB / SIDI	PU
fk =	4,5	4,5	2,0	fk =	4,5	4,5	2,0
násobek	23	23	18	násobek	21	21	16
výška stěny	5 750	5 750	4 500	výška stěny	5 250	5 250	4 000
t = 175	HELUZ 17,5 br.	tb = 175 mm		t = 175	HELUZ 17,5 br.	tb = 175 mm	
typ malty	SBC	SB / SIDI	PU	typ malty	SBC	SB / SIDI	PU
fk =	3,7	3,0	2,0	fk =	3,7	3,0	2,0
násobek	21,4	20	18	násobek	19,4	18	16
výška stěny	3 745	3 500	3 150	výška stěny	3 395	3 150	2 800

43

Přehled technologií (způsobu) zdění pro broušené cihly

HELUZ SBC

malta pro celoplošnou tenkou spáru

„nejlepší“ pevnost zdiva, nanášení válcem typu SBC na plněné cihly FAMILY 2in1 i zubovým hladítkem korekční čas pro položení cihly cca do 5 minut použití od +5°C, tzv. zimní malty od -5°C

FAMILY 44 broušená

$f_k = 4,1 \text{ MPa}$

HELUZ SB

malta pro tenkou spáru

„střední“ pevnost zdiva, nanášení válcem typu SB pro příčky se využívá nanášení malty namáčením korekční čas pro položení cihly cca do 3 minut použití od +5°C, tzv. zimní malty od -5°C

$f_k = 2,7 \text{ MPa}$

PU pěna HELUZ

„nejmenší“ pevnost a „nejvyšší“ efektivita při zdění (pokud jsou zkušenosti), hodnoty pevností vychází z provedených zkoušek => do určité míry omezení požární odolnosti, možno použít i při mrazu od -10°C

$f_k = 2,0 \text{ MPa}$

HELUZ SIDI

malta silikátové disperzní

lze použít na všechny broušené cihly HELUZ, s vlastnostmi zdiva odpovídající maltě HELUZ SB, „vysoká“ efektivita při zdění, možnost použití od +1°C

$f_k = 2,7 \text{ MPa}$

44

Navrhování zděných konstrukcí – 2G

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

Obvodové (jednostranně zatížené) stěny

Nové okrajové podmínky

1) maximální možná světlá výška stěn, které slouží jako koncová opora stropu

f_k [N/mm ²]	$w_{Ek} \leq 0,9$ [kN/m ²]	$0,9 < w_{Ek} \leq 1,3$ kN/m ²]
$f_k = 1$	$h \leq 16 t_b$	$h \leq 14 t_b$
$f_k \geq 5$	$h \leq 24 t_b$	$h \leq 22 t_b$

a) Mezi hodnotami $f_k = 1 \text{ N/mm}^2$ a $f_k = 5 \text{ N/mm}^2$ může být provedena lineární interpolace.

Za předpokladu že :

$$E \geq 700 \cdot f_k$$

$w_{Ek} \leq 0,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$				$0,9 < w_{Ek} \leq 1,3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$			
t = 380 FAMILY 38 broušená				t = 380 FAMILY 38 broušená			
tb =	180			tb =	180		
typ malty	SBC	SB	SIDI	typ malty	SBC	SB	SIDI
fk =	3,5	2,3	2,3	fk =	4,1	2,7	2,7
násobek	21	18,6	18,6	násobek	20,2	17,4	17,4
výška stěny	3 780	3 348	3 348	výška stěny	3 636	3 132	3 132
t = 175 HELUZ 17,5				t = 175 HELUZ 17,5			
tb =	175			tb =	175		
typ malty	LM 5	SBC	SB/SIDI	typ malty	LM 5	SBC	SB/SIDI
fk =	2,4	3,7	3,0	fk =	2,4	3,7	3,0
násobek	18,8	21,4	20	násobek	16,8	19,4	18
výška stěny	3 290	3 745	3 500	výška stěny	2 940	3 395	3 150



$k_E = 600$



Pro nebroušené cihly :
malta TREND
lehká zdicí malta LM 10
Objemová hmotnost
 $\geq 850 \text{ kg/m}^3$



45

Navrhování zděných konstrukcí – 2G

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

Obvodové (jednostranně zatížené) stěny

Nové okrajové podmínky

2) v případě stěn sloužících jako koncová podpora konstrukce stropu nebo střechy :

je úložná délka t_b ve stěně **nejméně 0,65 t**, ale ne méně než 100 mm,

s výjimkou stěn s tloušťkou $t \geq 350$ mm a $f_k \geq 3$ N/mm²

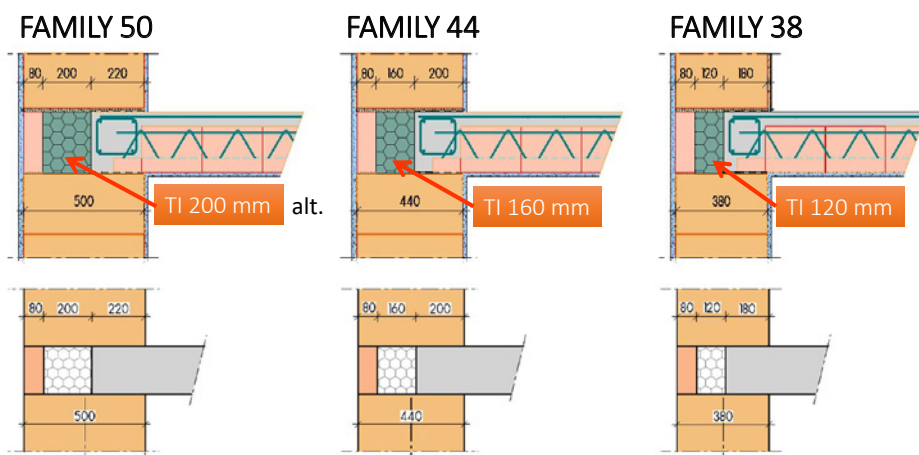
kde je úložná délka t_b **nejméně 0,60 t**

3) v případě vnitřních stěn nesoucích dvě nesouvislé desky je úložná délka stropu ve stěně pro každou desku **nejméně 0,4 t**

Schéma uložení stropu na zdivo – detaily s věncovkou V8

pro PASIV a NZEB - min. mezní tloušťka tepelné izolace v úrovni stropu

$t_{b, \min} = 0,65 t$
u stěn s tloušťkou
 $t \geq 350$ mm a
 $f_k \geq 3$ MPa
 $t_{b, \min} = 0,60 t$



min. délka uložení stropu
(při vyzdění na SBC)

$t_{b, \min} = 0,65 \times 500 = 325$ mm

$t_{b, \min} = 0,60 \times 500 = 300$ mm

délka uložení stropu

$t_b = 220$ mm < 300

$t_{b, \min} = 0,65 \times 440 = 286$ mm

$t_{b, \min} = 0,60 \times 440 = 264$ mm

$t_b = 200$ mm < 264

$t_{b, \min} = 0,60 \times 380 = 247$ mm

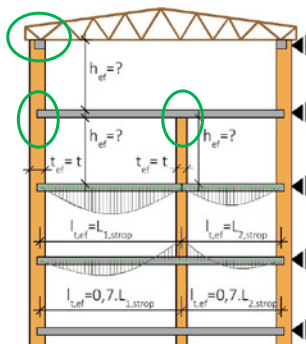
$t_{b, \min} = 0,60 \times 380 = 228$ mm

$t_b = 180$ mm < 228

Navrhování zděných konstrukcí

ČSN EN 1996 - 3 Zjednodušené metody výpočtu

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi_s$$



1G

- vnitřní stěny

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

- obvodové stěny (krajní podpory stropů)

$$\phi_s = 1,3 - (l_{t,ef} / 8) \leq 0,85$$

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

- poslední strop (atikový styčník)

$$\phi_s = 0,4$$

$$\phi_s = 1,3 - (l_{t,ef} / 8) \leq 0,85$$

$$\phi_s = 0,85 - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

2G – pravděpodobně

$$\phi_s = 0,85 t_b / t - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

$$\phi_s = (1,2 - l_{t,ef} / l_{ref,c}) t_b / t$$

$$\phi_s = 0,85 t_b / t - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

$$\phi_s = 0,33 t_b / t$$

$$\phi_s = (1,2 - l_{t,ef} / l_{ref,c}) t_b / t$$

$$\phi_s = 0,85 t_b / t - 0,0011 (h_{ef} / t_{ef})^2$$

$t_{b,min} = 0,65 t$
u stěn s tloušťkou
 $t \geq 350 \text{ mm}$ a
 $f_k \geq 3 \text{ MPa}$
 $t_{b,min} = 0,60 t$

Kde najdete informace o výrobcích HELUZ ?

www.heluz.cz



vše o navrhování
technické listy



vše o provádění stavby

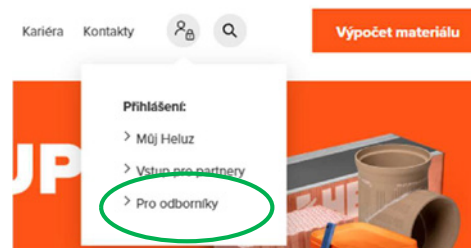


HELUZ RAPID – MONTÁŽNÍ NÁVOD

Kde najdete informace o výrobcích HELUZ ?

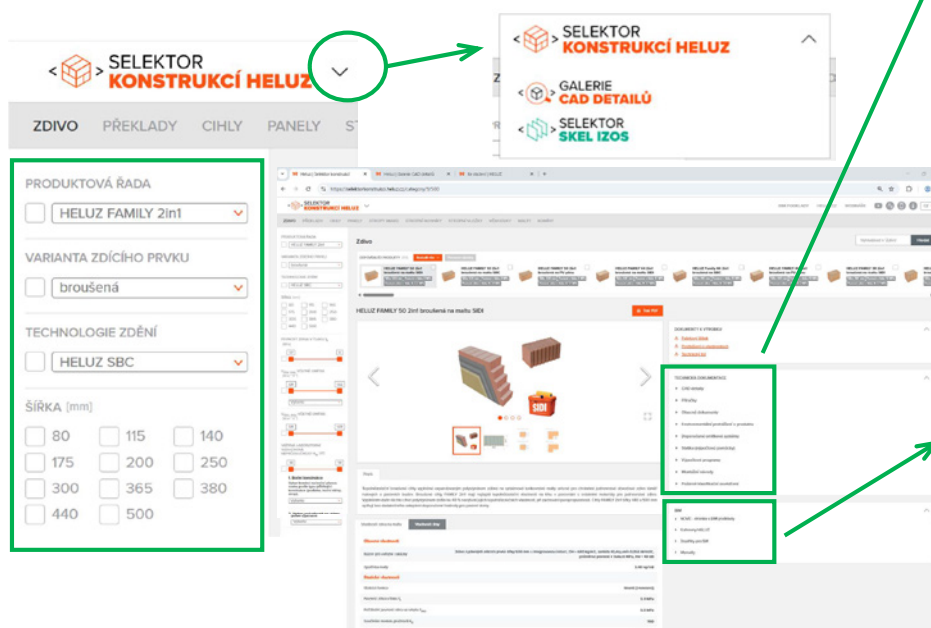
www.heluz.cz

Selektor konstrukcí HELUZ



51

<https://selektorkonstrukci.heluz.cz>



TECHNICKÁ DOKUMENTACE

- ▶ CAD detaily
- ▶ Příručky
- ▶ Obecné dokumenty
- ▶ Environmentální prohlášení o produktu
- ▶ Doporučené omítkové systémy
- ▶ Statika (výpočtové pomůcky)
- ▶ Výpočtové programy
- ▶ Montážní návody
- ▶ Požární klasifikační osvědčení

BIM

- ▶ NOVÉ - stránka s BIM podklady
- ▶ Knihovny HELUZ
- ▶ Doplnky pro SW
- ▶ Manuály

Styčník stěna – strop

■ Geometrie styčníku má zásadní vliv na únosnost stěny

- Pro posouzení stěny v hlavě a patě uvažovat s tloušťkou stěny t_b
- Výpočet výstřednosti dle ČSN EN 1996-1-1 příloha C
- Pro pasivní a NZEB max. mezní tloušťka izolace v úrovni stropu
FAMILY 50 – tl. 200 mm, FAMILY 44 – tl. 160 mm, FAMILY 38 – tl. 120 mm
+ zdivo vyzdívané na zdicí PU pěnu ($k_E=600$)

pravděpodobně nepůjde použít zjednodušené metody dle ČSN 1996-3 (2G)

■ <https://selektorkonstrukci.heluz.cz>

technická dokumentace - statika – výpočtové pomůcky v Excelu

■ <https://cadgallery.heluz.cz>

katalogové detaily

hejlouva@heluz.cz, hars@heluz.cz

GARÁŽE VINOHRADSKÁ PRAHA

Ing. Mgr. Václav Petráš, Ph.D., MSc.

Ing. Martin Deutsch, Ph.D.



ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Ing. Mgr. Václav Petráš, Ph.D., MSc.



- Člen Autorizační rady ČKAIT – garant oboru pozemní stavby
- Autorizovaný inženýr pro pozemní stavby a pro požární bezpečnost staveb
- Soudní znalec pro obory stavebnictví, požární ochrana a projektování

Ing. Martin Deutsch, Ph.D.



- Místopředseda zkušební komise ČKAIT pro obor pozemní stavby
- Autorizovaný inženýr pro pozemní stavby
- Člen aktivu ČKAIT – Pozemní stavby
- Člen oborové rady pro doktorské studium VUT Brno FAST



ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

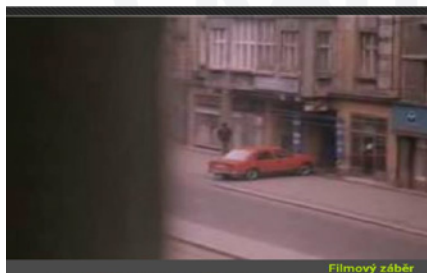
Garáže Vinohradská 114, 116 Praha





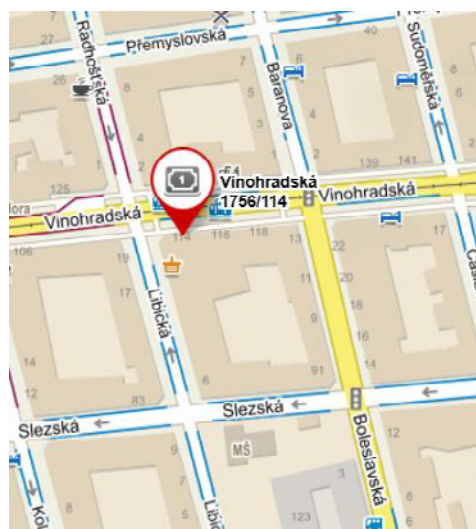
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Garáže Vinohradská Praha



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

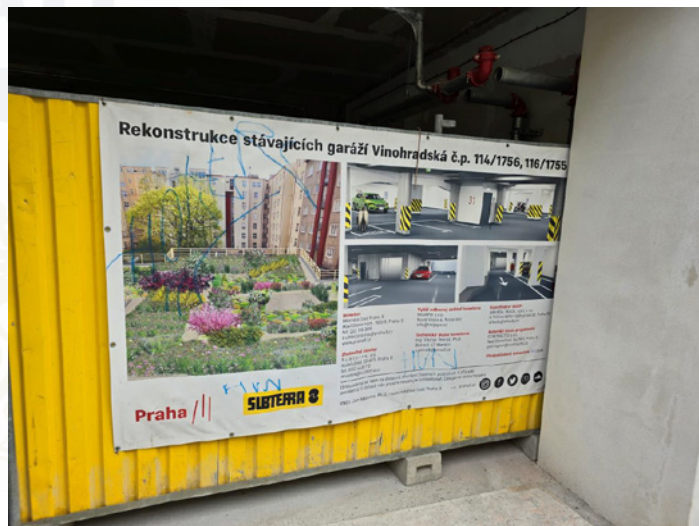
Garáže „Flora“ Vinohradská Praha





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Garáže Vinohradská Praha



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Garáže Vinohradská Praha





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Začátek stavby a 1. kontrolní den: 6. 12. 2022 do 13:00



- posouzení únosnosti konstrukcí (stavební mechanizace při bourání)
- provede sondu pod stávající trafostanicí z důvodu ověření stavu založení
- ověření základových podmínek na úrovni základové spáry garáží
- investor zjistí právní stav věci s nájemcem provozovny „Kebab“



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

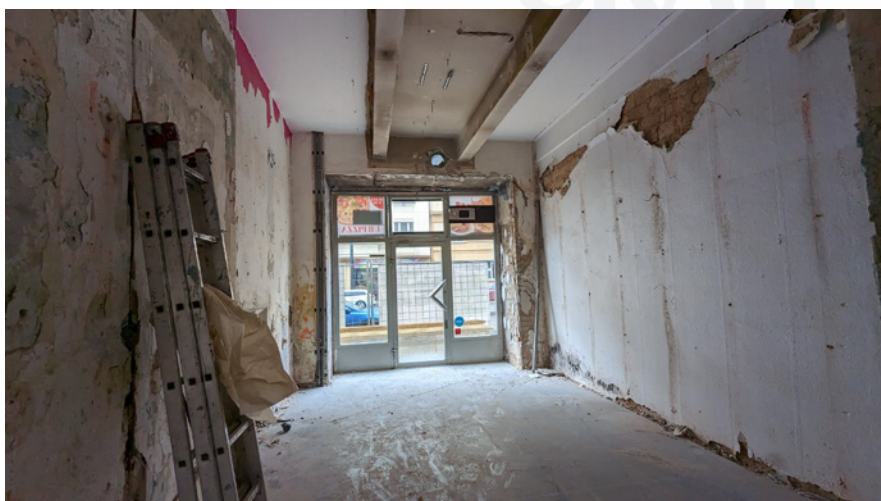
Právní stav věci s nájemcem provozovny „Kebab“.





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Právní stav věci s nájemcem provozovny „Kebab“.



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Demontáže autovýtahu a stávajících nadzemních částí.



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

28. únor 2023



- Provádí se záporové pažení kopírující hranice s p. č. 2657, 1. NP.
- Probíhá vrtání a osazování zápor z HEB profilů, provádění tryskání u zdi sousedící s pozemkem č. p. 2656/2.
- Po odbourání částí stávající stavby zjištěna kolize nových konstrukcí garáží se stávajícími výdechy Wav topidel – západní strana vnitrobloku.
- TDS upozornil na zúžení požárního vodovodu u stávajícího vodoměru.



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



Rekonstrukce stávajících garáží Vinohradská č.p. 114/1756, 116/1755

Priloga č. 3

Poznámka: Δ [nm] jsou hodnoty měřicích diferenci charakterizující pravidelčitou velikost pohybu od základní etapy
 Znaménko "+" u vypočtených diferenci značí horizontální posun ven ze sledovaných objektů
 Znaménko "-" u vypočtených diferenci značí horizontální posun dovnitř sledovaných objektů
 Diference přesahující meze rozkresatelnosti 3 mm budou v tabulce barevně zvýrazněny.

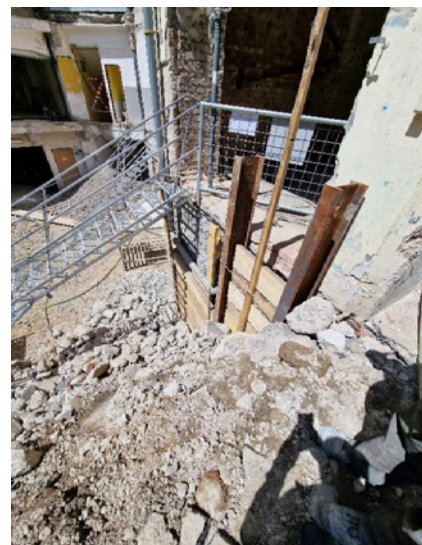
Príloha č.2

Poznámka: Δ [mm] jsou hodnoty měřických diferenci charakterizující pravděpodobnou velikost pohybu od základní etapy





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



Z důvodu nezajištění 100% souhlasu vlastníků přilehlých SVJ, kterých se týká věcné břemeno CHÚC, bude AD řešit variantu nového úniku přes objekt MČP3 č. p. 116 vč. stanovení potřebných opatření a cenové relace.

Bylo předloženo aktualizované PBŘ a požádáno HZS o stanovisko ke změně.



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Kontroly výztuže





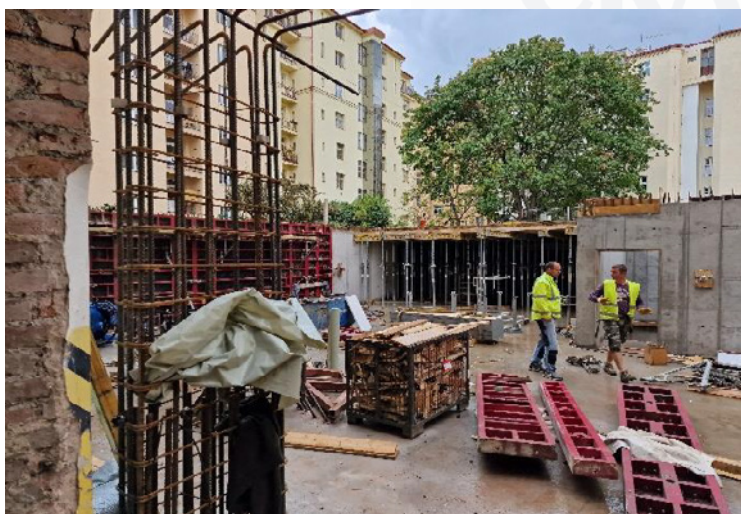
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Kontroly výztuže



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Kontroly výztuže





ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

SISTERRAC Průběh a kontrola práce
Dělník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000
Adresa: Rekonstrukce garáží Vínohradská Praha 10

Průběh práce
Pracovník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000
Pracovník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000

Dělník	Pracovník	Číslo	Pracovník	Číslo
1	1	1	1	1
2	2	2	2	2
3	3	3	3	3
4	4	4	4	4
5	5	5	5	5
6	6	6	6	6
7	7	7	7	7
8	8	8	8	8
9	9	9	9	9
10	10	10	10	10
11	11	11	11	11
12	12	12	12	12
13	13	13	13	13
14	14	14	14	14
15	15	15	15	15
16	16	16	16	16
17	17	17	17	17
18	18	18	18	18
19	19	19	19	19
20	20	20	20	20
21	21	21	21	21
22	22	22	22	22
23	23	23	23	23
24	24	24	24	24
25	25	25	25	25
26	26	26	26	26
27	27	27	27	27
28	28	28	28	28
29	29	29	29	29
30	30	30	30	30
31	31	31	31	31
32	32	32	32	32
33	33	33	33	33
34	34	34	34	34
35	35	35	35	35
36	36	36	36	36
37	37	37	37	37
38	38	38	38	38
39	39	39	39	39
40	40	40	40	40
41	41	41	41	41
42	42	42	42	42
43	43	43	43	43
44	44	44	44	44
45	45	45	45	45
46	46	46	46	46
47	47	47	47	47
48	48	48	48	48
49	49	49	49	49
50	50	50	50	50
51	51	51	51	51
52	52	52	52	52
53	53	53	53	53
54	54	54	54	54
55	55	55	55	55
56	56	56	56	56
57	57	57	57	57
58	58	58	58	58
59	59	59	59	59
60	60	60	60	60
61	61	61	61	61
62	62	62	62	62
63	63	63	63	63
64	64	64	64	64
65	65	65	65	65
66	66	66	66	66
67	67	67	67	67
68	68	68	68	68
69	69	69	69	69
70	70	70	70	70
71	71	71	71	71
72	72	72	72	72
73	73	73	73	73
74	74	74	74	74
75	75	75	75	75
76	76	76	76	76
77	77	77	77	77
78	78	78	78	78
79	79	79	79	79
80	80	80	80	80
81	81	81	81	81
82	82	82	82	82
83	83	83	83	83
84	84	84	84	84
85	85	85	85	85
86	86	86	86	86
87	87	87	87	87
88	88	88	88	88
89	89	89	89	89
90	90	90	90	90
91	91	91	91	91
92	92	92	92	92
93	93	93	93	93
94	94	94	94	94
95	95	95	95	95
96	96	96	96	96
97	97	97	97	97
98	98	98	98	98
99	99	99	99	99
100	100	100	100	100

Vypracoval: Ing. Janoušek
Výsledky: Všechny práce byly provedeny podle projektu a předpisů.

SISTERRAC Průběh a kontrola práce
Dělník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000
Adresa: Rekonstrukce garáží Vínohradská Praha 10

Průběh práce
Pracovník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000
Pracovník: PRACOVNÍK 10 Číslo: 100000000

Dělník	Pracovník	Číslo	Pracovník	Číslo
1	1	1	1	1
2	2	2	2	2
3	3	3	3	3
4	4	4	4	4
5	5	5	5	5
6	6	6	6	6
7	7	7	7	7
8	8	8	8	8
9	9	9	9	9
10	10	10	10	10
11	11	11	11	11
12	12	12	12	12
13	13	13	13	13
14	14	14	14	14
15	15	15	15	15
16	16	16	16	16
17	17	17	17	17
18	18	18	18	18
19	19	19	19	19
20	20	20	20	20
21	21	21	21	21
22	22	22	22	22
23	23	23	23	23
24	24	24	24	24
25	25	25	25	25
26	26	26	26	26
27	27	27	27	27
28	28	28	28	28
29	29	29	29	29
30	30	30	30	30
31	31	31	31	31
32	32	32	32	32
33	33	33	33	33
34	34	34	34	34
35	35	35	35	35
36	36	36	36	36
37	37	37	37	37
38	38	38	38	38
39	39	39	39	39
40	40	40	40	40
41	41	41	41	41
42	42	42	42	42
43	43	43	43	43
44	44	44	44	44
45	45	45	45	45
46	46	46	46	46
47	47	47	47	47
48	48	48	48	48
49	49	49	49	49
50	50	50	50	50
51	51	51	51	51
52	52	52	52	52
53	53	53	53	53
54	54	54	54	54
55	55	55	55	55
56	56	56	56	56
57	57	57	57	57
58	58	58	58	58
59	59	59	59	59
60	60	60	60	60
61	61	61	61	61
62	62	62	62	62
63	63	63	63	63
64	64	64	64	64
65	65	65	65	65
66	66	66	66	66
67	67	67	67	67
68	68	68	68	68
69	69	69	69	69
70	70	70	70	70
71	71	71	71	71
72	72	72	72	72
73	73	73	73	73
74	74	74	74	74
75	75	75	75	75
76	76	76	76	76
77	77	77	77	77
78	78	78	78	78
79	79	79	79	79
80	80	80	80	80
81	81	81	81	81
82	82	82	82	82
83	83	83	83	83
84	84	84	84	84
85	85	85	85	85
86	86	86	86	86
87	87	87	87	87
88	88	88	88	88
89	89	89	89	89
90	90	90	90	90
91	91	91	91	91
92	92	92	92	92
93	93	93	93	93
94	94	94	94	94
95	95	95	95	95
96	96	96	96	96
97	97	97	97	97
98	98	98	98	98
99	99	99	99	99
100	100	100	100	100

Vypracoval: Ing. Janoušek
Výsledky: Všechny práce byly provedeny podle projektu a předpisů.



ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Karbonatace





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace?





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

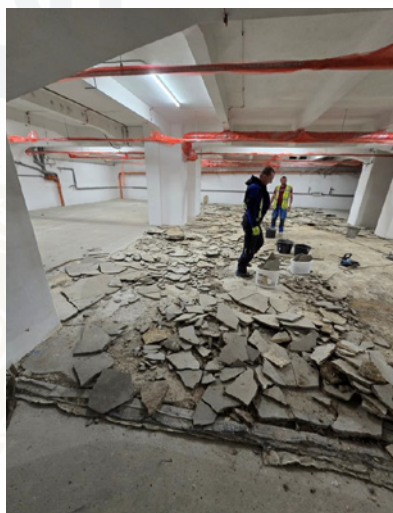
Sanace





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

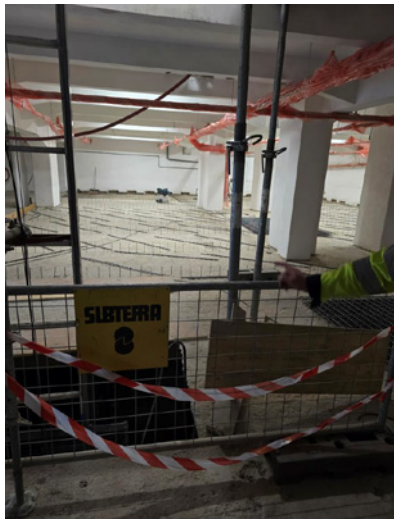
Sanace





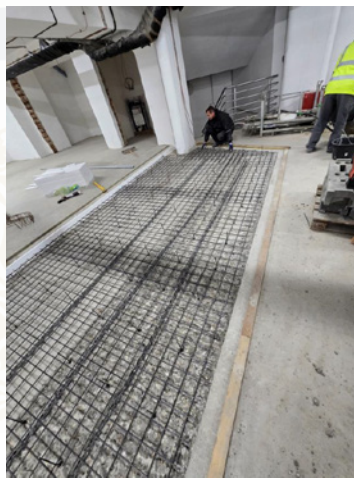
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

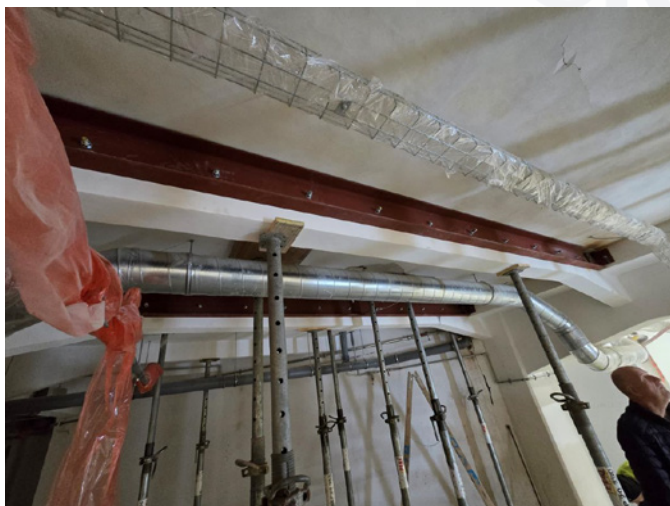
Sanace





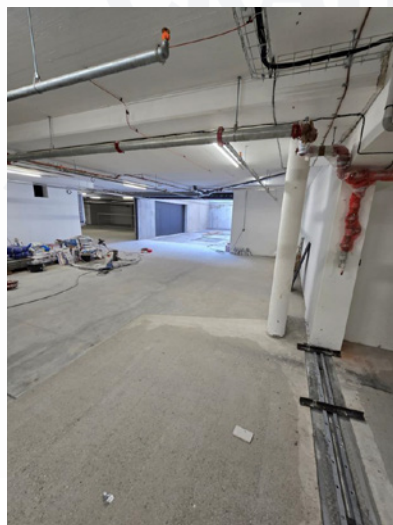
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace



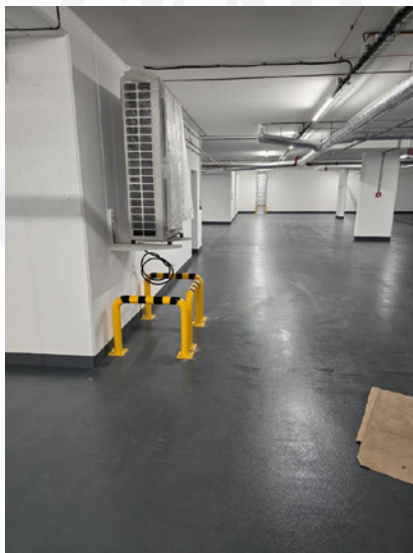
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace

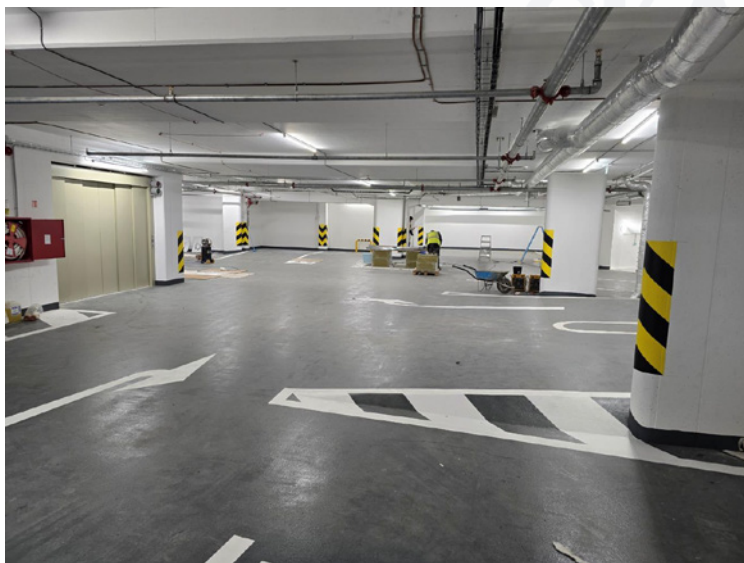




ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



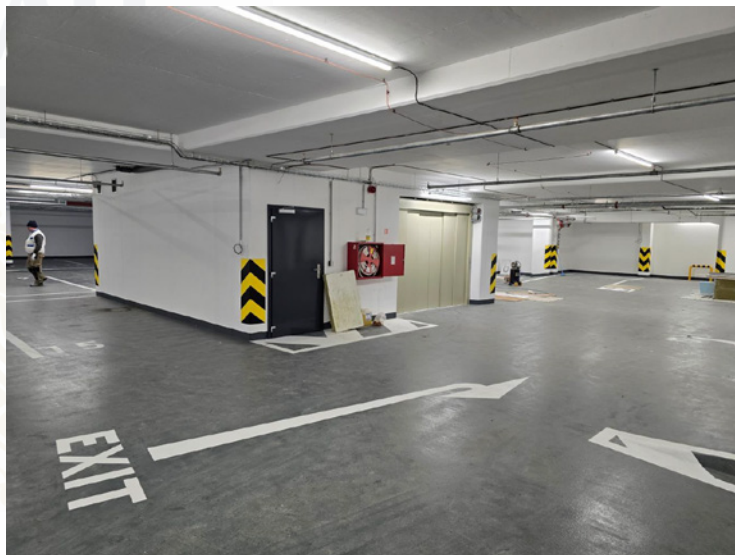
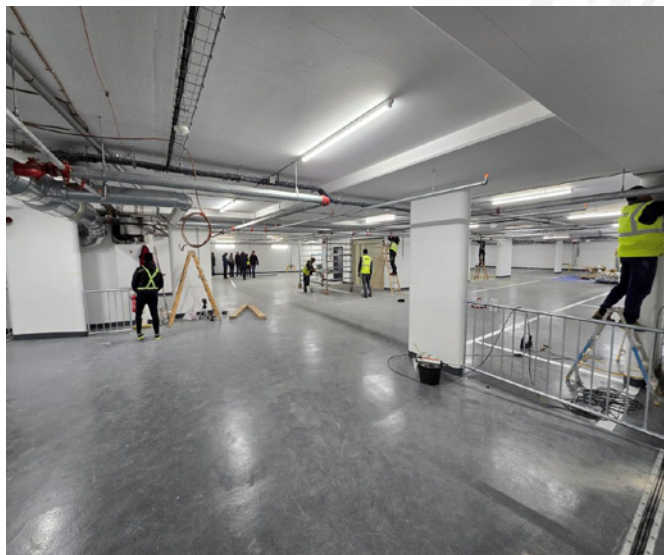
ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





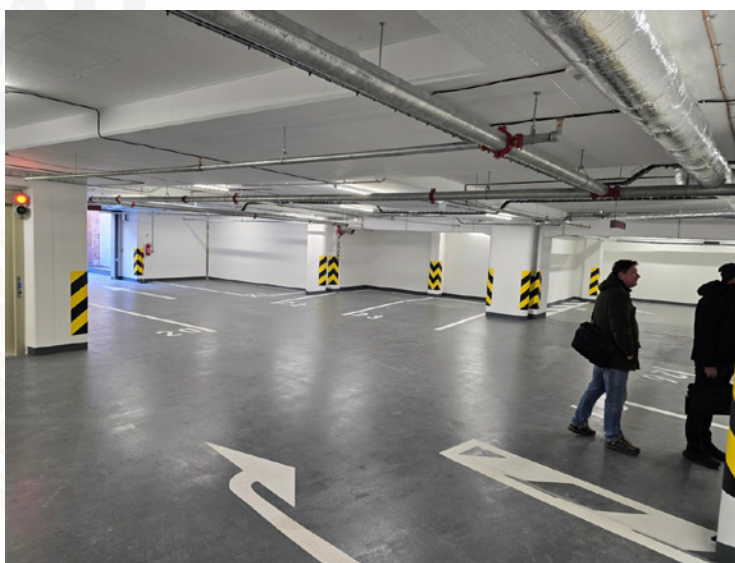
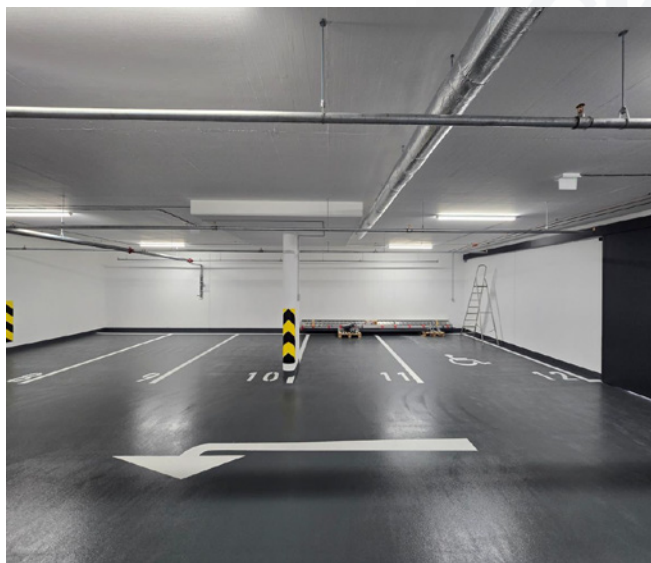
ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



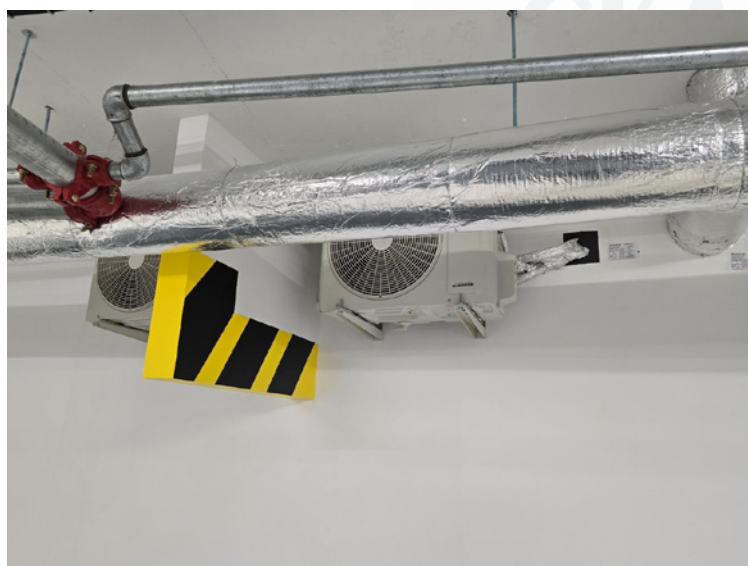


ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Sanace

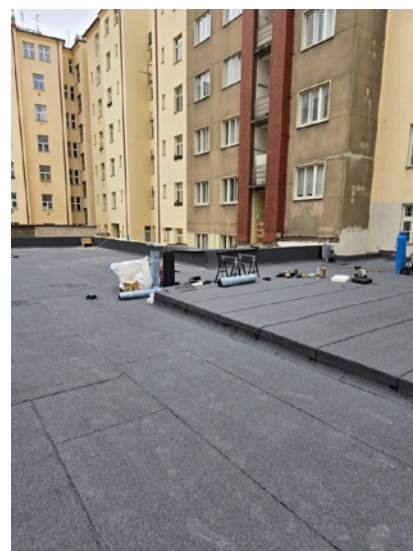


ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT

ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ





ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ



ČKAIT ČESKÁ KOMORA AUTORIZOVANÝCH INŽENÝRŮ A TECHNIKŮ ČINNÝCH VE VÝSTAVBĚ

Rekapitulace stavby

Zhotovitel:	Subterra
Předání staveniště:	6. 12. 2022
Předání stavby:	30. 4. 2025
Změnových listů:	45
Cena za dílo:	193 442 214,34 Kč vč. DPH a dodatků



\ ALLPLAN 2025

VAŠE CAD/BIM/AEC ŘEŠENÍ OD NÁVRHU PO VÝSTAVBU

ALLPLAN 2025 přináší stavebním inženýrům, architektům, výrobcům a odborníkům ze stavebnictví inovativní nástroje a pracovní postupy od návrhu po výstavbu a spolupráci v reálném čase. Tyto novinky zvyšují produktivitu a umožňují realizaci projektů se špičkovou kvalitou.

- > Železobetonové monolitické a prefabrikované konstrukce
- > Ocelové konstrukce
- > Infrastrukturní stavby – od přehrad a přístavů až po silnice, tunely a mosty
- > Propojení na programy pro statickou analýzu
- > Pozemní stavitelství a TZB
- > Architektura a interiéry
- > Zařízení staveniště a plánování výstavby



allplan.com/cz

ATENA[®] 2025

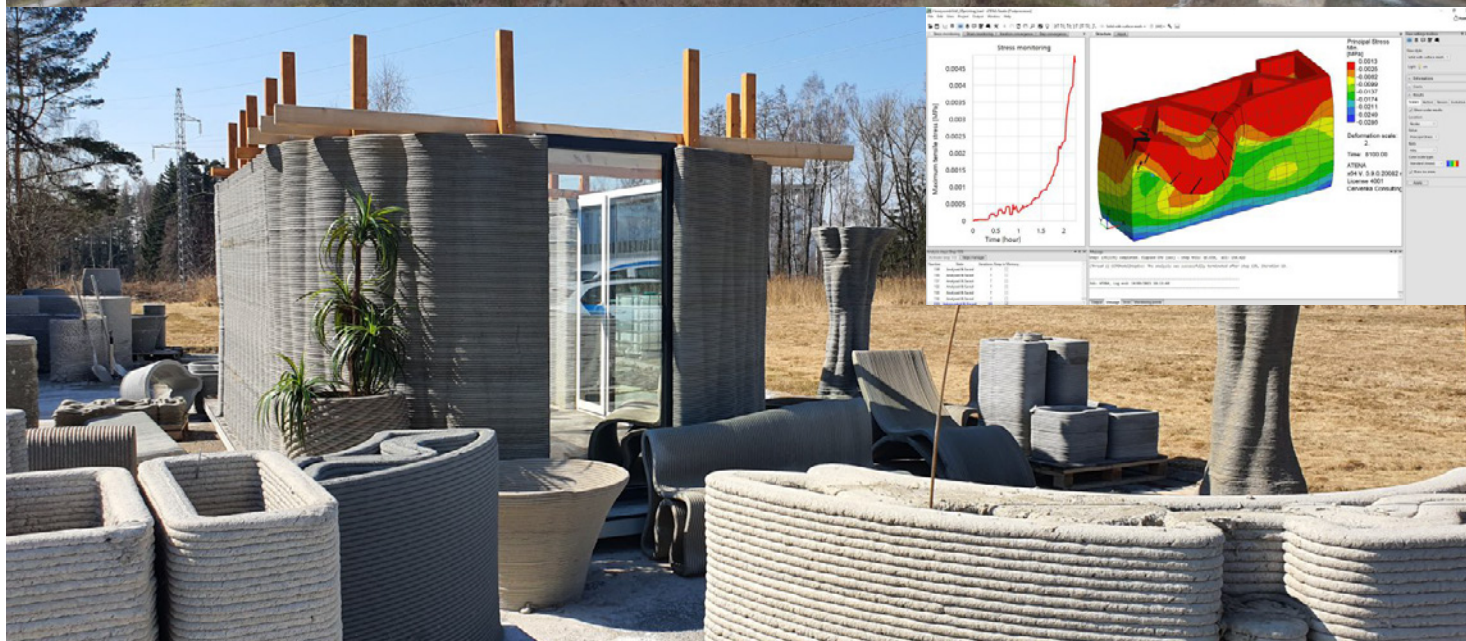
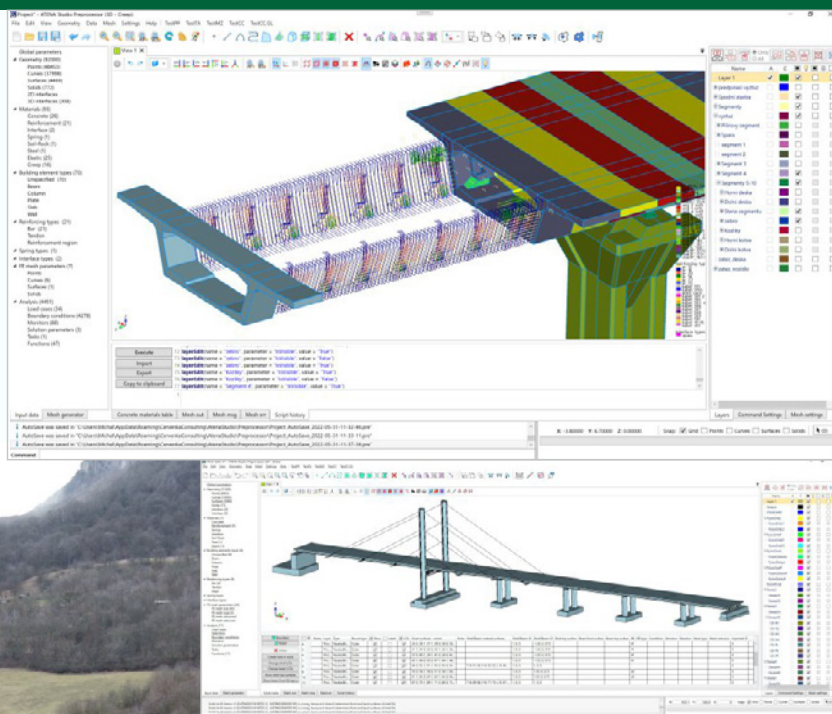
TEST YOUR STRUCTURE BEFORE YOU BUILD IT

ČERVENKA CONSULTING
Concrete Engineering & Software Solutions

Vyzkoušejte jedinečné funkce ATENA 2025 pro realistickou nelineární analýzu!

ATENA 2025 – nová generace výpočtů železobetonu:

- únosnost, průhyby, šířka trhlin v jednom modelu
- požární a tepelná analýza, včetně hydratace betonu
- modelování výstavby a fází zatížování
- reálná vizualizace trhlin a napětí v čase
- modelování 3D tisku betonových konstrukcí
- modely trvanlivosti – koroze, ASR
- skriptování v Pythonu pro automatizaci
- importy BIM/CAD (IFC, DXF, IGES, GiD)
- NURBS geometrie, 64bit výpočty a paralelizace



Červenka Consulting s.r.o., Na Hřebenkách 55, 155 00, Praha 5

+420 **220 610 018**

cervenka@cervenka.cz

www.cervenka.cz

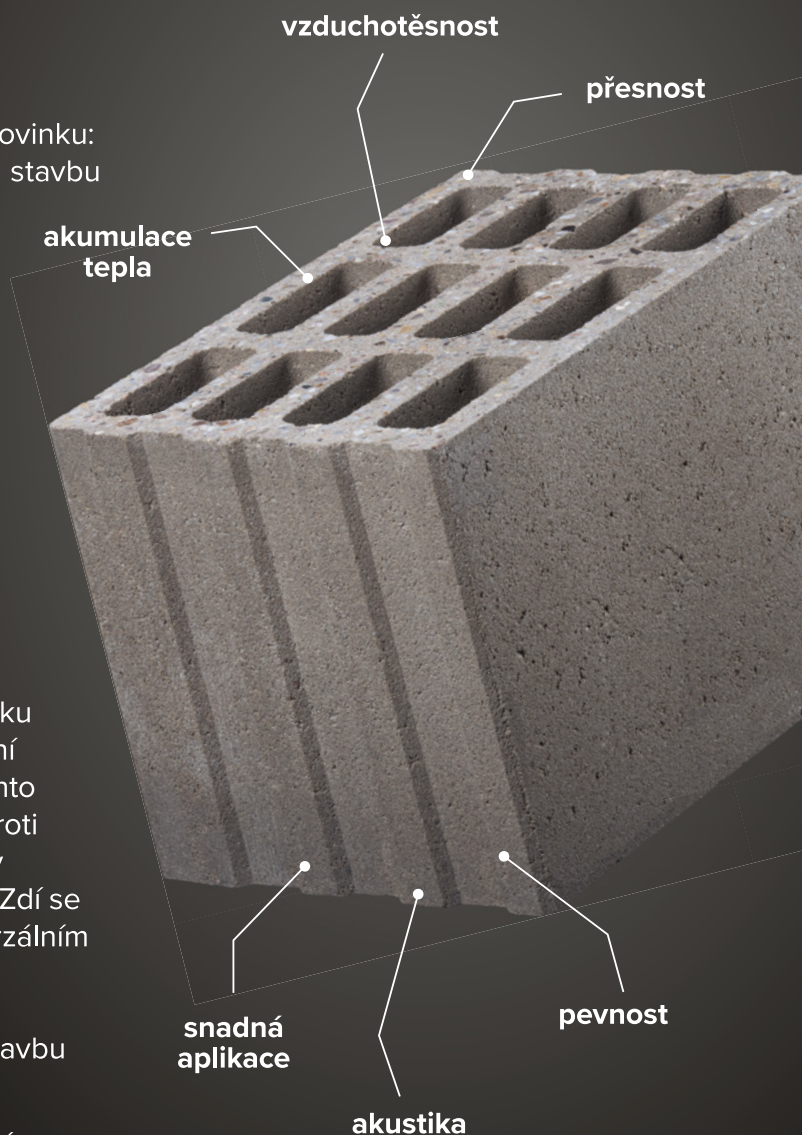
BEST. ROCK

**Konstrukční systém
pro velmi přesné zdění
BEST-ROCK**

Největší výrobce betonových prvků v Česku BEST, a.s. představuje novinku: ucelený konstrukční systém pro hrubou stavbu BEST-ROCK.

Vyniká vysokou pevností, velkou přesností, skvělými akustickými i akumulacími vlastnostmi a snadnou aplikací do modulového systému. Má vysokou požární odolnost. Broušené betonové tvárnice zajišťují díky dokonale přesným zámekům rychlou výstavbu. Jejich vysoká pevnost umožňuje dokonce i pro čtyř až šestipatrové budovy stavět štíhlé nosné stěny o tloušťce 20 nebo 25 cm, což v důsledku umožňuje nezanedbatelně zvětšit vnitřní prostor. Velice zajímavou vlastností těchto tvárnic je také jejich vysoká odolnost proti průrazu. Při balistických zkouškách byly zařazeny do 2. třídy balistické ochrany. Zdí se pomocí tenkovrstvé zdicí malty s univerzálním použitím BEST UNI 10. S odpovídajícím vnějším kontaktním zateplovacím systémem jsou tvárnice vhodné i pro stavbu nízkoenergetických a pasivních domů.

Systém BEST-ROCK doplňují univerzální nosné i nenosné překlady BEST tvořené železobetonovými nosníky s ocelovou výztuží, určené k použití ve stěnách nad okenními a dveřními otvory, a univerzální stropní systém BEST, který díky vysoké únosnosti a tuhosti nosníků při nízké tloušťce umožňuje rozpon stropů až do 9,9 m.



[best.cz/
best-rock](http://best.cz/best-rock)



Využijte svůj potenciál pomocí **Tekla Structures 2025**

Tekla Structures je nejmodernější 3D BIM řešení stavebních konstrukcí, které umožňuje vytvářet, kombinovat, řídit a sdílet multi-materiálový model konstrukce, jenž obsahuje všechny informace nezbytné pro výrobu a realizaci. Se softwarem Tekla Structures můžete vytvářet a detailovat 3D modely monolitických a prefabrikovaných konstrukcí, projektovat vyztužování železobetonových konstrukcí a generovat výrobní výkresovou dokumentaci s nulovou chybovostí.

Let's co

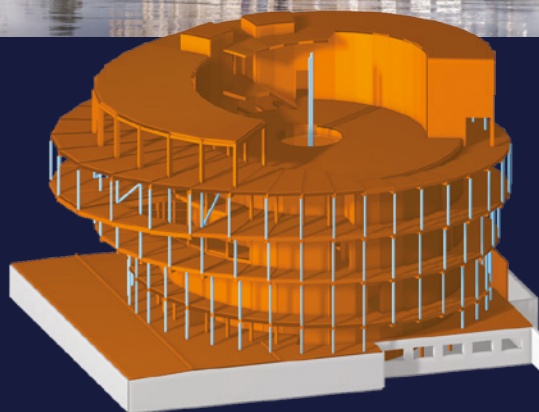
construsoft



Nová generace programů Dlubal Software

Již více než 38 let vyvíjí Dlubal Software programy pro statické výpočty a návrh stavebních konstrukcí, které jsou využívány inženýry ve 132 zemích po celém světě. Programy RFEM a RSTAB se vyznačují bohatou funkcionalitou, spolehlivostí a uživatelskou přívětivostí.

RFEM – výkonný MKP program pro výpočet konstrukcí v plně integrovaném grafickém prostředí pro různé stavební projekty (budovy, průmyslové haly, mosty, stožáry a další). Díky svému modernímu a uživatelsky přívětivému rozhraní umožňuje rychlou analýzu a prezentaci výsledků s podrobnou grafikou a přehlednými tiskovými výstupy.



Český pavilon EXPO 2025 v Ósace, Japonsko
© A2 Timber s.r.o.



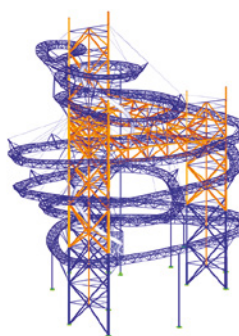
RFEM⁶

Komplexní MKP program (2D/3D)

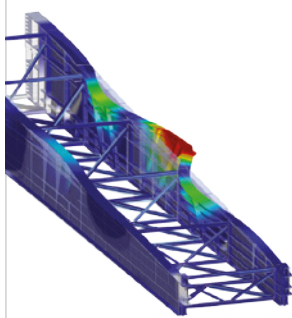


RSTAB⁹

Program pro prutové konstrukce (2D/3D)

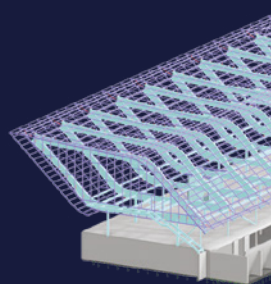


© Taros-Nova s.r.o.

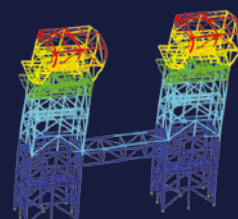


© Pis Pechal s.r.o.

- Generátory zatížení sněhem a větrem dle norem
- Simulace proudění větru v programu RWIND
- Národní normy (Eurokódy) a mezinárodní normy
- Tiskový protokol včetně vzorců
- Plocha pro přenos zatížení
- Podpora vícejádrových procesorů
- Výpočty v cloudu



© Werkraum Ingenieure ZT GmbH



Dvojitá ocelové věže



Koncept BIM

Obousměrná výměna dat s Rhino/Grasshoper, Revit, Tekla; formáty IFC, STEP, SAF, DSTV a další

Dlubal Software s.r.o.

Anglická 28, 120 00 Praha 2

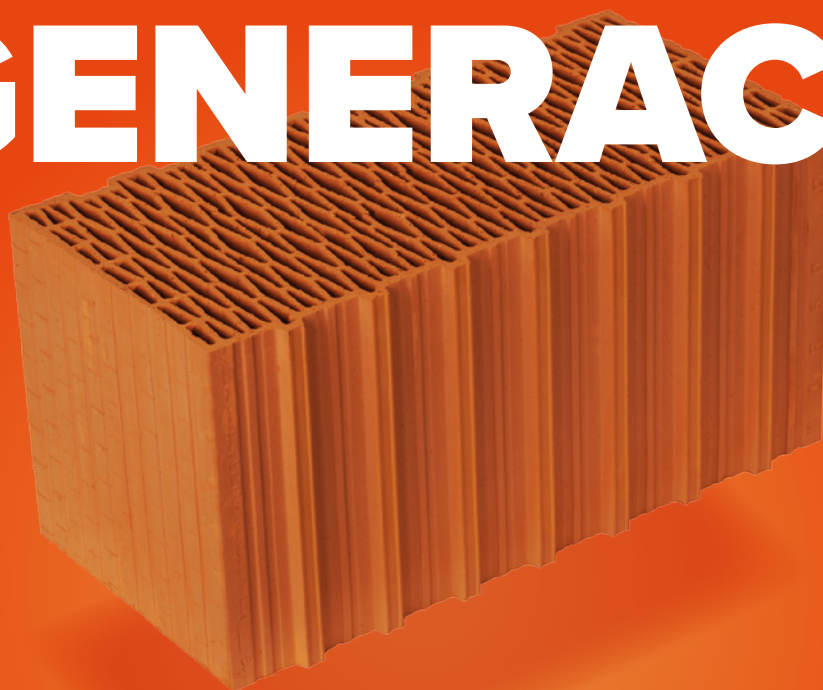
tel.: +420 227203206, info@dlubal.cz



**PLNÁ ZKUŠEBNÍ
VERZE ZDARMA
NA 90 DNÍ**

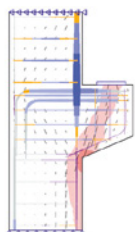
www.dlubal.com

**Chci dům,
který slouží po
GENERACE**

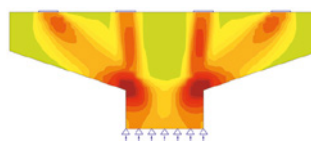


CHCI HELUZ!

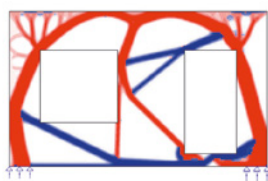
POSOUZENÍ KRITICKÝCH BETONOVÝCH PRVKŮ



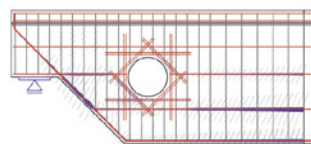
Posudek pevnosti



Pole napětí

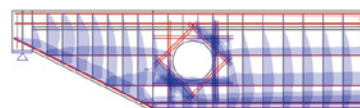
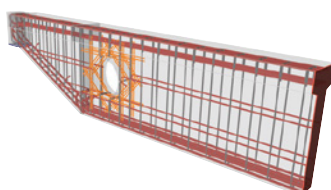
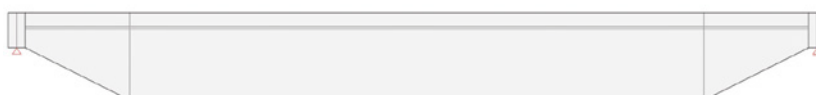


Optimalizace topologie



Šířka trhlin

BIM Workflow



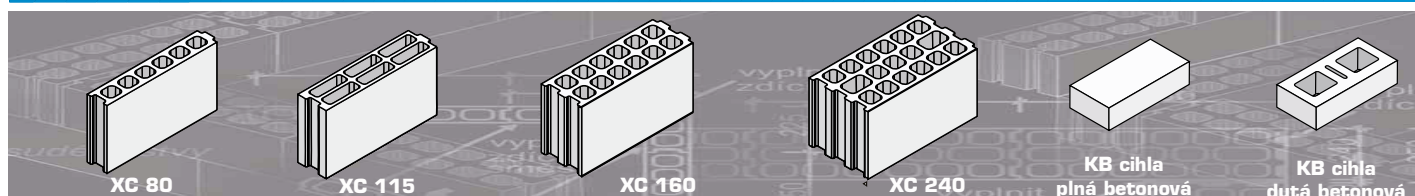
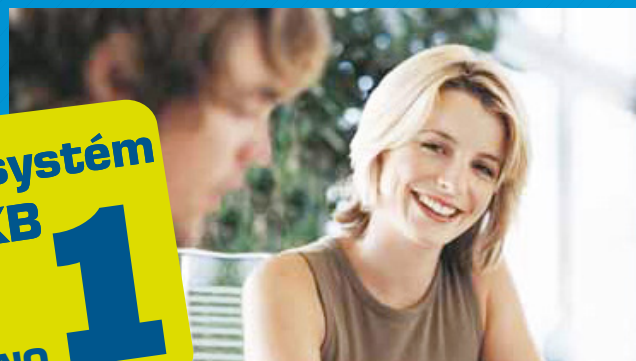
**JAKÝKOLI TVAR A ZATÍŽENÍ,
ZA PÁR MINUT**

ZDÍČÍ SYSTÉM KB

- ┐ KB XC
- ┐ KB STROP XC
- ┐ KB STROPNÍ NOSNÍK XC
- ┐ KB BETONOVÁ CIHLA
- ┐ KB DOPLŇKY betonová cihla

zdící systém
KB

NO. 1



Vlastnost / charakteristika	Deklarovaná hodnota				
	XC 80	XC 115	XC 160	XC 240	Betonová cihla KB
Deklarovaná pevnost v tlaku	$\geq 8 \text{ N.mm}^2$	$\geq 8 \text{ N.mm}^2$	$\geq 10 \text{ N.mm}^2$	$\geq 10 \text{ N.mm}^2$	$\geq 10 \text{ N.mm}^2$
Hmotnost tvárnice	12,6 kg	14,3 kg	23,5 kg	32,5 kg	X
Tepelný odpor zdíva	$0,06 \text{ m}^2 \cdot \text{K.W}^{-1}$	$0,11 \text{ m}^2 \cdot \text{K.W}^{-1}$	$0,21 \text{ m}^2 \cdot \text{K.W}^{-1}$	$0,53 \text{ m}^2 \cdot \text{K.W}^{-1}$	X
Laboratorní vážená neprůzvučnost zdíva s omítkou	50 [-1;-3] dB	48 [-1;-3] dB	52 [0;-2] dB	56 [-1;-2] dB	X
Požární odolnost zdíva bez omítek	E60 / EI 45 / EW60	E 60/ EI 60/ EW60	X	RE 180/REI180/REW180	X
Požární odolnost zdíva s jednostrannou omítkou	X	E 120/ EI 60/ EW 120	RE 180 / REI 180 / REW180	X	X
Mrázuvzdornost	50 cyklů				min 25 cyklů
Přidrženost ve smyku - s maltou KB-BLOK systém	$\geq 0,15 \text{ N.mm}^2$				X
Rozměrová stabilita - vlhkostní přetvoření	$\leq 0,8 \text{ mm.m}^{-1}$				
Nasákavost vlivem kapilarity	$< 15 \text{ g.m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$				
Nasákavost betonu	$\leq 10\%$				

... jediný a první
ZDÍČÍ SYSTÉM v ČR
CERTIFIKOVANÝ
jako SKLADBA ZDÍ!



KB-STROP 625-140



KB-STROP 625-190



KB-STROP 500-150



KB-STROP 500-190

Vlastnost / charakteristika	Deklarovaná hodnota	
	Tvarovky KB - STROP	
Únosnost EN 15037-2+A1:2011	třída R1 >10kN	
Tepelný odpor EN 15037-2+A1:2011	$0,35 \text{ m}^2 \cdot \text{K.W}^{-1}$	

SPOLU TVOŘÍME BUDOUCNOST OBORU

S respektem a hrdostí.



www.konstrukce.cz

Objevte možnosti časopisu a webu KONSTRUKCE.

Jsme pilířem soudobého českého a slovenského pozemního stavitelství i architektury. Nezávislou platformou, kde se propojují experti z akademické a komerční sféry. Komunitou, která sdílí své znalosti a nejnovější poznatky o trendech, technologiích, aktuálních projektech, ale i vizích oboru.

KONSTRUKCE
ODBORNÝ ČASOPIS PRO STAVEBNICTVÍ A STROJÍRENSTVÍ

Když statika potřebuje jistotu.

NOVIA OKNA Group s.r.o.

stabilita v každém detailu

Partner pro odborníky z praxe – s technickou dokumentací, osobním přístupem a profesionální montáží.



Technická přesnost

- Stabilní konstrukce vhodná i pro pasivní stavby
- Statické detaily, BIM podklady a projektová dokumentace



Komplexní řešení

- Okna, dveře, interiérové prvky a stínicí systémy pod jednou střechou
- Vše sladěno s architekturou stavby



Podpora projektantů a investorů

- Konzultace, výběr vhodného systému, vzorkovny
- Podpora ve všech fázích projektu

Máte projekt? Pomůžeme vám najít ideální technické řešení.
Zašlete nám dokumentaci nebo se zastavte na osobní konzultaci.

NOVIA OKNA Group s.r.o.
autorizovaný 1st window partner Internorm
www.noviaokna.cz
info@noviaokna.cz



NOVIA OKNA®

Internorm®



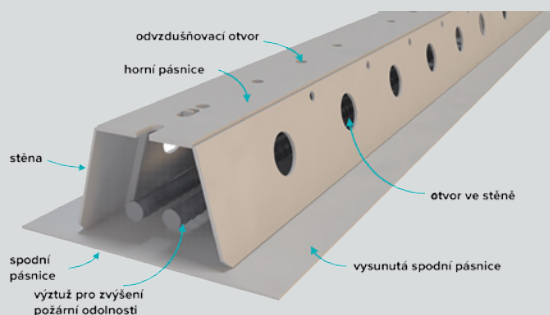
DELTABEAM®

Spřažený nosník

DELTABEAM® je spřažený ocelobetonový nosník s otvory ve stojinách. Použitím nosníků DELTABEAM® se vytvoří **stropní konstrukce bez viditelných průvlaků** se všemi výhodami bezprůvlakových a bezhlavicových stropů. Nosník DELTABEAM® dosahuje **požární odolnosti R180**.

Rychlost výstavby je podpořena **nízkým počtem techniky i pracovníků** na stavbě, čímž přispívá k udržitelnosti moderního stavebnictví.

Během celého procesu je k dispozici projekční tým a **technická podpora** společnosti. Dodáváme **komplexní řešení na míru** podle projektové dokumentace a statického výpočtu.



Potřebujete pomoci s vaším projektem?

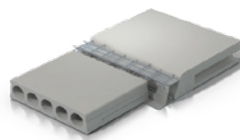
Kontaktujte nás

✉ infocz@peikko.com

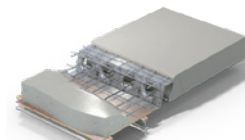
🌐 peikko.cz



Možnosti spřažených konstrukcí s DELTABEAM®



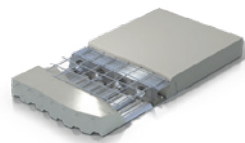
Předpjatý dutinový panel



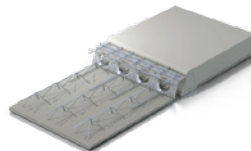
Monolitický železobetonový strop



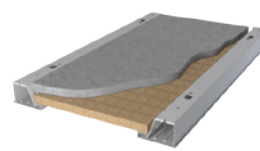
Dřevěný strop



Plechobetonový strop



Filigránový strop



Spřažený dřevo-betonový strop

Rychlejší, bezpečnější a udržitelnější způsob navrhování a výstavby.





System pro přerušení tepelného mostu u atik a parapetů

Atiky jsou součástí moderní architektury s plochými střechami, které splňují požadavky současné výstavby nejen esteticky, ale i prakticky. Ploché střechy na nemovitostech zejména v městských aglomeracích poskytují funkční prostor pro terasy, komunitní zahrady nebo zelené střechy a vždy představují významnou přidanou hodnotu.

PŘERUŠENÍ MÍSTO OBALENÍ

U balkonů je samozřejmostí termické oddělení nosným prvkem, k čemuž lze využít Schöck Isokorb®. Atiky a parapety se ovšem často ještě pořád obalují po celém obvodu tepelně izolačním materiálem, třebaže tak jejich energetické ztráty zůstávají vysoké, jelikož tato konstrukce patří i nadále k vytápěnému prostoru. Na rozdíl od obalení tepelnou izolací nabízí Isokorb® CXT typ AP účinnější řešení pro atiky bez tepelných ztrát.

VÝHODY PŘI PROJEKTOVÁNÍ

- **Bezpečnost** – má stavebnětechnické schválení DIBt.
- **Konstrukční svoboda** – není nutné tepelně izolovat vnitřní stranu atiky nebo parapetu, tudíž je možné realizovat štíhlé prvky, a to i z pohledového betonu.
- **Optimální řešení tepelné izolace** – v porovnání s obalováním tepelnou izolací nabízí účinnější řešení bez tepelných ztrát.
- **Vysoká ekonomická efektivita** – odstranění potřeby tepelné izolace na vnitřní straně konstrukcí vede ke zvětšení užitkového prostoru.

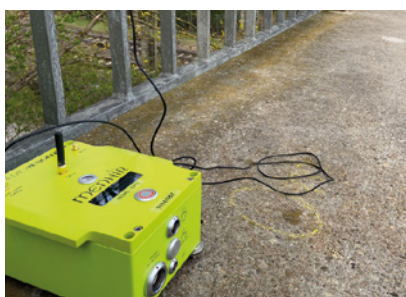
VÝHODY PŘI REALIZACI STAVEB

- **Jednoduché a rychlé zabudování** – nejsou nutné žádné pomocné konstrukce, lze ho umístit přímo na bednění stropu nebo filigránovou desku; délkově nastavitelné pruty Combar® zajišťují přesné výškové vyrovnání.
- **Časově flexibilní zabudování** – lze zabudovat před nebo po položení výztuže stropní desky, stejně jako v čerstvém betonu, bez potřeby přídavné stavební výztuže.
- **Trvalé a bezúdržbové řešení** – protože není potřebná tepelná izolace na vnitřní straně konstrukcí, nemusejí se při instalaci zábradlí, plechů nebo krycích lišt provádět průniky tepelnou izolací.



Bezobslužné monitorování vibrací

Snadná instalace • Přesné a spolehlivé měření • Autonomní provoz • Online přenos a ukládání dat



Všestranná platforma pro aplikace měření a monitorování vibrací, které vyžadují snadno použitelné, ale robustní a spolehlivé přístrojové řešení.

Jsou určeny k monitorování ve stavebnictví pro kontrolu vibrací a otřesů během stavebních projektů, pro monitorování životního prostředí, pro řešení a plánování dopravy, monitorování průmyslových strojů, k zajištění bezpečnosti budov, konstrukcí, strojů a i v jiných oblastech.

Nejlepší portály o stavebnictví

Pořadatel odborných konferencí

10. ročník konference

Požární bezpečnost staveb – 18. 9. 2025

9. ročník konference

Energetická náročnost budov – 27. 11. 2025

3. ročník konference s výstavou

Kroky k udržitelnému stavebnictví – 27. 3. 2026

9. ročník konference

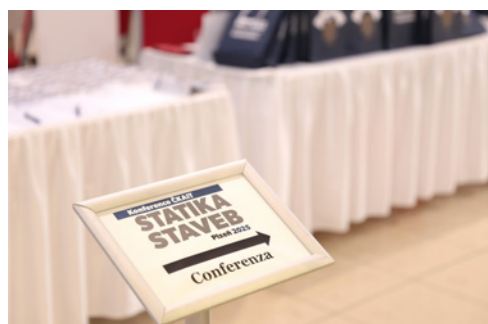
Rekonstrukce a provoz bytových domů – 4. 3. 2026

www.konference.tzb-info.cz



FOTOGALERIE

KONFERENCE
STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025





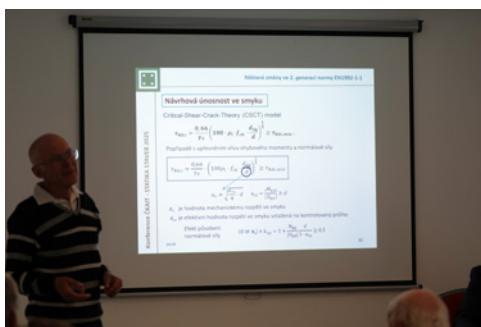


FOTOGALERIE

KONFERENCE
STATIKA STAVEB PLZEŇ 2025









**TĚŠÍME SE
NA VÁS V PLZNI
8.–9. září 2026**

Konference ČKAIT

**STATIKA
STAVEB**

Plzeň 2026