

Konference ČKAIT

STATIKA STAVEB

2024 Plzeň

11.–12. září 2024

**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 Plzeň

**profesní aktivity ČKAIT pro statiku, mosty,
zkušebnictví a geotechniku**

Informační centrum ČKAIT, s. r. o.





Sborník konference
STATIKA STAVEB

Plzeň 2024

11.–12. září

Materiály neprošly jazykovou úpravou.

Autoři odpovídají za obsahovou, odbornou a jazykovou úroveň příspěvků.



Konference ČKAIT Statika staveb Plzeň 2024

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

1. vydání

Koordinace: Ing. Šárka Janoušková

Editor: Ing. Miroslava Rychetská

Praha, září 2024

ISBN 978-80-88265-49-8

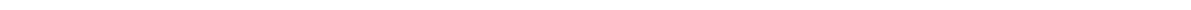
Zlatý partner



Stříbrný partner



Mediální partner



OBSAH

NOVÉ EUROKÓDY PRO ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ STAVEB	5
<i>doc. Ing. Jana Marková, Ph.D.</i>	
BETON A ŽELEZOBETON V NOVÉ GENERACI EUROKÓDŮ	13
<i>Ing. Michal Drahorád, Ph.D.</i>	
PROHLÍDKY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ – PŘÍPRAVA NORMY A POZNATKY Z PROHLÍDEK OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ.....	30
<i>Ing. Jan Mařík, Ph.D.</i>	
TECHNICKÝ STANDARD STATICKÝ VÝPOČET	51
<i>Ing. Petr Bek</i>	
ZESILOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ UHLÍKOVÝMI LAMELAMI A TKANINAMI	52
<i>Ing. Tomáš Jarolím</i>	
INOVACE VE STATICKÉ ANALÝZE: JAK AUTOCONVERTER URYCHLUJE PRÁCI INŽENÝRŮ .56	
<i>Ing. Josef Kopeček</i>	
ZÁKLADNÍ INFORMACE O NAVRHOVÁNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ V DRUHÉ GENERACI EUROKÓDŮ.....	57
<i>Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., Ing. Nikola Soukupová</i>	
ZDIVO POROTHERM – VZNIK STATICKÝCH TRHLIN Z DŮVODU NEVHODNÉHO NÁVRHU NEBO REALIZACE, ZPŮSOBY ŘEŠENÍ. VLIV KONSTRUKČNÍHO ŘEŠENÍ NA STABILITU BUDOVY	70
<i>Ing. Ivo Petrášek, Ing. František Schoval</i>	
HOSPODÁRNOST VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL	78
<i>Ing. Martin Konečný</i>	
POROVNÁNÍ VÝPOČTU ÚNOSNOSTI ZDĚNÉ STĚNY PODLE ZÁKLADNÍ A ZJEDNODUŠENÉ METODY	88
<i>Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., Ing. Nikola Soukupová</i>	

NOVÉ EUROKÓDY PRO ZÁSADY NAVRHOVÁNÍ A ZATÍŽENÍ STAVEB

doc. Ing. Jana Marková, Ph.D.

ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 7, 166 08 Praha 6, jana.markova@cvut.cz

1 Úvod

Revize jednotlivých částí Eurokódů EN 1990 pro zásady navrhování a EN 1991 pro zatížení konstrukcí je téměř dokončena. Technické subkomise CEN/TC250/SC10 a SC1 zodpovědné za jejich tvorbu obdržely připomínky členských zemí k Eurokódům předložených k národnímu hlasování ve stádiu jejich přezkoumávání (ENQ), které pak byly následně zapracovány v pracovních skupinách těchto subkomisí a postoupeny po schválení v technické komisi CEN/TC 250 k formálnímu hlasování (stádium FV) členskými zeměmi CEN. Připomínek edičního i technického charakteru ve stádiu ENQ je obvykle velmi mnoho, jak je také zřejmé z mnoha připomínek, které byly nedávno zaslány k první změně EN 1990, A1. Některé země se teprve nyní aktivně zapojují do připomínkování již téměř dokončených Eurokódů, což však znesnadňuje průběh jejich dalšího schvalování. Dokončují se nebo aktualizují také podkladní dokumenty, které by měly podrobněji vysvětlit, proč došlo k úpravě některých postupů navrhování nebo numerických hodnot s ohledem na současně platné Eurokódy.

V následujícím textu jsou uvedeny aktuální informace o stavu dokončování revize zásad navrhování a zatížení. Po formální stránce došlo k úpravě úvodních kapitol a také obrázků a vztahů, aby byly v souladu s dokumentem N 1250, ve kterém jsou uvedeny požadavky na tvorbu Eurokódů po technické i ediční stránce. Byly také provedeny úpravy názvů některých Eurokódů.

2 Zásady navrhování nových a ověřování existujících konstrukcí

EN 1990-1 Zásady navrhování nových konstrukcí

V současnosti je již k dispozici definitivní text EN 1990-1 pro zásady navrhování nových konstrukcí, který obsahuje základní kapitoly normy 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.

Počátkem července 2024 byly uveřejněny výsledky národního přezkoumání ve stádiu ENQ pro EN 1990-1, A1, jehož součástí jsou kromě drobných dílčích úprav již vydaného textu EN 1990-1 nové normativní přílohy pro zásady navrhování obsahující A.3 pro stožáry, věže a komíny, A.4 pro zásobníky a nádrže, A.5 pro jeřáby a A.6 pro zatížení vlnami a mořskými proudy. K těmto přílohám bylo zasláno množství národních připomínek technického i edičního charakteru, které se nyní zapracovávají v rámci pracovních skupin WG při subkomisi SC10 a také v adhoc skupinách expertů sestavených při CEN/TC250. Konečný návrh EN 1990-1, A1 se plánuje předložit k formálnímu hlasování po schválení v technické komisi CEN/TC 250 v polovině února 2025.

Připravuje se také nová informativní příloha formálně nazvaná „X“, která se zabývá zásadami nelineárních metod pro navrhování konstrukcí. Tato příloha se řeší také ve spolupráci s experty na materiálově zaměřené Eurokódy, probíhají četné konzultace v jednotlivých subkomisích CEN/TC250/SC. K příloze X je zatím mnoho národních výhrad, mezi které patří rozsah její platnosti, zatím nedostatečně vysvětlené aplikace metod uvedených v příloze, nekonzistence definic s těmi, které byly již uvedeny v dalších Eurokódech a také způsob uplatnění dynamických modelů již obsažených v některých částech Eurokódů. Některé země požadují, aby některé části této přílohy byly převedeny do hlavního normativního textu EN 1990-1 (zřejmě jako další změna EN 1990/A2).

EN 1990-2 Zásady ověřování existujících konstrukcí

Eurokód EN 1990-2 pro zásady ověřování existujících konstrukcí prošel národním schvalováním ve stádiu ENQ, kdy bylo členskými zeměmi zasláno velké množství připomínek (záporně k návrhu hlasovaly Finsko a Francie). V současnosti se připravuje nový návrh EN 1990-2, připomínky jednotlivých zemí jsou projednávány, záměrem je, aby se ještě dokument upravil tak, aby mohl být nakonec schválen všemi státy ve stádiu FV. Důležité je také ověření souladu pokynů v EN 1990-2 s pokyny pro existující konstrukce v materiálově zaměřených Eurokódech.

3 Zatížení konstrukcí

EN 1991-1-1 Zatížení vlastní tíhou, stálá a užitná zatížení

EN 1991-1-1 uvádí revidované pokyny pro stanovení vlastní tíhy, stálých a užitných zatížení. Kategorizace užitných ploch byla zachována obdobně jako v současně platné generaci Eurokódů. Kategorie ploch A (rezidenční plochy) a B (administrativní plochy) byly rozčleněny do dvou subkategorií podle způsobu jejich používání. Například pro rezidenční plochy jsou uvedeny subkategorie A.1 pro obytné místnosti a chodby a A.2 pro ložnice, koupelny, pokoje v nemocnicích a v hotelech.

Pro jednotlivé kategorie užitných ploch se nyní uvádí pouze jedna doporučená charakteristická hodnota užitných zatížení, kdy převážně byla vybrána doporučená, podtržená hodnota ze stávajícího intervalu hodnot dle současně platného ČSN EN 1991-1-1. Byla doplněna kategorie S užitných zatížení pro schodiště se subkategoriemi, kde pro kategorii S1 se doporučují stejné charakteristické hodnoty užitných zatížení, jako jsou v kategoriích A a B, pro kategorii S2 na schodištích a podestách tribun bez pevných sedadel je uvedena hodnota 7,5 kN/m². Pro lodžie, terasy a balkóny se uvádí 4 kN/m². Byla upravena doporučení pro užitná zatížení od přemístitelných příček dle jejich vlastní tíhy.

Pokud působí užitné zatížení z více pater nebo z větší plochy, umožňuje se nyní použít současně pro užitná zatížení redukční součinitele α_n a α_A , a to s omezením na maximálně 50% redukce užitého zatížení. Pro oba redukční součinitele platí přídatná omezení dle kategorie užitných zatížení. Jsou zde také doporučeny velikosti spolupůsobících ploch pro uvažovaný nosný prvek. Kombinační součinitel ψ lze nově kombinovat se součinitelem α_n . Tyto pokyny pro kombinační a redukční součinitele budou upřesněny v národní příloze.

Zatížení sněhem

V Eurokódu EN 1991-1-3 jsou pro zatížení sněhem upraveny některé výpočetní modely, podkladem byla nedávno revidovaná ISO 4355 a také výsledky nových výzkumů. Součinitel expozice C_e byl nově zaveden do výpočetního vztahu pro tvarové součinitele a byl upřesněn součinitel tepla C_t . Pro rozsáhlé ploché střechy byl uvažován vliv velikosti střechy. Pro střechy vícelodních 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 uvažování působení větru na návěje. Doporučil se postup pro zohlednění vlivu deště na zasněžené ploché střeše.

Jsou zde také zcela nově uvedena doporučení pro uvažování přídatných návějí na střechách s nainstalovanými fotovoltaickými nebo solárními panely. Pokyny pro uvažování sněhových návějí v oblasti těchto panelů byly také nedávno vydány jako nová Změna 7 ČSN EN 1991-1-3.

EN 1991-1-3 byla již předložena k formálnímu hlasování (FV) členskými zeměmi, její schválení se očekává na podzim 2024, stejně jako u dalších Eurokódů pro klimatická zatížení z EN 1991.

Zatížení větrem

V porovnání se současně platným ČSN EN 1991-1-4 obsahuje revidovaný dokument EN 1991-1-4 celou řadu změn. Obsah základních kapitol je omezen, mnoho pokynů bylo přesunuto do 13 příloh, z nichž některé jsou zcela nové. Při revizi dokumentu bylo požadováno připravit evropskou mapu rychlostí větru, zpřesnit modely pro zatížení větrem, revidovat součinitele sil a součinitele tlaku, ověřit postup pro dynamickou odpověď konstrukce na zatížení větrem a také připravit uživatelsky srozumitelnější dokument. Nový dokument EN 1991-1-4 je značně rozsáhlý, má asi 300 stran.

Rozsah použití EN 1991-1-4 pro stanovení zatížení větrem je nově rozšířen pro pozemní a inženýrské stavby s výškou do 300 m. Norma uvádí pokyny pro stanovení rychlosti větru a zahrnuje návrhové situace pro synoptické bouře. Nesynoptické větry zůstávají mimo rozsah normy, např. silné bouře, downburst, tornáda. Je třeba poznamenat, že před 30 lety, kdy byla připravována 1. generace Eurokódů, v Evropě převládaly synoptické bouře generované ze severní části Atlantického oceánu. Novou změnu v charakteru bouří lze přičíst na vrub klimatickým změnám.

Charakteristická hodnota zatížení větrem je založena stejně jako u dalších klimatických zatíženích 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 uvažováním 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 příloze F, kde jsou nyní podrobněji zpracovány než v současně platné ČSN EN 1991-1-4.

Příloha A s přehledem hodnot výchozího základního větru v jednotlivých členských zemích byla nakonec z normy vynechána, předpokládá se, že si každá země připraví aktualizované národní mapy větrných oblastí. Zatím nebyly nalezeny finanční prostředky pro tvorbu celoevropských klimatických map, ve kterých by byly odstraněny v současnosti existující nekonzistence národních map na hranicích jednotlivých zemí.

Provedla se také revize a harmonizace součinitelů vnitřních a vnějších tlaků větru, které jsou obsahem tří kapitol C až E, došlo zde téměř k 60 % nárůstu počtu stran těchto příloh. V příloze C jsou uvedeny 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 v budovách. V příloze D jsou uvedeny součinitele výsledného tlaku pro stěny, balkóny, římsy, ploty a střechy. Příloha E obsahuje součinitele síly pro konstrukce a konstrukční prvky včetně příhradových konstrukcí, věží, stožárů, komínů, ocelových lan, lešení a hlavních nosných konstrukcí 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.

Postupy pro stanovení příčné dynamické a aeroelastické odezvy pro citlivé budovy jsou uvedeny v Příloze G, pro štíhlé konstrukce v příloze H (doplňují tak pokyny kapitoly 10). Dynamické charakteristiky konstrukcí (vlastní frekvence, modální tvary, ekvivalentní hmotnosti, logaritmický útlum), které mají lineární elastické chování, jsou uvedeny v příloze I. Do přílohy J 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 L uvádí postupy stanovení rychlostí větru na základě měření z meteorologických stanic. Kapitola K uvádí postupy modelování zatížení větrem na konstrukce ve větrném tunelu, což umožňuje zpřesnit parametry pro specifické konstrukce nebo pro podmínky konstrukce v konkrétním projektu. Simulace zatížení konstrukce větrem na vytvořeném modelu konstrukce byla již také zavedena do některých komerčních softwarů. Příloha M uvádí pokyny pro pravděpodobnostní modelování zatížení větrem na konstrukce.

Doporučení pro uvážení účinků klimatických změn a jejich vliv na predikci charakteristických hodnot zatížení větrem jsou zatím koncipovány v EN 1991-1-4 obecně, neb provedení predikcí u zatížení větrem ovlivňuje mnoho faktorů a jsou zde značné nejistoty týkající se budoucího vývoje zatížení větrem (mohou být upřesněny v národní příloze). V současnosti se v pracovní skupině SC1/WG1 připravuje podkladní dokument k EN 1991-1-4.

Zatížení teplotou

V EN 1991-1-5 byly provedeny úpravy pokynů pro zatížení budov teplotou a byly sloučeny a zpřesněny tabulky pro rozsahy teplot. U mostů došlo k dílčím aktualizacím a zjednodušením, byl vynechán diagram pro převod teploty vzduchu ve stínu na rovnoměrnou složku teploty a jsou zde uvedeny pouze výpočetní vztahy.

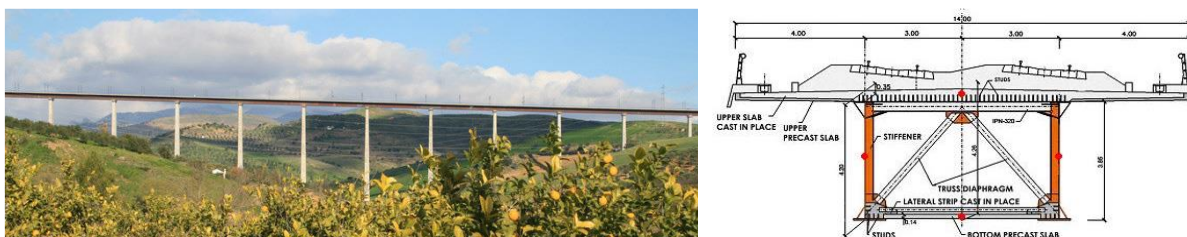
Pro svislou rozdílovou složku teploty mostu je možné použít lineární nebo nelineární průběh teplot, který může být zvolen v národní příloze.

Výchozí teplota konstrukce T_0 , která byla doporučena podle současně platné normy hodnotou 10 °C (pokud nebyla tato teplota přesněji stanovena měřením), byla doplněna o odchylku ΔT_0 , kterou se vyjadřují nejistoty při stanovení výchozí teploty.

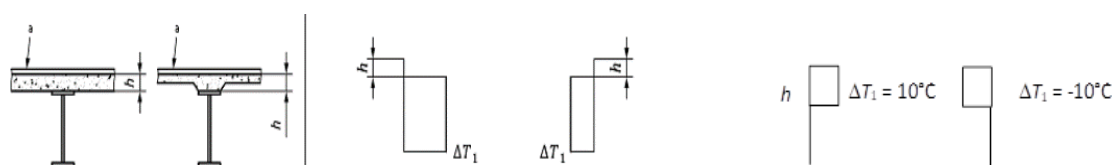
V EN 1991-1-5 se také uvádí doporučení pro přípravu národních map minimálních a maximálních izoterm, s jejich předpokládanými pravidelnými aktualizacemi v intervalech asi po 15 až 20 letech. Postup aktualizace charakteristických hodnot teplot vzduchu ve stínu a také nový aditivní spolehlivostní prvek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

Na obr. 1 je uveden příklad dlouhodobého monitorování teplot u španělského železničního mostu. Na obr. 2 je ilustrován nový model pro svislé nelineární rozdíly teplot u ocelobetonových mostů v porovnání se v současnosti platným modelem v ČSN EN 1991-1-5.



Obr. 1 Pohled na monitorovaný železniční ocelobetonový most "Arroyo las Piedras" a jeho příčný řez



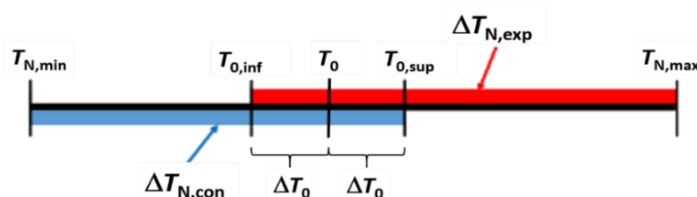
Obr. 2 Nový nerovnoměrný teplotní průběh po výšce průřezu pro ocelobetonové mosty (vlevo) pro oteplení, $\Delta T_1 = 18 \text{ }^\circ\text{C}$, a pro ochlazení, $\Delta T_1 = -10^\circ$ pro ocelovou část konstrukce, místo v současnosti platných modelů (vpravo), kde $\Delta T_1 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$ a $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ pro betonovou část konstrukce

V EN 1991-1-5 pro zatížení teplotou se nově uvažuje kromě hodnoty výchozí teploty T_0 , při které dochází k omezení konstrukce mostu, s nejistotami při stanovení příslušné hodnoty výchozí teploty. Pokud nejsou k dispozici podrobnější data specifická pro oblast stavby, pak lze hodnotu výchozí teploty uvážit jako průměr z minimální/maximální teploty vzduchu ve stínu (T_{\min} a T_{\max}), tedy pokud nebude v národní příloze vybrána vhodnější hodnota nebo postup. Horní a dolní hodnotu výchozí teploty vlivem protažení/zkrácení lze zapsat vztahy

$$T_{0,\text{sup}} = T_0 + \Delta T_0 \quad \text{a} \quad T_{0,\text{inf}} = T_0 - \Delta T_0 \quad (1)$$

a pro charakteristickou hodnotu maximálního protažení a zkrácení (obr. 3) platí

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{N,\text{max}} - T_{0,\text{inf}} \quad \text{a} \quad \Delta T_{N,\text{con}} = T_{0,\text{sup}} - T_{N,\text{min}} \quad (2)$$



Obr. 3 Charakteristická hodnota maximálního protažení ($\Delta T_{N,\text{exp}}$) a zkrácení ($\Delta T_{N,\text{con}}$)

Pro navrhování 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 uvádí EN 1990, A.2.

V EN 1991-1-5 se také upozorňuje, že je potřebné uvážit teplotní vlivy na mostovku během pokládky relevantních ploch horkého asfaltu na vozovce. Předpokládá se, že konkrétní doporučení budou uvedena v národní příloze nebo specifikována pro konkrétní projekt.

V EN 1991-1-5 a také v dalších částech EN 1991 zaměřených na klimatická zatížení jsou uvedeny návody, jak uvažovat účinky klimatických změn. Účinky klimatických změn pro zatížení teplotou se doporučují uvažovat na základě koeficientu teplotních změn ΔT_{cc} který bude použit pro úpravu teplot 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_{ca} až Q_{cf} , pro které jsou doporučeny hodnoty užitečných zatížení. Nově se zde uvádí třída Q_{cf} , 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 nyní upraveny doby trvání etap provádění (do 5 dnů, nad 5 dnů až do roka a přes jeden rok). V případě potřeby je nezbytné zahrnout vlivy ročních období.

Zásady navrhování pro dočasné návrhové situace, kombinace zatížení, dílčí součinitele a součinitele kombinace pro staveništní zatížení u budov byly převedeny do EN 1990, přílohy A.1.

Mimořádná zatížení

EN 1991-1-7 uvádí zásady navrhování konstrukcí s ohledem na předem určená 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 zatíženími konstrukcí od nárazů silničních a železničních vozidel, vrtulníků, vysokozdvizných vozíků a plavidel. Jsou zde také uvedeny zásady navrhování konstrukcí 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.

Kategorizace konstrukcí do tříd následků CC1 až CC3 s ohledem na vnitřní exploze v budovách byla převedena z přílohy A do hlavního, normativního textu normy. 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. V informativní příloze A byla ponechána doporučení pro zajištění robustnosti konstrukce včetně teoretických hodnot zatížení pro klíčové nosné prvky, které mohou být v národní příloze upraveny (do této informativní přílohy bylo výjimečně dovoleno uvést národně volitelné parametry NDP). V příloze B byla provedena dílčí úprava postupů hodnocení rizik a opatření pro jejich zmírnění.

Pokyny pro dynamické analýzy uvedené v příloze C byly upraveny a zjednodušeny. Požadavky na zatížení na svodidla jsou uvedeny v souboru ČSN EN 1317.

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

Zatížení jeřáby

V EN 1991-3 byla zjednodušena klasifikace zatížení, upřesněny některé kombinace zatížení a doplněny pokyny pro namáhání konstrukcí na únavu od účinků jeřábů (upravena klasifikace zatížení). K dispozici je také nový podkladní dokument. EN 1991-3 poskytuje pokyny pro jednotlivé typy zatížení od jeřábů, které jsou potřebné uvažovat, a také doporučené hodnoty dynamických součinitelů. V tabelizované podobě jsou uvedena zatížení pro ověření návrhových situací pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti. Zásady navrhování pro podpěrné konstrukce jeřábů a hodnoty dílčích součinitelů byly převedeny do EN 1990.

Klasifikaci podpěrných konstrukcí jeřábů uvádí příloha A. Pokyny pro zjednodušený výpočet zatížení od mostových jeřábů obsahuje příloha B a také postup stanovení vodorovných sil od konzolových pojízdných jeřábů. Návodů pro konzolové jeřáby jsou uvedeny v příloze C. Příloha D s „obecným“ přístupem, jak postupovat pro navrhování konstrukcí pro různé typy jeřábů, která byla připravená v rámci CEN/TC 250 adhoc skupiny, byla nakonec vynechána a je uvedena v podkladním dokumentu k EN 1991-3.

Zatížení zásobníků a nádrží

EN 1991-4 pro zatížení zásobníků a nádrží je již téměř dokončen, snahou bylo dořešit některé nekonzistence této normy se zásadami navrhování uvedenými v EN 1990, A.4 pro zásady navrhování zásobníků a nádrží. Souvislost

kategorizace zásobníků podle následků poruchy (třídy CC – Consequence Class) a tříd zatížení AAC (Action Assessment Class) je vysvětlena na základě rizikové matice.

Velmi důležitým hlediskem při navrhování zásobníků a nádrží je geometrie a velikost zásobníků dle tříd AAC, kde hlavně návrhu velkoobjemových zásobníků je třeba věnovat značnou pozornost, zejména v nejvyšší třídě zatížení AAC3. Dominantní problémem je obvykle vyprazdňování zásobníků. I když se podařilo provést některá zjednodušení a přesunout části zásad navrhování do nové přílohy A.4 v EN 1990, přesto zůstává text EN 1991-4 na některých místech zbytečně obsáhlý a nepříliš uživatelsky přehledný, s mnoha empirickými vztahy.

Mimo rozsah normy nadále zůstaly zásobníky pro siláže nebo senáže, pro které u nás platí ČSN 73 5570.

Zatížení námrazou a ledovkou

EN 1991-1-9 vychází z ISO 12494, je podstatně zjednodušen a lépe aplikovatelný. Pro stanovení charakteristických hodnot zatížení námrazou jsou uvedeny výpočetní vztahy, zatímco množství tabulek nyní obsažených v národně zavedené ČSN ISO 12494 bylo z normy vynecháno. Součinitele 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 kterých je třeba uvažovat s námrazou, jsou nyní uvedeny v Příloze A.3, EN 1990.

EN 1991-1-9 obsahuje informativní přílohy, ve kterých jsou uvedeny doplňující pokyny o vlivu námrazy na konstrukce, na možný nárůst námrazy s ohledem na výšku konstrukce a také o nebezpečí pádu námrazy z konstrukce a o předpokládaných ochranných pásmech 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. Dvě země zatím k návrhu normy hlasovaly záporně ve stádiu ENQ jejího prověřování (Dánsko a UK). V současnosti se do dokumentu zpracovávají připomínky zaslané 8 státy CEN.

Technická zpráva CEN/TC 250 o interakci klimatických zatížení

Technická zpráva CEN/TC 250/SC1 se zabývá interakcí klimatických zatížení. Pravděpodobnostní metody byly použity pro analýzy spolupůsobení různých klimatických zatížení. Technická zpráva uvádí hlavní fyzikální charakteristiky klimatických zatížení a způsoby jejich modelování. Zavádí se zde klimatický zatěžovací řetězec s jednotlivými klimatickými zatíženími a vlivy, součinitele expozice, součinitele interakce a dynamické součinitele. Pro jednotlivé klimatické zóny v Evropě jsou analyzována klimatická zatížení.

Zpráva se též zabývá klimatickými změnami a jejich dopadem na navrhování konstrukcí. Očekává se nárůst střední hodnoty klimatického zatížení, zvětšení variačního koeficientu a změny v distribučních funkcích. U větru se očekává změna v podílu různých typů mechanismů vyvolávajících větrné bouře.

Technická zpráva JRC o robustnosti konstrukcí

Pokyny pro dosažení požadované robustnosti konstrukcí budov a mostů jsou nyní podrobněji uvedeny v nové informativní příloze E v EN 1990, zásady lze použít i pro další typy konstrukcí. Záměrem pokynů pro robustnost konstrukcí je prevence vzniku nepřiměřených následků způsobených nebezpečnými vlivy, jako je náhlý kolaps nosného prvku nebo části konstrukce, a také návrh dodatečné odolnosti konstrukcí tak, aby se snížila pravděpodobnost výskytu nebo dopadu takové mimořádné události na stavbu. Upozorňuje se zde, že teoretické postupy pro zvýšení robustnosti konstrukce uvedené v příloze E nejsou obvykle založeny na požadované úrovni spolehlivosti tak, jako při návrhu nosného prvku na identifikovanou, předem předpokládanou mimořádnou zatížení, která se mohou vyskytnout během životnosti stavby. Proto zde může být potřebné uvážit podmíněné spolehlivosti a provést podrobnější analýzu při návrhu konstrukce na přiměřenou robustnost.

Dva vybrané příklady hrubých chyb vedoucí ke zřícení stožáru během jeho technologicky nesprávné demontáže a nedostatky při přípravě nové plánované výstavby nové čističky odpadních vod vedle již existující čističky jsou ilustrovány na obr. 4, kde v jeho levé části po technologicky chybné, nesymetricky vedené demontáži elektrického vedení došlo k náhlému kolapsu ocelového stožáru (navíc se ztrátami na lidských životech), na pravé části obrázku

po nesymetrickém odstranění větší části zemního obsypu nádrže došlo k náhlému vylomení asi třetiny její válcové stěny a k jejímu pádu směrem k nové stavební jámy nedaleko paty existující nádrže. Na nesymetrické zatížení zeminou nebyla nádrž ověřena, navíc její výztuž byla chybně navržena a také zrealizována, zde však naštěstí nebyla zahájena raní směna na staveništi.



Obr. 4 Hrubé chyby mohou vést k havárii stavby – vlevo kolaps stožáru vysokého napětí při nesprávném postupu demontáže elektrického vedení, vpravo kolaps části nádrže ČOV po nesymetrickém odstranění části zeminy

Technická zpráva JRC se podrobně zabývá způsoby dosažení robustnosti konstrukcí a uvádí teoretické postupy ověření míry jejich robustnosti, které se zde také opírají o pravděpodobnostní metody a metody hodnocení rizik, kde podkladem byla ISO 2394 pro zásady navrhování konstrukcí (v systému ČSN zavedena v anglickém znění). Nyní se připravuje konverze zprávy JRC do technické zprávy subkomise CEN/TC250/SC10 a po jejím odsouhlasení se plánuje příprava nového Eurokódu pro navrhování nebo ověřování konstrukcí na jejich přiměřenou robustnost.

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. Konečnými edičními nebo technickými úpravami dosud prochází většina norem. Požadované snížení počtu národně stanovených parametrů se podařilo dosáhnout jen u některých Eurokódů. Přibyly nové doplňující postupy, které dosud chyběly nebo byly dosti obecné, a to včetně některých nových zatížení, namáhání konstrukcí na únavu a upřesnění způsobů použití nelineárních metod.

Předpokládá se, že v rozmezí následujících asi dvou let bude potřebné začít připravovat nové národní přílohy, doporučit hodnoty některých národně stanovených parametrů a uvážit potřebu kalibrace některých dílčích součinitelů a dalších prvků spolehlivosti pro zatížení a jejich kombinace. Důležité bude také připravit nové klimatické mapy pro zatížení sněhem, větrem, teplotou a námrazou na základě statistického zpracování dat z posledních dvou desetiletí.

JRC ve spolupráci s experty členských zemí podporuje tvorbu výzkumných zpráv a podkladních dokumentů, což přispívá k usnadňování zavádění nové generace Eurokódů v členských zemích. Do některých jejích činností jsou také zapojeni naši experti. Na webových stránkách JRC je uvedeno mnoho informací a nová série videí o nové generaci Eurokódů a plánované evropské nebo mezinárodní workshopy, které jsou například zaměřeny na klimatické změny a jejich dopady na stavby. JRC podporuje nový prenormativní výzkum ve stavebnictví.

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

EN 1991-2 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges and other civil engineering works

EN 1991-3 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: Actions induced by cranes and machinery

EN 1991-4 Eurocode 1 - Actions on structures - Part 4: Silos and tanks

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

BETON A ŽELEZOBETON V NOVÉ GENERACI EUROKÓDŮ (EC 1992)

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.

FSv ČVUT v Praze a Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.

Účel Eurokódů (EC)

- poskytnout obecná návrhová kritéria a metody splňující předepsané základní požadavky i hlediska trvanlivosti a hospodárnosti u stavebních konstrukcí;
- poskytnout obecné podklady pro navrhování stavebních konstrukcí
- umožnit v rámci členských států EU volnou výměnu a spolupráci v oblasti výstavby a stavebního podnikání;
- vytvořit společný základ pro výzkum a vývoj v oblasti stavebnictví;
- umožnit přípravu společných návrhových pomůcek a výpočtových programů na evropské úrovni



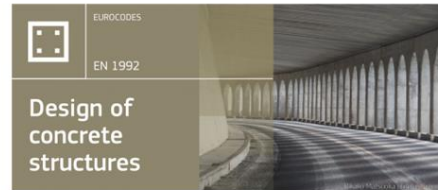
Historie Eurokódů (EC)

- **1975** – Vznik myšlenky na sjednocení evropských stavebních norem
- **1989** – Příprava norem převedena z členských států na CEN
- **2003** – Doporučení EK (2003/887/ES) k zavedení a používání Eurokódů pro stavební konstrukce a nosné stavební výrobky
- **2004** – Zavedení předběžných evropských norem do soustavy ČSN (ČSN P ENV) – platí současně se soustavou ČSN
- **2004** – Zahájení vydávání evropských norem (EN)
- **2010** – Závazné zavedení evropských norem (EN) jako jediných platných předpisů pro navrhování stavebních konstrukcí v EU (pro veřejné stavby)
- **2012** – Mandáty EK pro CEN (M/466 a M/515) k aktualizaci a dalšímu vývoji Eurokódů pro stavební konstrukce



Důvody pro aktualizaci EC

- Všeobecný vývoj a pokrok v oblastech navrhování a provádění
- Vývoj nových materiálů a konstrukcí
- Vývoj nových postupů výstavby
- Vývoj v oblasti navrhování (spolehlivost, zatížení, požadavky na bezpečnost a robustnost)
- Zkušenosti s používáním EC 1. generace
- Odpovídající zohlednění společenských vlivů a požadavků na stavby, jejich navrhování a provádění (Green Deal, udržitelnost, trvanlivost)

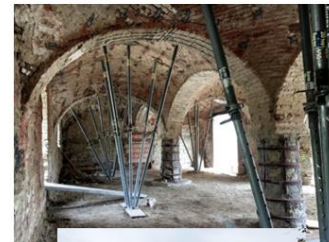
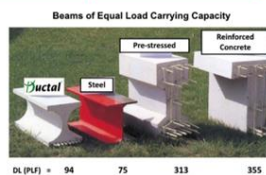


M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

4

- **Prodloužení životního cyklu staveb** – údržba a renovace stávajících stavebních konstrukcí místo jejich demolice a výstavby nových
- **Recyklace a využívání odpadních surovin** – využívání stavebního odpadu a jeho recyklace
- **Efektivní využívání stavebních materiálů, maximalizace životnosti nových staveb při minimalizaci nákladů na jejich údržbu**

=> Tlak na kvalitní návrh, provedení a údržbu, včetně průběžné obnovy a nového využití staveb



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

5

Principy aktualizace EC pro betonové konstrukce

Aktualizace EC pro navrhování betonových konstrukcí první generace byla postavena na několika strategických rozhodnutích:

- sloučení dokumentů pro navrhování jednotlivých druhů betonových konstrukcí (EN 1992-1-1, EN 1992-2 a EN 1992-3);
- odstranění nejasností stávajících metod a postupů navrhování a zjednodušení použití návrhové normy („enhancement of ease of use“);
- zavedení vybraných nových materiálů betonových konstrukcí a vybraných způsobů jejich navrhování (FRC, FRP, atd.);
- modifikace modelů pro navrhování a hodnocení betonových konstrukcí,
- omezení počtu národně volitelných parametrů (231 → 101);
- příprava podkladového materiálu (background document) – 878 stran.

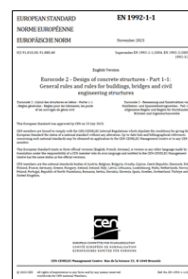


M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

6

Časový rámec zavedení EN 1992 (Evropa)

- | | |
|---|----------------|
| • Dokončení textu EN 1992-1-1 a EN 1992-1-2 | 12/2022 |
| • Formal Vote (submission) | 27/04/2023 |
| • Formal Vote (closure) | 22/06/2023 |
| • Vyhlášení výsledků FV | 20/07/2023 |
| • Ratifikace textu norem | 20/07/2023 |
| • Zveřejnění norem | 04/2024 |
| • Vydání všech částí EC 2.gen | 03/2026 |
| • <i>Překlad + národní diskuze (TNK)</i> | |
| • Dokončení překladu a národních příloh + NDP | 09/2027 |
| • Zneplatnění 1. generace EC | 03/2028 |



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

7

Časový rámec zavedení EN 1992 (ČR)

- Zveřejnění norem (CEN – Angličtina) 04/2024
- Přejmutí norem do ČSN (v originále) - **Platnost** 10/2024
- Zahájení práce na překladu EC2 11/2024?
- *(základní text, přílohy, zpracování NA, překlad vybraných částí podkladového materiálu)*
- Dokončení překladu a národních příloh + NDP 01/2027
- **Zneplatnění 1. generace EC = Účinnost EC 2. generace 03/2028**



Možnosti využití EC 2.generace před jejich účinností

- Pro plnohodnotné zavedení EC 2.generace je **nutný jejich překlad a vypracování národní přílohy (NA)**. Pro EC2 se aktuálně překlad připravuje.
- Do doby zpracování NA (nejpozději 03/2028) se předpokládá platnost EC 1. generace.
- Protože je ale 2.generace postavena na stejných principech jako 1. generace, je možné využití některých částí již nyní. Zejména se to týká nových částí a ustanovení, která nebyla v 1. generaci zahrnuta.
- Pro použití však platí, že se musí postupovat konzistentně, vždy v celém rozsahu řešeného problému podle jedné generace příslušného materiálového EC.

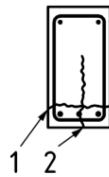
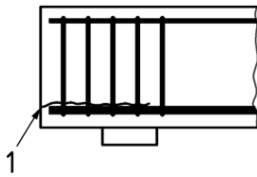


Kotvení výztuže podle EC-2 2.generace

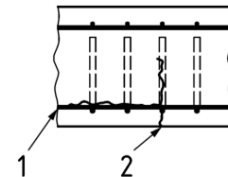
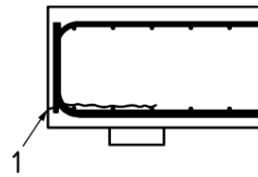
Obecné požadavky

- Základní uspořádání výztuže a požadavky na provádění jsou shodné pro Gen1 a Gen2 (probetonování, přenos zatížení)
- Gen2 klade zvýšený důraz na příčnou výztuž pro zamezení delaminace (1) a vzniku podélných trhlin (2) podél kotvených prutů.

Prutové prvky



Plošné prvky



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

10

Minimální průměry zakřivení

- Min. průměr zakřivení vychází z podmínky odolnosti betonu v otláčení a zachování celistvosti betonářské výztuže při ohýbání
- Svar příčného prutu musí být ve vzdálenosti $\geq 3\phi$ od konce ohybu

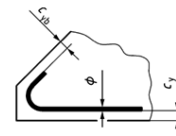
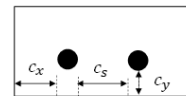
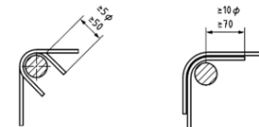
$$\phi_{mand,min} = 4\phi \text{ pro } \phi \leq 16 \text{ mm}$$

$$\phi_{mand,min} = 7\phi \text{ pro } \phi > 16 \text{ mm}$$

Shodné s Gen1

Platí pro:

- $f_{yd} \leq 25 f_{cd}$ a $\gamma_C = 1,5$
- Třmeny, háky a ohyby podle konstrukčních zásad, pokud
 - Kotevní délka za ohybem méně než 5ϕ
 - $c_x \geq 1,5\phi$ a $c_s \geq 3\phi$
- Ohyby $\alpha \leq 45^\circ$, $c_x \geq 2,5\phi$ a $c_s \geq 5\phi$



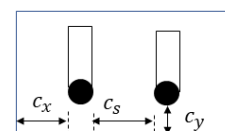
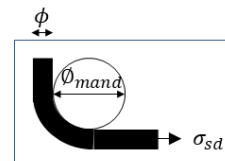
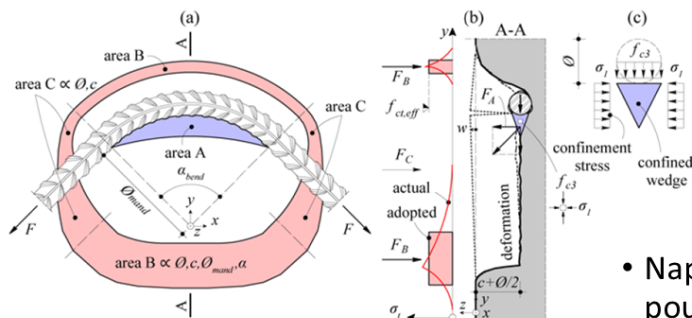
M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

11

- Pokud nejsou podmínky splněny, musí pro napětí ve výztuži platit:

$$\sigma_{sd} \leq \frac{2}{\pi} f_{cd} \frac{\phi_{mand}}{\phi} + \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \left(\frac{d_{dg}}{\phi} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{c_d}{\phi} + 0,5 \right) \left(32 \frac{45}{\alpha^\circ} + 0,7 \frac{\phi_{mand}}{\phi} \right)$$

kde: $d_{dg} = 16 \text{ mm} + D_{lower} \leq 40 \text{ mm}$ pro betony $\leq C60$
 $d_{dg} = 16 \text{ mm} + D_{lower} (60/f_{ck})^2 \leq 40 \text{ mm}$ pro betony $> C60$



$$c_d = \min(c_x; c_y; 0,5c_s)$$

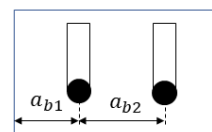
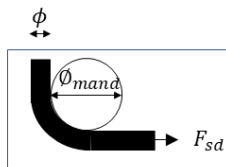
- Napětí může být zvýšeno při použití příčné výztuže



Minimální průměry zakřivení – porovnání Gen1 a Gen2

- V Gen1 vycházel vzorec z původní britské normy

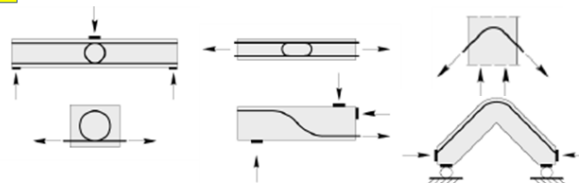
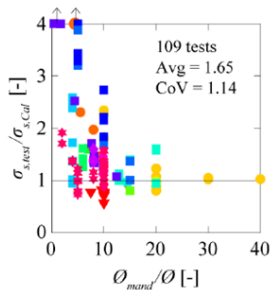
$$\sigma_{sd} = \frac{\phi_{mand} f_{cd}}{\left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right) A_{s1}}$$



$$\sigma_{sd} = F_{sd}/A_{s1}$$

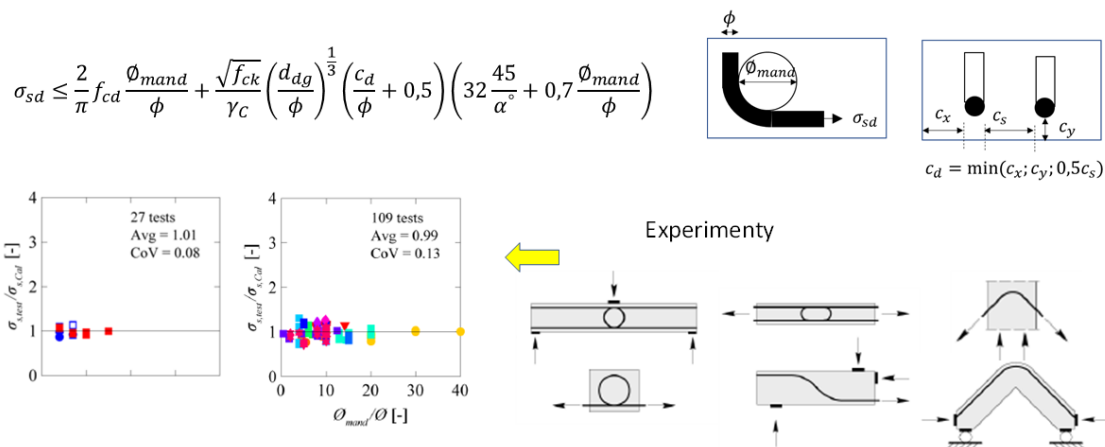
$$a_b = \max(a_{b1}; 0,5a_{b2})$$

Experimenty



Minimální průměry zakřivení – porovnání Gen1 a Gen2

- V Gen2 vzorec upraven, zahrnuje vliv kameniva, úhlu ohybu a size effect



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

14

Minimální průměry zakřivení – porovnání Gen1 a Gen2

- Příklad výpočtu pro $\phi_{mand} = 300 \text{ mm}$; $\alpha_{bend} = 45^\circ$; $c_x = 25 \text{ mm}$; $c_s = 50 \text{ mm}$; $d_{dg} = 24 \text{ mm}$ (max. kamenivo 8/16), výztuž B500B

EC2 – Gen2

Pro C30/37
Pro C25/30

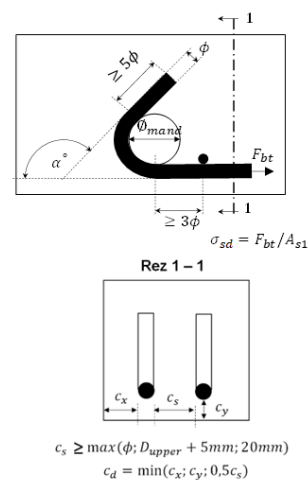
$\phi = 25$	$\phi = 16$
$\sigma_{sd} \leq 348,2 \text{ MPa}$	$\sigma_{sd} \leq f_{yd}$
$\sigma_{sd} \leq 307,5 \text{ MPa}$	$\sigma_{sd} \leq f_{yd}$

EC2 – Gen1

Pro C30/37
Pro C25/30

$\phi = 25$	$\phi = 16$
$\sigma_{sd} \leq 261,9 \text{ MPa}$	$\sigma_{sd} \leq f_{yd}$
$\sigma_{sd} \leq 218,3 \text{ MPa}$	$\sigma_{sd} \leq 404 \text{ MPa}$

Pro uvedené vstupní parametry :



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

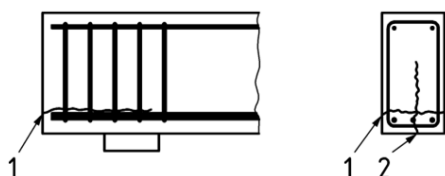
15

Kotvení výztuže podle EC-2 2.generace

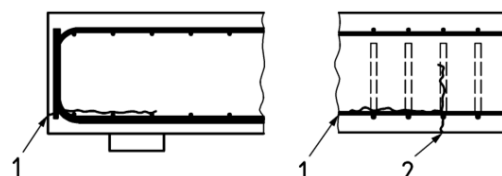
Obecné požadavky

- Základní uspořádání výztuže a požadavky na provádění jsou shodné pro Gen1 a Gen2 (probetonování, přenos zatížení)
- Gen2 klade zvýšený důraz na příčnou výztuž pro zamezení delaminace (1) a vzniku podélných trhlin (2) podél kotvených prutů.

Prutové prvky

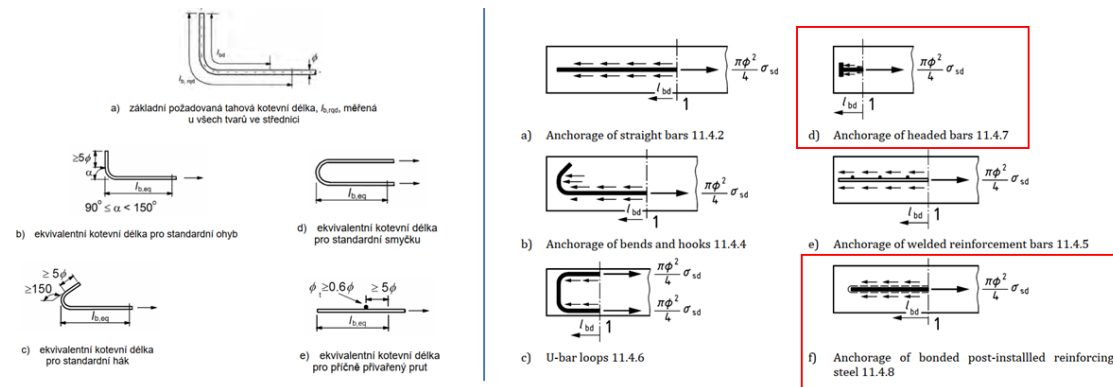


Plošné prvky



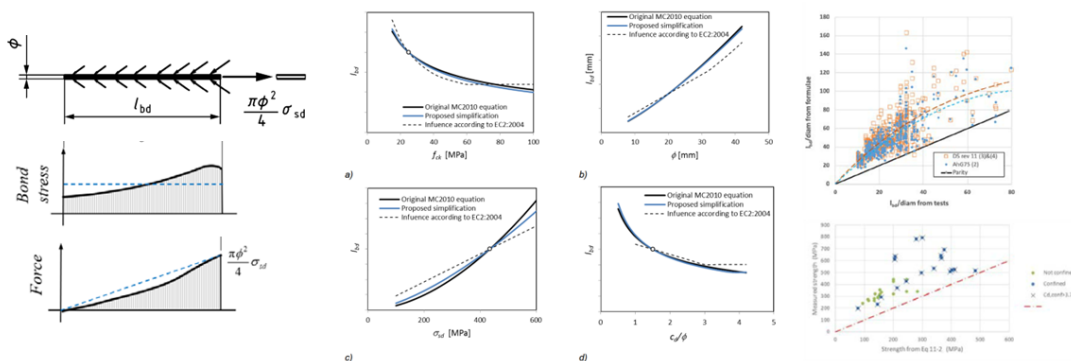
Základní způsoby kotvení

- Základní způsoby kotvení obdobné,
- Gen2 umožňuje navíc kotvení prutů hlavou (d) a dodatečně (f). Kotvení prutů s hlavou lze využít jen pro tažené prvky.



Základní kotevní délka přímých prutů

- Návrhová délka zajišťuje, že je návrhová síla ve výztuži spolehlivě přenesena do okolního betonu
- Změna přístupu vedena nevyhovujícími výsledky Gen.1 v porovnání se zkouškami a snahou zahrnout další jevy (příčná výztuž, trvání zatížení, ...)



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

18

- Základní vztah pro žebírkovou výztuž (dobré podmínky soudržnosti)

$$l_{bd} \leq k_{lb} k_{cp} \phi \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{n_\sigma} \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\phi}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1,5\phi}{c_d} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi$$

$\geq 12\text{mm}$
 $\geq 0,3$
 $\geq 0,6$

kde k_{cp} je součinitel pro vliv soudržnosti a betonáže

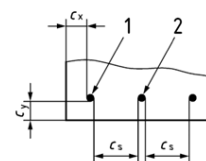
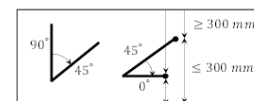
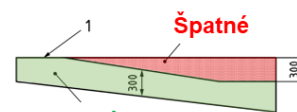
- 1,0 pro dobré podmínky soudržnosti
- 1,2 pro špatné podmínky soudržnosti
- 1,4 pokud je použito pažení bentonitem

k_{lb} a n_σ jsou součinitele trvání a způsobu zatížení

- pro trvalé návrhové situace $k_{lb}=50$ a $n_\sigma=1,5$
- pro mimořádné návrhové situace $k_{lb}=35$ a $n_\sigma=1,5$

$$c_d = \min\{0,5c_s; c_x; c_y; 3,75\phi\}$$

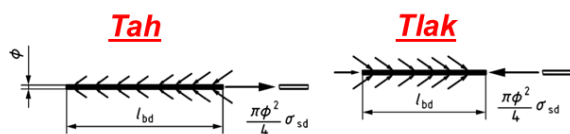
Podmínky soudržnosti



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

19

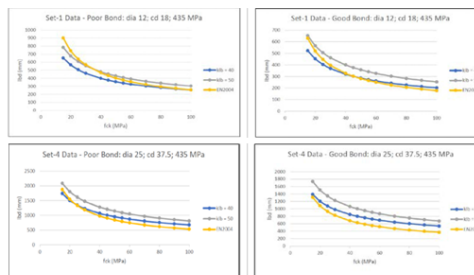
- Zjednodušení provedeno do tabulky (platí pro $\phi \leq 32$; $c_d \geq 1,5\phi$; $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ a bez přítomnosti příčné výztuže)



Oblasti s dobrou soudržností

ϕ [mm]	Anchorage length l_{bd}/ϕ							
	f_{ck}							
	20	25	30	35	40	45	50	60
≤ 12	47	42	38	36	33	31	30	27
14	50	44	41	38	35	33	31	29
16	52	46	42	39	37	35	33	30
20	56	50	46	42	40	37	35	32
25	60	54	49	46	43	40	38	35
28	63	56	51	47	44	42	40	36
32	65	58	53	49	46	44	41	38

NOTE The values of Table 11.1 (NDP) are derived from Formula (11.3).



Špatná soudržnost $\rightarrow 1,2 l_{bd}/\phi$

C30/37	Dobré pod.	Špatné pod.
$\phi \leq 12$	38 (456mm)	46 (547mm)
Gen.1	435 mm	621 mm
$\phi = 25$	49 (1225mm)	59 (1470mm)
Gen.1	906 mm	1294 mm



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

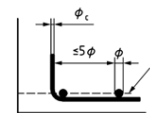
20

- Pokud je provedena příčná výztuž je možno upravit hodnoty c_d

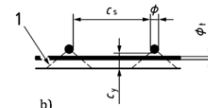
$$l_{bd} \leq k_{\ell b} k_{cp} \phi \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{n_{\sigma}} \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\phi}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1,5\phi}{c_d} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi$$

$$c_{d,conf} = \min \left\{ c_x; c_y + 25 \frac{\phi_t^2}{s_t}; \frac{c_s}{2}; 3,75\phi \right\} + \Delta c_d \leq 6\phi$$

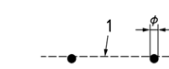
$$\Delta c_d = (70\rho_{conf} + 12\sigma_{ccd}/\sqrt{f_{ck}})\phi;$$



a) confinement reinforcement at spacing s_c ; $n_c=1$, $n_b=2$



b) transverse reinforcement at spacing s_t



c) external design confinement pressure σ_{ccd}

- Pro příčnou výztuž (b) – modře Gen.1:

	Dobré podmínky soudržnosti		Špatné podmínky soudržnosti	
	Základní	S př. výztuží	Základní	S př. výztuží
$\phi 12/150$ + př. $\phi 8/150$ $c_x=75$, $c_y=30$, $c_s=150$	456 mm	392 mm	547 mm	471 mm
	435 mm	396 mm	621 mm	565 mm
$\phi 25/150$ + př. $\phi 12/150$ $c_x=75$, $c_y=40$, $c_s=150$	1225 mm	980 mm	1470 mm	1176 mm
	906 mm	635 mm	1294 mm	906 mm



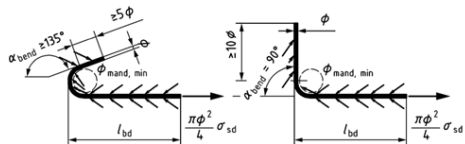
M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

21

Kotvení prutů s háky

- Kotevní délku je možné redukovat podle namáhání

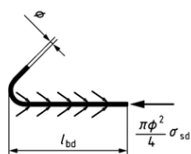
Výztuž v tahu



$$\ell_{bd}^{oh} = \ell_{bd} - 15\phi \geq 10\phi$$

Výztuž v tlaku

- Pokud pro všechny povrchy platí $c_d \geq 3,5\phi$



$$\ell_{bd}^{oh} = \ell_{bd} - 15\phi \geq 10\phi$$

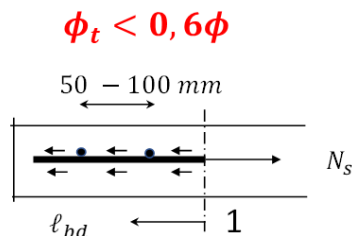
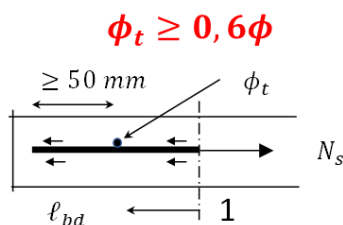
Gen.1 – Redukce o 30%
Gen.2 – Redukce o 25 až 55%



Kotvení prutů s příčnou přivařenou výztuží

- Kotevní délku je možné redukovat shodně pro tlačenu i taženou výztuž

$$\ell_{bd}^{pp} = \ell_{bd} - 15\phi \geq 5\phi$$



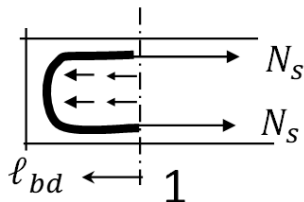
- Svar navržen na sílu ve výztuži v daném průřezu

Gen.1 – Redukce o 30%
Gen.2 – Redukce o 25 až 55%



Kotvení prutů smyčkami

- Pouze pro obě tažené větve
- Smyčky musejí mít rozměry podle min. průměrů zakřivení



$$l_{bd}^U = l_{bd} - 20\phi \geq 10\phi$$

Gen.1 – Redukce o 30%
Gen.2 – Redukce o 30 až 65%



Kotvení prutů s hlavami (nové v Gen.2)

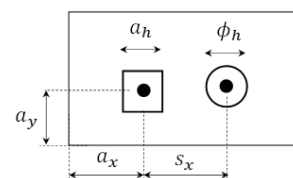
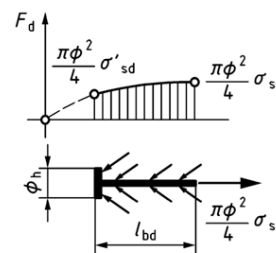
- Nové v rámci Gen.2
- Pouze pro tažené pruty
- S tahem ve výztuži $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$ bez dodatečné kotevní délky ($l_{bd} = 0$) je možno uvažovat pokud:

$$\phi_h \geq 3\phi; f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}; \phi \leq 25 \text{ mm}; d_{ag} \geq 32 \text{ mm}$$

$$+ \quad a_y \geq 4\phi; a_x \geq 8\phi + 1,2\phi_h; s_x \geq 16\phi$$

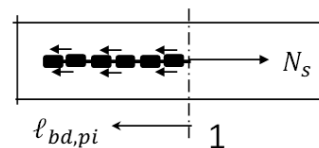
- Jinak nutný výpočet σ_{sd} podle vztahu:

$$\sigma'_{sd} = k_{hA} \cdot f_{cd} + v_{part} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot \frac{a_d}{\phi} \cdot \left(\frac{\phi_h}{\phi}\right)^{\frac{5}{6}} \cdot \left(\frac{d_{dg}}{\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \leq k_{hA} \cdot v_{part} \cdot f_{cd}$$



Kotvení dodatečně instalované (vlepované) výztuže (nové v Gen.2)

- Nové v rámci Gen.2 (aktuálně v EN 1992-4)
- Pouze pro přímé pruty + maltu podle přílohy C
- Návrh předpokládá odbornou instalaci + kontrolu



$$l_{bd,pi} = \frac{l_{bd}}{k_{b,pi}} \geq 15\phi$$

$$c_{min,b} \rightarrow \sim 35 \text{ mm } \phi \leq 25$$

$$\sim 45 \text{ mm } \phi > 25$$

Table C.9 — Required minimum mean bond strength $f_{b,req}$ [MPa]

Bond efficiency class Bond efficiency factor $k_{b,pi}$		Required minimum mean bond strength as a function of concrete strength f_{cs} (MPa)					
		12	16	20	30	40	50
CPI-1,0	1,0	7,7	8,9	10,0	12,2	14,1	15,8
CPI-0,9	0,9	na	8,0	9,0	11,0	12,7	14,2
CPI-0,8	0,8	na	na	8,0	9,8	11,3	12,6
CPI-0,7	0,7	na	na	na	8,6	9,9	11,1

na = not allowed

NOTE 1 Values for intermediate concrete strength may be interpolated linearly.
NOTE 2 Post-installed reinforcing bars with a mean bond strength $f_{b,req} < 7,7$ MPa are not covered by this Eurocode.

Table 11.2 — Minimum concrete cover $c_{min,b}$ for post-installed reinforcing steel bars

Drilling method	Bar diameter	$c_{min,b}$	
		without drilling aid	with drilling aid
Rotary percussion drilling / hammer drilling and diamond coring/drilling	$\phi < 25$ mm	30 mm + $0,06l_{bd,pi} \geq 2\phi$	30 mm + $0,02l_{bd,pi} \geq 2\phi$
	$\phi \geq 25$ mm	40 mm + $0,06l_{bd,pi} \geq 2\phi$	40 mm + $0,02l_{bd,pi} \geq 2\phi$
Compressed air drilling	$\phi < 25$ mm	50 mm + $0,08l_{bd,pi}$	50 mm + $0,02l_{bd,pi}$
	$\phi \geq 25$ mm	60 mm + $0,08l_{bd,pi} \geq 2\phi$	60 mm + $0,02l_{bd,pi} \geq 2\phi$

- Nutno uvážit polohu př. výztuže

Stykování výztuže podle EC-2 2.generace

Druhy styků betonářské výztuže

- Přesah prutů – způsoby shodné s kotvením výztuže
- Mechanické spojky
- Svarové spoje (s plným průvarem nebo koutové) – na plnou únosnost

Obecné požadavky

- Musí být zajištěn přenos z jednoho prutu do druhého
- Musí být vyloučeno odprýsknutí betonu a trhliny v místě přesahu
- Pokud se stykuje <25% výztuže $\phi < 20$ mm, postačí min. příčná výztuž
- Při stykování svary je možno stykovat 100% výztuže v jednom řezu

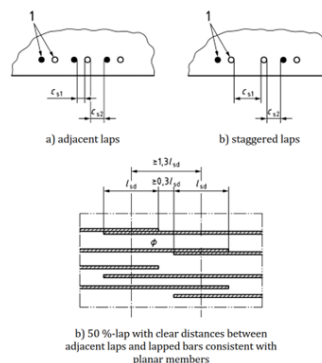
Stykování přesahem

- Délka přesahu se stanoví z kotevní délky l_{bd} v závislosti na typu styku a množství stykované výztuže

$$l_{sd} = k_{ls} \times l_{bd} = 1,2 \times l_{bd}$$

- Hodnota l_{bd} se stanoví pro hodnotu σ_{sd} pro:
 - Tlačené pruty stykované v jednom průřezu
 - Tažené pruty mimo oblast plastických kloubů
 - Tažené pruty v oblasti plastických kloubů s ovinutou výztuží
 - Tažené pruty s vystřídáním uspořádáním
- V ostatních případech se hodnota l_{bd} stanoví pro hodnotu $1,2 \cdot \sigma_{sd}$

$$\Rightarrow l_{sd} \approx 1,3 \cdot 1,2 \cdot l_{bd}$$



Gen.1 – $l_{sd} = 1,50 l_{bd}$
Gen.2 – $l_{sd} = 1,56 l_{bd}$

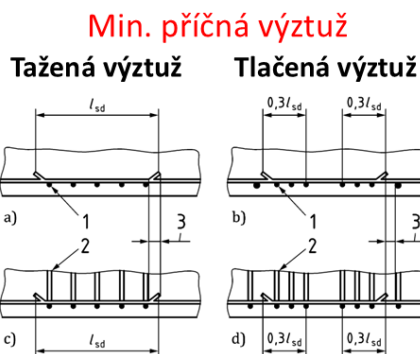


M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

28

- Druhy stykování přesahem

Type of lap splice	Design lap length l_{sd}	
	Tension laps	Compression laps
 straight bars	$l_{sd} = k_{ls} \cdot l_{bd} \geq 15\phi$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.2, see also 11.5.3	
 bends and hooks (tension only)	$l_{sd} = k_{ls} \cdot l_{bd} \geq 15\phi$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.4	
 loops (tension only)	l_{sd} is calculated according to 11.5.4, with the limit $l_{sd} \geq \phi_{min} + 4\phi$	
 headed bars	l_{sd} is calculated according to 11.5.5	
 intermeshed fabric	$l_{sd} = k_{ls} \cdot l_{bd} \geq \max(15\phi; 250 \text{ mm})$ where l_{bd} is calculated according to 11.4.5	
 layered fabric	l_{sd} is calculated according to 11.4.5	
 bonded post-installed reinforcement	$l_{sd,pi} = k_{ls} \cdot l_{bd,pi} \geq 15\phi \cdot \alpha_{fb}$ where $l_{sd,pi}$ is calculated according to 11.4.8	



Požadavky Gen.1 a Gen.2 téměř totožné



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

29

Přesahy smyčkové výztuže (nové v Gen.2)

- Pro symetricky i nesymetricky namáhané větve (N, N+M)
- Návrh přesahu se provede na větší ze sil T_1 a T_2

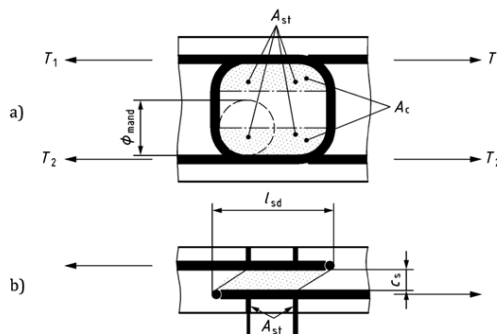
$$T_{Rd,c} = 0,2f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd}}\right)^2} - \frac{c_s}{l_{sd}}\right)$$

kde $A_c = (\phi_{mand} + \phi) \cdot [l_{sd} - 0,21(\phi_{mand} + \phi)]$

$$k_{st} = 4\omega(1 - \omega) \leq 1,0$$

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0,85 \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}}$$

$$A_{st} \geq 0,5\sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{A_c}{f_{yk}}$$



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

30

Přesahy prutů s hlavami (nové v Gen.2)

- Únosnost jednoduchého spoje prutů s hlavami:

$$T_{Rd,c} = 0,6f_{cd} \cdot A_c \cdot \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd} - 2\phi}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\sqrt{k_{st} + \left(\frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)^2} - \frac{c_s}{l_{sd} - 2\phi}\right)$$

kde $0 \leq c_s \leq 0,5l_{sd}$

$$A_c = (l_{sd} - 2\phi) \cdot b_{h1}$$

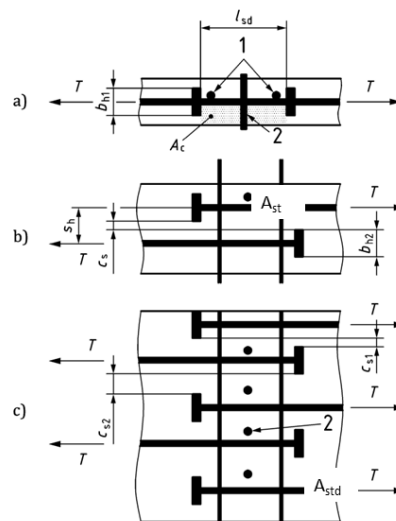
$$b_{h1} = 0,5\phi_h \cdot \sqrt{\pi}$$

$$k_{st} = 4\omega(1 - \omega) \leq 1,0$$

$$\omega = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0,85 \left(\frac{d_{dg}}{l_{sd}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot A_c \cdot f_{cd}}$$

$$A_{st} \geq \max\left\{0,75 \cdot A_c \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}; \frac{\pi}{8} \phi^2\right\}$$

$$A_{std} \geq 0,12\phi^2$$



M. Drahorád: EC2 – Beton a železobeton v nové generaci Eurokódů

31

Závěr

- Nová generace EN pro navrhování betonových konstrukcí cílí na zavedení nejnovějších ověřených postupů do navrhování a provádění těchto konstrukcí v praxi při zachování „maximální jednoduchosti“.
- **Výsledný dokument je významným posunem proti stávajícímu standardu (rozsah normy, aplikace, návrhové postupy).**
- Nová generace EN pro beton je použitelná již nyní a nabízí proti původnímu předpisu některá nová řešení a postupy, které je již nyní možno zavést do praxe.
- I přes aktualizaci standardu pokyny nepokrývají 100 % aplikací na betonových konstrukcích.

PROHLÍDKY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ – PŘÍPRAVA NORMY A POZNATKY Z PROHLÍDEK OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ

Ing. Jan Mařík, Ph.D.

KONSTAT s.r.o.

Prohlídky nosných konstrukcí jsou často zmiňovaným tématem v souvislosti s naplněním požadavků stavebního zákona kladeného na vlastníky staveb a rovněž v souvislosti s nedostatečnou údržbou existujících konstrukcí. V současnosti nejsou v platnosti normy poskytující obecné požadavky na prohlídky nosných konstrukcí. Z tohoto důvodu vzniká v rámci Centra technické normalizace ČKAIT nová norma poskytující obecný návod, jak k prohlídkám nosných konstrukcí přistupovat. Vzhledem k tomu, že doposud jedinou platnou normou na prohlídky nosných konstrukcí „nemostního“ charakteru je norma ČSN 73 2604 řešící ocelové konstrukce, jsou pro další normalizační činnosti využívány zkušenosti zejména s tímto předpisem.

PROHLÍDKY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ STAVEB OBECNĚ

Jak normy pro navrhování [1], tak stavební zákon [2] předpokládají, že stavby budou po dobu své životnosti (existence) řádně udržovány. S tím souvisí i prohlídky nosných konstrukcí, tzn. těch částí stavby, na kterých jsou přímo závislé všechny ostatní konstrukce i samotná bezpečnost stavby jako takové. Na rozdíl od povinných kontrol spalinových cest, revizí elektroinstalací či kontrol prostředků požární ochrany nejsou pro obecně nosné konstrukce (s určitými výjimkami – viz dále) k dispozici normy (metodiky, postupy) jak kontroly provádět. Základní Eurokód (norma) pro navrhování konstrukcí ČSN EN 1990 [1] sice zahrnuje obecné předpoklady pro dosažení požadované spolehlivosti konstrukcí, problematiku kontrol však detailně neřeší.

(2) *Obecné předpoklady EN 1990 jsou:*

- *výběr nosného systému a návrh konstrukce jsou prováděny kvalifikovanými a zkušenými pracovníky;*
- *výstavbu provádějí pracovníci s odpovídajícími dovednostmi a zkušenostmi;*
- *během celého provádění stavby je zajištěn patřičný dohled a řízení jakosti, a to v projekčních kancelářích, továrnách, výrobnách a na staveništi;*
- *stavební materiál a výrobky se používají tak, jak je stanoveno v EN 1990 nebo v EN 1991 až EN 1999, nebo v příslušných normách pro provádění, nebo v referenčních specifikacích pro materiály nebo výrobky;*
- ***konstrukce bude náležitě udržována;***
- *konstrukce bude používána v souladu s předpoklady návrhu.*

Stavební zákon rovněž obsahuje ustanovení o údržbě dokončených staveb a povinnostech vlastníka stavby – viz níže:

§ 6 *Změna a údržba dokončené stavby*

(3) *Údržbou dokončené stavby se v tomto zákoně rozumí udržovací práce, jimiž se zabezpečuje dobrý stavebně technický stav stavby tak, aby se co nejvíce snížilo nebezpečí výskytu závady nebo havárie stavby a nedocházelo ke znehodnocení stavby.*

§ 167 *Vlastník stavby a zařízení*

Vlastník stavby a zařízení je povinen

a) provádět údržbu stavby nebo zařízení po celou dobu jejich existence,

...

d) uchovávat po celou dobu trvání stavby ověřenou projektovou dokumentaci, dokumentaci pro provádění stavby, dokumentaci stavby, došlo-li k odchylce od dokumentace pro povolení stavby, popřípadě dokumentaci skutečného provedení stavby, včetně její geodetické části, nebo pasport stavby, rozhodnutí, osvědčení, souhlasy a jiné důležité doklady týkající se stavby nebo zařízení; dokumentaci lze uchovávat i v elektronické formě.

Všechna výše uvedená ustanovení jsou pro stavební inženýry i celou stavební praxi logická a za běžných okolností nejsou předmětem vášnivých diskuzí. Kontroly během provádění jsou relativně obvyklé a v rámci stavebnictví jsou všichni účastníci procesu provádění staveb těmto kontrolám navyklí. Ve skutečnosti však bývá podceňována jak kontrola během projektové přípravy, tak kontroly (prohlídky) konstrukcí již dokončených staveb. Navíc je celá situace rozdílná pro různé typy staveb. Pro mostní objekty existují normy na prohlídky konstrukcí [3], [4], které se běžně v praxi využívají. I v dalších technických podkladech, např. v normě pro hodnocení existujících konstrukcí [5] se s pojmem prohlídka běžně pracuje. Přesto však z hlediska pozemních a inženýrských staveb pro daný účel existuje pouze jedna platná norma, která se ale týká jen ocelových konstrukcí [6]. V této souvislosti je třeba poznamenat, že v minulosti normy pro prohlídky jiných konstrukcí již existovaly [7], [8], ale dnes jsou již neplatné.

Z výše uvedených důvodů vzniká v rámci Centra technické normalizace při ČKAIT v současnosti nová norma zahrnující obecné pokyny pro provádění kontrol nosných konstrukcí staveb tak, aby existoval postup, jak naplnit literu zákona o údržbě staveb včetně zamezení znehodnocování stavby. K tomu totiž v praxi dochází velmi často a mnohdy je možné se setkat se stavbami, které jsou udržovány buď jen formálně nebo vůbec. Kontrola a údržba nosných konstrukcí jsou zpravidla nezbytné k zamezení nadměrného zhoršování jejich stavu a k zamezení snížení spolehlivosti pod přijatelnou úroveň. Včasná reakce na zhoršující se stav nosné konstrukce umožňuje rovněž efektivně řídit údržbu, bránit havarijním stavům a předcházet zvýšeným nákladům při pozdním řešení následků degradace či poruch konstrukce.

Absence normových podkladů (metodiky a postupů) pro provádění kontrol, resp. prohlídek nosných konstrukcí se netýká zcela všech konstrukcí. Jedná se zejména o pozemní a inženýrské stavby, neboť pro mostní konstrukce obdobné normy (nebo interní předpisy vlastníků) existují (např. [3] a [4]). Uživatelé a majitelé (pozemních a inženýrských staveb) tak nemají technický podklad, který by při správě těchto konstrukcí mohli využít. Pracovní návrh nové normy také reaguje na zkušenosti z aplikace stávajících norem na prohlídky, kontrolu a údržbu a má za cíl zavést obecná pravidla tak, aby byla použitelnost této normy v praxi snazší a její znění srozumitelnější. Norma má uvádět základní požadavky na kontrolu a údržbu nosných konstrukcí pozemních a inženýrských staveb a doplňovat ustanovení evropských norem pro návrh stavebních nosných konstrukcí o problematiku, která v nich není podrobně obsažena. Dále má norma řešit požadavky na projektovou dokumentaci a na dokumentaci, která vzniká v průběhu provozu nosných konstrukcí. Součástí normy mají být rovněž požadavky na odbornou způsobilost osob provádějících kontrolu, opravy a údržbu. Tento dokument má taktéž odpovědět na principiální dělení odpovědností za jednotlivé činnosti a zavést srozumitelnější názvosloví. Snahou autorů je také normově zakotvit jednotnou klasifikaci hodnocení stavu konstrukce, které by majiteli objektu umožnilo snadnější orientaci ve výsledcích prohlídky.

K normě je plánováno vydat i komentář k dílčím ustanovením, která by mohla být vnímána různorodě. Důvodem je snazší aplikovatelnost normy, jelikož všechna ustanovení nemohou být vždy zcela jednoznačná a potenciálně umožňují různý výklad, nebo nemusí být jejich důvod zcela zřejmý. K dokreslení principu složitějších ustanovení či jejich správnému pochopení má sloužit právě komentář autorů normy. Byť je cílem normy poskytnout obecný návod na prohlídky nosných konstrukcí, je nezbytné přijmout fakt, že výsledky prohlídek budou vždy ovlivněny subjektivním vnímáním prohlídku vykonávající osobou, jejími znalostmi a schopnostmi. Obzvláště u starších, upravovaných a složitých konstrukcí totiž nemusí být závěry vždy jednoznačné a v menší či větší míře se bude uplatňovat zkušenost prohlízejících osob.

PROHLÍDKY NOSNÝCH KONSTRUKCÍ POZEMNÍCH A INŽENÝRSKÝCH STAVEB

Níže v textu je uvedena část dokumentace z proběhnuvších prohlídek zejména ocelových konstrukcí. Fotografie ilustrují stav některých konstrukcí, který byl odhalen na základě prohlídky. Výsledky prohlídek zpravidla sloužily pro zlepšení stavu konstrukce (ve vážných případech i k náhradě konstrukce za zcela novou).

STOŽÁR VYSOKÉHO NAPĚTÍ Z OCELI ATMOFIX



Obr. 1 Pohled na stožár



Obr. 2 Pohled na patku stožáru



Obr. 3 Pohled na patku stožáru





Obr. 4 Pohled na patku stožáru



Obr. 5 Pohled na patku stožáru

STOŽÁR VYSOKÉHO NAPĚTÍ



Obr. 6 Pohled na stožár



Obr. 7 Dřívky u přechodu do betonového základu po ručním očištění

VÝROBNÍ PRŮMYSLOVÁ HALA

Jedná se o vícelodní ocelovou halu budovanou ve dvou etapách. Obě etapy se liší v použitých profilech a v roztečích příčných vazeb. Principiální konstrukční řešení je však shodné. Hala SO 02 (Etapa I) má půdorysné rozměry 63 x 65 m. Hala SO 01 (Etapa II) má půdorysné rozměry 40 x 65 m.

Hlavními nosnými prvky jsou příčné plnostěnné čtyřlodní rámy. Na jižní straně objektu je dvojice lodí o rozpětí 18 m, kde střecha každé lodi má sedlový tvar. V severních dvou lodích o rozpětí 14,5 m vytváří střecha jedno větší sedlo přes obě tyto lodě. Všechny rámy mají příčně z válcovaných nebo svařovaných profilů tvaru I a jsou doplněny náběhy.

Rámy jsou podpírány sloupy v každé vazbě ve středním úžlabí mezi loděmi 2 a 3. Mezi loděmi 1 a 2, resp. 3 a 4 jsou osazeny podélné „věšadlové“ průvlaky a sloupy jsou v těchto řadách situovány jen pod každou druhou vazbou.

Střešní krytinu tvoří trapézový plech v bezvaznicovém uspořádání, který ve všech polích působí jako prostý nosník. Střešní rovina je doplněna výměnami pro světlíky a systémem vodorovného zavětrování.

Štítové stěny jsou klasické koncepce se sloupy v roztečích 6 m a se zavětrováním.

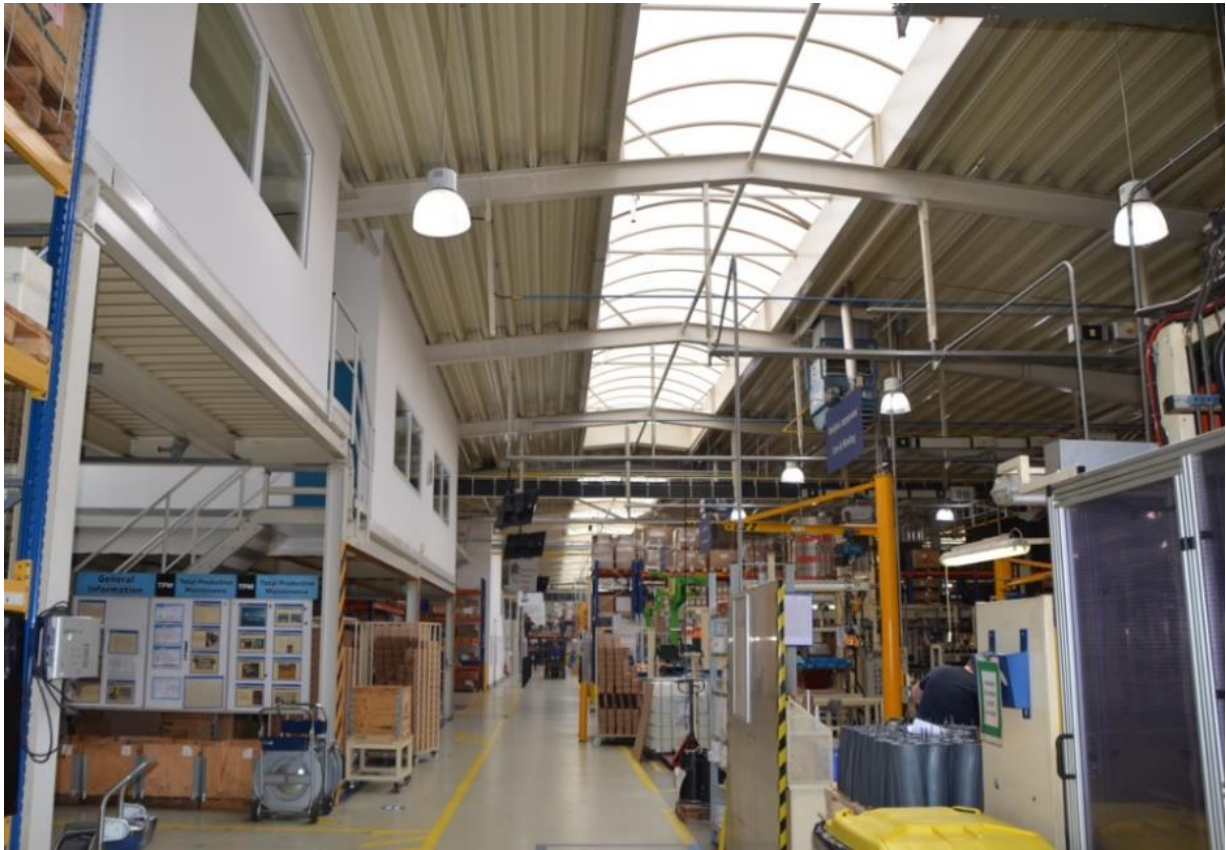
Konstrukce haly je doplněna svislým podélným zavětrováním v obvodových podélných stěnách a v řadě sloupů mezi loděmi 2 a 3.

V řadě 11, kde byla původně štítová stěna haly SO 02, došlo při prodloužení haly o SO 01 k úpravě konstrukce tak, že zde vznikla atypická vazba s příhradovou příčlím.

Konstrukce je u svých obvodových stěn doplněna celou řadou různě velkých přístavků, a to jak uvnitř půdorysu haly, tak vně.



Obr. 8 Pohled na střešní konstrukci – SO 02 (Etapa I)



Obr. 9 Pohled dovnitř haly s vestavky – SO 01 (Etapa II)



Obr. 10 Přetížení technologickými rozvody



Obr. 11 Detail oslabeného připoje průvlaku – u křížení os B/11



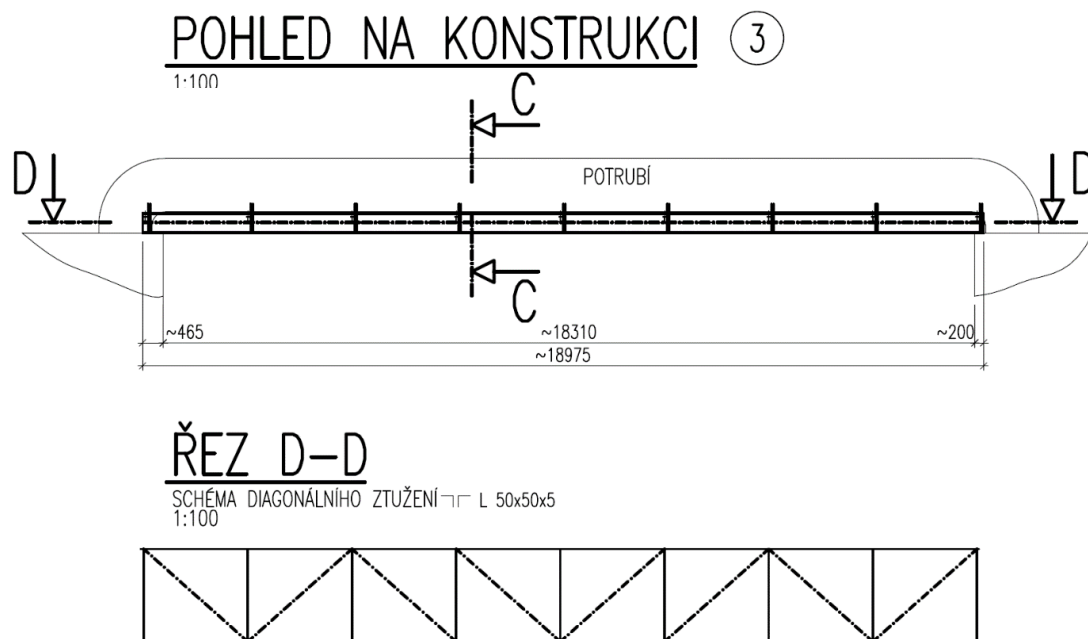
Obr. 12 Příklad nesprávných oválných otvorů

LÁVKY K POTRUBÍ

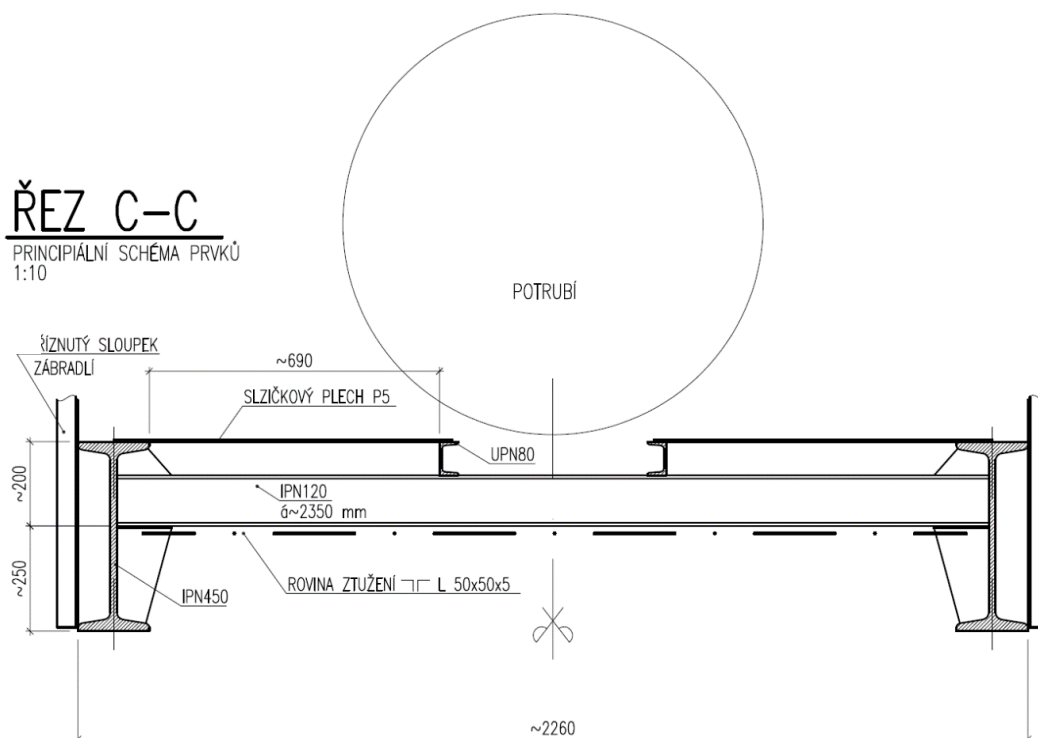
Jedná se o svařované přemostění umístěné pod vodovodním potrubím překonávajícím řeku. Potrubí je samonosné, kotvené do železobetonových základů společných pro potrubí i lávku a nijak nezatěžuje předmětnou konstrukci. Na hlavní konstrukci jsou umístěny 2 lávky široké cca 700 mm přilehající k oběma stranám potrubí. Hlavní nosnou konstrukci tvoří 2 podélníky IPN450 délky cca 19,0 m, které jsou cca po 2,35 m propojeny příčníky IPN120 přivařenými pomocí stoliček k hlavním nosníkům. Mezi příčníky je vloženo diagonální ztužení ze dvou úhelníků 50x50x5. Na příčníky jsou pod potrubím uloženy sekundární nosníky UPN80. Mezi UPN80 a IPN450 je pnutý slzičkový plech P5. Hlavní nosníky jsou uloženy (položeny) na opěry v délce méně než 0,5 m. Minimálně na jedné opěře je hlavní nosník vybaven smykovou zarážkou. Z vnější strany každé lávky bývalo umístěno zábradlí – viz Obr. 15 a 16.

Některé díly slzičkového plechu chybí. Zábradlí chybí kompletně. Konstrukce lávek vykazuje viditelné deformace. Lávka je mírně zkroucená a vodorovně deformovaná. Vyskytují se místa s lokální deformací detailů či deformované diagonály. Lávka má na své levobřežní (západní) podpoře nedostatečné uložení v místě zarážek, degradace úložného místa způsobuje deformaci celé lávky.

Z hlediska protikorozní ochrany jsou povrchové vrstvy degradované, dochází k podkorodování nátěrů nebo k plošné a lokalizované korozi již obnažených částí. Z důvodu absence údržby je konstrukce porostlá mechem, z důvodu absence čištění jsou na konstrukci nahromaděné nečistoty, které zvyšují korozní agresivitu. Úložná místa konstrukce náchylná ke zvýšení korozní rychlosti jsou neudržovaná. Plošné korozní úbytky nevykazují příliš extrémní hodnoty, korozní úbytky však mohou být značné v lokalizovaných částech konstrukce. Tyto extrémní mohou být zjištěny až po důkladném očištění celé konstrukce či její opravě po tryskání apod.



Obr. 13 Schéma konstrukce



Obr. 14 Detail konstrukce v řezu



Obr. 15 Pohled na konstrukci



Obr. 16 Pohled na konstrukci



Obr. 17 Místo uložení do opěry se zarážkou

TECHNOLOGICKÝ ZÁVOD CHEMICKÉHO PRŮMYSLU

Jedná se o různé konstrukce lávek, technologických celků, dopravníků apod.



Obr. 18 Funkční konstrukce



Obr. 19 Funkční konstrukce



Obr. 20 Funkční konstrukce



Obr. 21 Odstavené konstrukce



Obr. 22 Odstavené konstrukce



Obr. 23 a 24 Odstavené konstrukce

PROVAZIŠTĚ DIVADLA

Jedná se o střešní konstrukci tvořenou prostorovými příhradovými konstrukcemi nesoucími jevištní technologie.



Obr. 25 Provedení ztužení



Obr. 26 Provedení styčnicku ztužení



Obr. 27 Provedení styčnicku ztužení



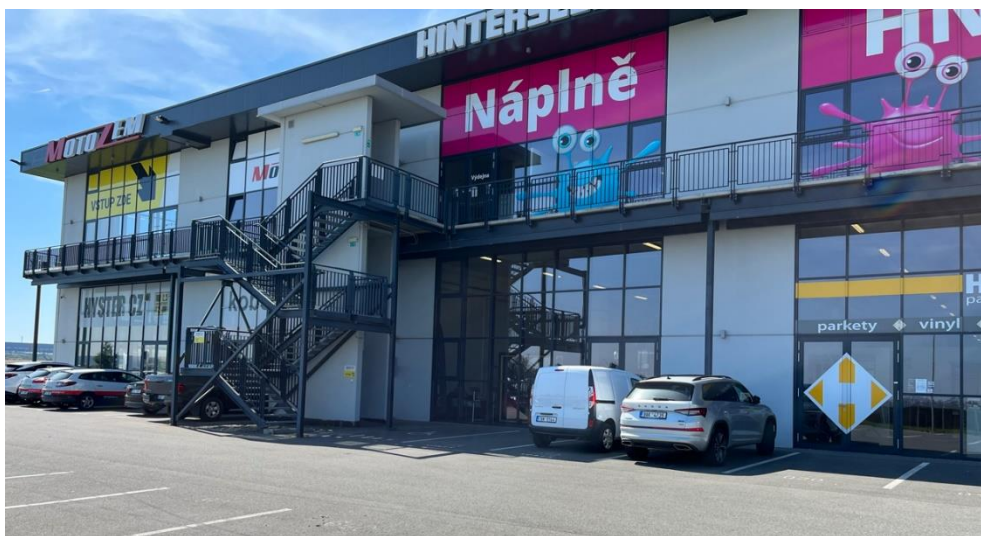
Obr. 28 Řez v horní pásnici horního pásu příhradového nosníku

VNĚJŠÍ OCHOZ

Ochoz tvoří lávky široké cca 1,5 m ve výšce přibližně 6 m, které slouží jako přístupová místa k obchodním jednotkám ve vestavbě uvnitř haly. Lávky tvoří dvojice podélníků se sekundárními příčnicí propojující podélníky, ke kterým je připojeno zábradlí. Podélníky jsou připojeny (ukládány) na hlavníky příčné nosníky, které jsou buď podepřené sloupy a kotvené do navazující haly nebo připojeny k předsazeným železobetonovým prefabrikovaným výtahovým šachtám a kotveny do navazující haly. Kotvení se realizuje přes předem zabetonovanou kotevní desku, ke které se montážně přivařily přípojné prvky. Kolem výtahových šachet jsou umístěna ocelová schodiště, která jsou v úrovni horní podesty propojena s lávkou.

Výtahové šachty jsou celkem 3. Ochoz tvoří 8 polí lávek (2 pole nalevo od první výtahové šachty, 2 pole mezi každými 2 šachtami a 2 pole napravo od poslední šachty). Všechna pole jsou dlouhá 11,4 m. Pole působí jako prosté nosníky. Mezi šachtami je umístěn vždy 1 sloup, krajní 2 pole mají vždy 2 sloupy. Pochozí plochu tvoří železobetonový panel.

Na konstrukci nebyly zjištěny žádné dilatační detaily. Přípoje lávek a hlavních nosníků se jeví jako principiálně kloubové.



Obr. 29 Pohled na levou část konstrukce, kde došlo k poruše



Obr. 30 Svislá deformace panelu na lávce oproti podestovému panelu u výstupu z výtahové šachty



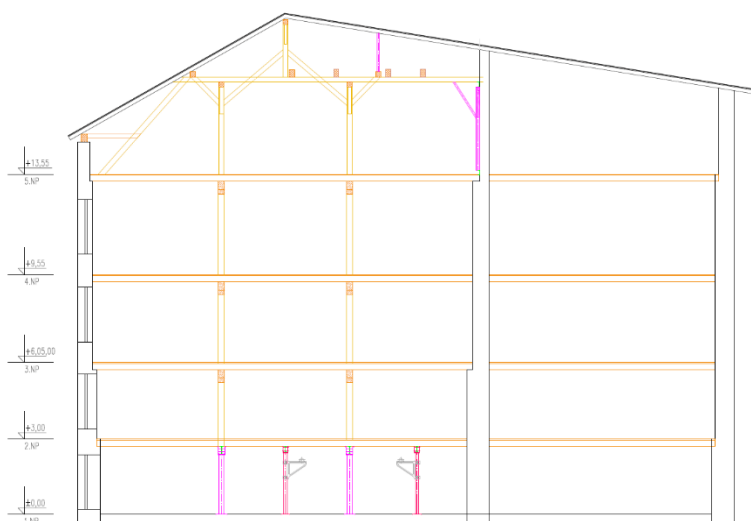
Obr. 31 Svislá deformace a naznačený pokles v místě poruchy přípoje



Obr. 32 Oddělený přípojný plech od zabetonované desky ve výtahové šachtě (druhý přípojný plech již s konstrukcí není spojený). Dočasné podepření dřevěnými sloupky

HISTORICKÁ BUDOVA MLÝNICE

Konstrukčně se jedná se o kombinovaný zděný objekt s dřevěnými stropními konstrukcemi konstrukčně uspořádanými jako trojtrakt. Vnitřní svislé nosné konstrukce jsou tvořeny dřevěnými sloupy v úrovních 2. až 5. NP, v přízemí jsou dřevěné sloupy nahrazeny sloupy litinovými. Dřevěné sloupy vynášejí dva podélné průběžné průvlaky, které tvoří spojitě nosníky vždy přes dvě pole, celkem má konstrukce v podélném směru 6 polí. Přes dřevěné průvlaky jsou příčně uloženy dřevěné stropní trámy, které jsou na krajích uloženy na zděných obvodových nosných stěnách. V místě kontaktu dřevěných sloupů s podélnými průvlaky jsou použity pro lepší roznášení lokálního namáhání dřevěná sedla. Díky těmto sedlům se ale zvyšuje mocnost dřeva působícího ve směru kolmém na směr vláken dřeva, celková tloušťka dřevěných prvků stlačovaných kolmo na vlákna je v každém podlaží: 200 mm výška sedla, 320 mm výška průvlaku a 250 mm výška stropnice, celkem tedy výška 770 mm dřevěných prvků namáhaných tlakem kolmo na vlákna. Přes stropní trámy je položena dřevěná podlaha z fošen tloušťky většinou přibližně 40 mm. Podélné ztužení objektu je přisouzeno podélnými obvodovými stěnám a příčné ztužení objektu zajišťují provázané zděné štítové stěny. V úrovni 4.NP deformace v součtu daném stačením a seschnutím ve všech patrech dosahuje poměrně výrazných 170 mm.



Obr. 33 Řez objektem



Obr. 34 Pohled na podlaží



Obr. 35 Pohled na styk sloupu, průvlaku a stropnice



Obr. 36 Pohled na prvky krovu



Obr. 37 Pohled na prvky krovu



Obr. 38 Pohled na prvky krovu

ZÁVĚR

Zkušenosti z mnoha preventivních i mimořádných prohlídek dokazují, že je jejich provádění velmi žádoucí a má smysl zavádět metodiku pro jejich postupy do normových podkladů. Mnohdy se díky prohlídce zjistí nesoulad mezi projektovou, resp. stavební dokumentací a realitou nebo naleznou vady či poruchy, které je nutno bezodkladně odstranit. Tyto jevy jsou dané především nedostatečným řízením kvality provádění staveb (především) v minulosti, neodbornými zásahy do konstrukcí v průběhu životního cyklu a nesystematickým uchováváním technické dokumentace (často její úplnou absencí). Za předpokladu, že všechny tyto činnosti jsou prováděny řádně by byl význam prohlídek nižší, ne však zcela nepodstatný. Degradace materiálů, zvýšené působící klimatické zatížení či změna v užívání stavby jsou důvody, proč jsou prohlídky nosných konstrukcí podstatné i v případě, že by od projektu po provádění a užívání staveb fungovalo vše v dokonalé harmonii.

Zdroje

- [1] ČSN EN 1990 ed. 2 (730002) *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Česká agentura pro standardizaci, 2021.
- [2] Zákon č. 283/2021 Sb. Stavební zákon; Částka 124/2021.
- [3] ČSN 73 2603 *Ocelové mostní konstrukce – Doplňující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky*. Česká agentura pro standardizaci, 2011.
- [4] ČSN 73 6221 *Prohlídky mostů pozemních komunikací*. Česká agentura pro standardizaci, 2018.
- [5] ČSN ISO 13822 *Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí*. Česká agentura pro standardizaci, 2014.
- [6] ČSN 73 2604 *Ocelové konstrukce – Kontrola a údržba ocelových konstrukcí pozemních a inženýrských staveb*. Česká agentura pro standardizaci, 2012.
- [7] ČSN 73 2601 *Provádění ocelových konstrukcí*. 1988.
- [8] ČSN 73 2400 *Provádění a kontrola betonových konstrukcí*. 1987.

TECHNICKÝ STANDARD STATICKÝ VÝPOČET

Ing. Petr Bek

Bek & Partners, s. r. o.

Již delší dobu s kolegy z řad odborné veřejnosti jsme chtěli vytvořit tento Technický standard za účelem sjednocení výsledků a výstupů naší práce, protože jsme se setkávali a stále setkáváme s vysoce různorodou kvalitou předávané dokumentace, respektive Statického výpočtu. To chceme změnit, a to ve prospěch zvýšení kvality naší práce. Technický standard bude zahrnovat požadavky na obsahovou a formální podobu statického výpočtu konstrukcí. Autorovi statického výpočtu (statikovi) bude sloužit jako technická pomůcka a vodítko ke zpracování statického výpočtu. Zároveň bude sloužit jako kontrolní seznam, ke snížení rizika náhodného opomenutí nebo vynechání důležitých částí statického výpočtu. Dále se může stát nástrojem pro provedení auditu a kontroly statického výpočtu. Ovšem je nesporné, že Technický standard nedokáže pojmut potenciální různorodost všech projektů/prací.

Statický výpočet je základním podkladem pro návrh nosné konstrukce stavby a jako takový má obsahovat všechny rozhodující předpoklady, vstupní data, principy návrhu, principy posouzení, rozhodující výsledky, ... Ověřují se všechny rozhodující stavy konstrukce, kterými se prokazuje, že konstrukce je schopna bezpečně přenášet působící zatížení a splňuje požadavky na mechanickou únosnost a stabilitu. Je nutné, aby statický výpočet obsahoval všechny informace pro provedení kontrolního přepočtu, např. z důvodu možného provádění přezkoumání, možné vazby statického výpočtu na mimořádné situace, provádění oprav a rekonstrukce v průběhu návrhové životnosti stavby. Statický výpočet musí být vždy kontrolován. Navíc je vhodné upozornit na skutečnost, že v případě jakýchkoliv sporů, zejména soudních, je statický výpočet podkladem pro posouzení nebo zhodnocení správnosti návrhu a posouzení nosné konstrukce stavby.

Níže v textu jsou už pouze uvedeny jednotlivé názvy kapitol Technického standardu, které zároveň prezentují, jaké uspořádání statického výpočtu by mělo být použito (obsah statického výpočtu). Pořadí kapitol, určené standardem, bude vhodné, vzhledem k přehlednosti a zjednodušení kontroly, zachovat. Pokud by některá kapitola neměla obsah, uvede se pouze její číslo a název. Případně se doplní textem s podáním vysvětlení. Samozřejmě, že tím není vyloučeno doplnění nových kapitol, které autor statického výpočtu považuje za podstatné. Podrobný popis a obsahová náplň jednotlivých kapitol bude pochopitelně součástí Technického standardu.

- Vstupní informace
- Přehled podkladů
- Seznam užitých norem a literatury
- Údaje o použitých výpočetních programech
- Dispoziční uspořádání, stavebně – technické řešení
- Podmínky a požadavky pro stavbu a konstrukci
- Speciální podmínky a požadavky statika
- Kontrola, údržba a provádění prohlídek konstrukce
- Zatížení
- Statické řešení konstrukce
- Vstupní data pro výpočet – materiál, výrobek
- Koncepční řešení
- Časové údaje, postup výstavby
- Modely nosné konstrukce s popisem
- Posouzení – vlastní výpočet – výsledek
- Rozhodující detaily
- Závěr
- Přílohy

Závěrem chci už pouze podotknout, že naše povolání bylo vždy vážené a vyzdvihované mezi ostatními profesemi. Nyní pod časovým tlakem zadavatelů a našeho ekonomického kalkulu odevzdáváme práce nehodné naší profese „statika“ a tím profesi zbytečně poškozujeme. Tento Technický standard nám pomůže zvýšit kvalitu a významně pomůže s kontrolou statického výpočtu, a to nejen při práci na dokumentaci.

ZESILOVÁNÍ ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ UHLÍKOVÝMI LAMELAMI A TKANINAMI

Ing. Tomáš Jarolím

Sika CZ, s.r.o.

SIKA® CARBODUR® SYSTEM je jeden ze světově nejuznávanějších a nejprověřenějších způsobů řešení konstrukčního zesilování pomocí polymerů (CFRP – Carbon Fiber Reinforced Polymer) vyztužených uhlíkovými vlákny. Systém se skládá z uhlíkových lamel Sika CarboDur® a konstrukčního lepidla Sikadur® na bázi epoxidové pryskyřice.

Tento jednoduchý, spolehlivý a velmi účinný systém se snadnou aplikací, zajišťuje vynikající dlouhodobou životnost při zatížení.

Hlavní výhody systému:

1. Prověřené řešení s dlouhou životností, široké možnosti využití a reference z aplikací během více než 20 let.
2. Rychlá instalace = minimální prostoje. Lamely nevyžadují žádné přípravné práce; jeden produkt slouží k vyrovnání povrchu, jako podkladní nátěr i lepidlo.
3. Viditelné i neviditelné řešení:
 - Možnost aplikace dodatečného nátěru nebo zapravení maltou. Je možné využít systémové řešení SikaCrete®-213 F, které splňuje požadavky požární odolnosti.
 - Externí aplikace i aplikace blízko povrchu (NSM aplikace Near Surface Mounted – uložení zesílení prvků blízko povrchu).
4. Celý systém = jeden dodavatel. Lamely včetně adhezivního lepidla a ochranné vrstvy (pokud je vyžadována)

Možnosti použití uhlíkových lamel jsou jak pro kladný moment (parkovací domy, obytné budovy, mosty), tak pro záporný moment (mostovky, římsy, ploché střechy, zaoblené podklady).



Obr. 1 Možnosti použití uhlíkových lamel

LEPIDLA SIKADUR® NA BÁZI EPOXIDOVÉ PRYSKYŘICE

2komponentní lepidla Sikadur®-30, Sikadur®-300 a Sikadur®-330 jsou prověřena 50letými zkušenostmi při náročných projektech. Jedinečnou kombinací vlastností se stala ideálním materiálem pro bezpečnou aplikaci zesilovacích systémů:

Výborná přídržnost k nejrůznějším podkladům a CFRP lamelám Sika CarboDur® a tkaninám SikaWrap® vysoká tuhost a nízké smrštění.

Vše v jednom produktu – slouží jako primer, vyrovnávací tmel, malta a lepidlo s rychlou a efektivní aplikací.

Rozsáhlé testování zcela v souladu s požadavky EN 1504-4 a FIP, celý systém testován nezávislými instituty a technickými univerzitami a dodatečně rozsáhlé laboratorní testy v extrémních podmínkách.

TECHNOLOGIE SIKA® CARBOHEATER

Sika vyvinula a patentovala speciální ohřívací zařízení na urychlení vytvrzení lepidla: dovoluje až 50× rychlejší vytvrzení lepidel Sikadur®-30. Technologie je zaměřena na rychlé zpracování lepidel Sikadur®-30 LP při nízkých teplotách (zvýšení rychlosti vytvrzení lepidel a rychlejší uvedení do provozu) při vyšších provozních teplotách (kdy srovnatelná lepidla jsou teplotně mimo oblast použití).

Navíc technologií Sika® Carboheater je možné docílit zvýšení teploty skelného přechodu lepidla, což může mít významný vliv na zvolenou protipožární ochranu.

TECHNOLOGIE UHLÍKOVÉ TKANINY SIKAWRAP®

Sestává z jednosměrně tkané tkaniny z uhlíkových vláken a systémových lepidel Sikadur®-300 a Sikadur®-330. Systém je dlouhodobě využíván na zesílení železobetonových (ŽB) prvků. U nosníků na posílení ve smyku, u sloupů na posílení jejich únosnosti (korzet). Výhodou uhlíkových tkanin SikaWrap® je, že až do gramáže cca 310 g/m² mohou být lepeny metodou suché laminace – tedy bez nutnosti saturovat tkaninu pryskyřicí při její aplikaci na zesilovanou ŽB konstrukci.



Obr. 2 Zesílení ve smyku

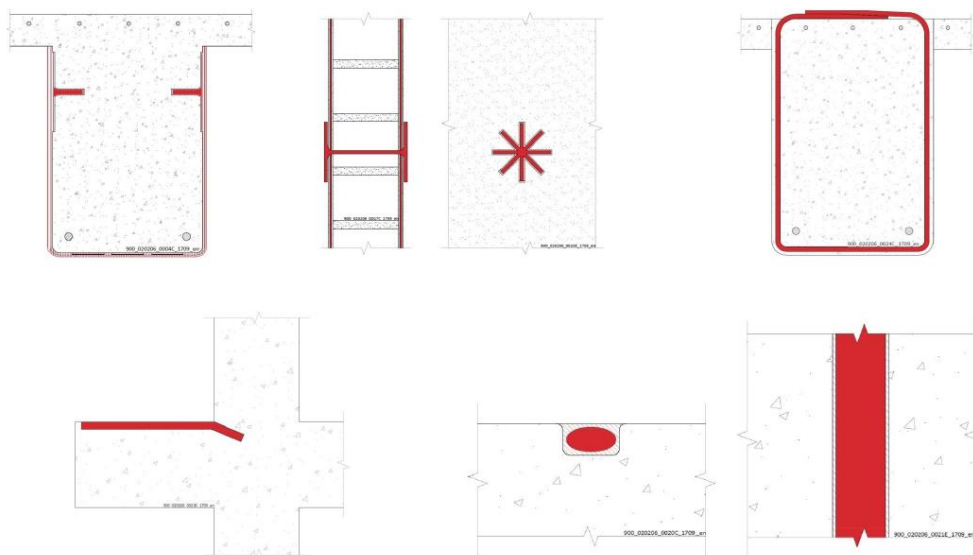


Obr. 3 Zesílení sloupu

TECHNOLOGIE UHLÍKOVÉHO LANA SIKAWRAP® FX

SikaWrap® FX-50 C je provazec z uhlíkových vláken, v plastovém obalu, která se používá pro povrchové napojení (NSM aplikace) a spojení s tkaninami SikaWrap®.

Možnosti použití uhlíkového lana jsou velmi široké. Dá se použít pro zesílení sloupů, zesílení trámů ve smyku, zesílení balkonů a konzol, zesílení proti protlačení desky a tzv. konektory, které slouží k zlepšení přídržnosti uhlíkových tkanin a jejich zakotvení v zesilovaném prvku.



Obr. 4 Možnosti použití SikaWrap® FX-50 C

OVĚŘENÁ DLOUHODOBÁ ŽIVOTNOST

Sika zesilovací systém byl testován v mnoha náročných podmínkách, aby se ověřila dlouhodobá funkčnost při různých aplikacích, v různém prostředí.

DLOUHODOBÝ "CREEP" TEST

Betonový nosník vyztužený ocelovou deskou nalepenou lepidlem Sikadur® 30 byl zatížen v r. 1971 až 80 % hodnotou očekávané lomové pevnosti a dodnes je sledován. Průhyb nosníku je za posledních více než 40 let stabilní, dotvarování minimální. Tento test stále probíhá a je sledován a řízen nezávislými institucemi.

UMĚLÉ STÁRNUTÍ

Vzorky lamel Sika CarboDur® a tkanin SikaWrap® byly po dobu 500 dnů vystaveny umělému stárnutí. Výsledky testů před a po expozici ukázaly, že nedošlo k žádným změnám nebo zhoršení pevností v tlaku, odtrhu a smyku instalovaného systému.

INSTALACE ZA PROBÍHAJÍCÍHO DYNAMICKÉHO ZATÍŽENÍ

Lamely Sika Carbodur® byly osazovány za oscilujícího dynamického zatížení, aniž by došlo ke snížení rozsahu pevností systému (testováno nezávislým externím institutem).

Zdroje příspěvku jsou z interních materiálů společnosti Sika.

INOVACE VE STATICKÉ ANALÝZE: JAK AUTOCONVERTER URYCHLUJE PRÁCI INŽENÝRŮ

Ing. Josef Kopeček

Produktový specialista technické podpory, Allplan Česko s.r.o.

AutoConverter, inovativní cloudový softwarový nástroj, který zásadně usnadňuje konverzi DiMS (BIM) modelů do podoby vhodné pro statickou analýzu. Ukážeme, jak AutoConverter eliminuje nutnost opětovného modelování konstrukcí v různých softwarových platformách, což vede k výraznému zkrácení projektových termínů a snížení chybovosti. Důraz bude kladen na praktické výhody pro inženýry a statiky při práci na komplexních stavebních projektech, stejně jako na přínos pro zlepšení komunikace a spolupráce mezi různými odborníky ve stavebnictví.

ZÁKLADNÍ INFORMACE O NAVRHOVÁNÍ ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ V DRUHÉ GENERACI EUROKÓDŮ

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng, Ing. Nikola Soukupová

ČKAIT – aktiv Statika, mosty a zkušebnictví a ZČU v Plzni, VEJVARA PROJEKT s.r.o.

1 ÚVOD

Tento text zachycuje zásady a změny v normách druhé generace (2G) Eurokódu 6, které jsou určeny pro stanovení únosnosti nevyztuženého zdiva zatíženého převážně svislým zatížením.

Jedná se o ustanovení z norem ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí, část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce z března 2024.

2 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

2.1 OBECNĚ (k ČSN EN, část 8)

Základní předpoklady

Výpočet únosnosti nevyztužených zděných stěn zatížených svislým zatížením musí být založen na geometrii stěny, na vlivu výstřednosti působících zatížení a na materiálových vlastnostech zdiva (v normě jako 8.1, odstavec 1).

Při určení únosnosti zděné stěny zatížené svislým zatížením mohou být uvažovány následující předpoklady (v normě odstavec 3):

rovinné průřezy zůstávají rovinné;

pevnost zdiva v tahu ve směru kolmém na ložné spáry se rovná nule.

Případy ověření únosnosti

Ověření mezích stavů únosnosti se musí provést v následujících případech (v normě odstavec 2):

stěny vystavené převážně svislému zatížení (únosnost pro svislé zatížení a stabilita proti vybočení kolmo na rovinu stěny);

- stěny vystavené soustředěnému zatížení;
- stěny vystavené vodorovnému zatížení v rovině stěny (smyk a ohyb);
- stěny vystavené bočnímu zatížení nebo kombinaci bočního a svislého zatížení;
- smyk a ohyb v nosnících a v parapetních částech stěn.

Statický výpočet nosných prvků

Během statického výpočtu svisle zatížených stěn je třeba přihlížet k těmto skutečnostem, uvedeným v části 7.5 normy:

- ke svislým zatížením přímo působícím na stěny;
- k účinkům II. řádu;
- k výstřednostem vypočteným na základě znalostí o uspořádání stěn, spolupůsobení stropů a ztužujících stěn;
- k výstřednostem pocházejícím z nepřesností provádění a z rozdílných vlastností materiálů v jednotlivých komponentech.

Vstupní podmínky a vlivy pro výpočet

Vnitřní síly lze počítat na základě materiálových vlastností uvedených v kapitole 5, vzít v úvahu chování spár a dle zásad stavební mechaniky, založených buď na lineárním, nebo na nelineárním chování konstrukce. Zjednodušená metoda výpočtu ohybových momentů ve stěnách je uvedena v Příloze C.

Počáteční výstřednost e_{mit} se musí uvažovat po celé výšce stěny, aby se tím přihlédlo k nepřesnostem jejího provádění. Nesmí být menší než $h_{\text{ef}}/450$, kde h_{ef} je vzpěrná výška stěny vypočtená podle článku 7.5.1.3.

Štíhlostní poměr nosné zděné stěny obdržíme, když vydělíme hodnotu vzpěrné výšky h_{ef} vypočtené ze vztahu 7.5.3.1 hodnotou její účinné tloušťky t_{ef} vypočtené ze vztahu 7.5.1.4.

Při stanovení účinné výšky nosné stěny se musí přihlížet k relativní tuhosti částí konstrukce spojených se stěnou a k účinnosti tohoto spojení. Stěna může být vyztužena prostřednictvím stropů, střechy, vhodně uspořádaných příčných stěn a jiných, stejně tuhých nosných prvků, které jsou se stěnou spojeny.

Ověření členitých průřezů

Ověření členitých průřezů zděných konstrukcí je uvedeno v příloze I normy s názvem Návrhová metoda pro zděné prvky složitě tvarovaného komplexního průřezu vystavené převážně svislému zatížení.

2.2 OVĚŘENÍ NEVYZTUŽENÝCH ZDĚNÝCH STĚN ZATÍŽENÝCH PŘEVÁŽNĚ SVISLÝM ZATÍŽENÍM (ČSN EN 8.2)

2.2.1 OBECNĚ

Základní podmínka návrhu zděné stěny

Základním předpokladem návrhu je, že v mezním stavu únosnosti musí být návrhová hodnota síly N_{Ed} působící svisle na stěnu menší nebo rovna návrhové únosnosti stěny N_{Rd} , tzn.:

$$N_{\text{Ed}} \leq N_{\text{Rd}} \quad (8.1)$$

Návrhová hodnota únosnosti N_{Rd} svisle zatížené jednovrstvé stěny na jednotku délky se vypočte s použitím vzorce (8.2). Upozorňujeme na, že vzorec neuvádí skutečnou délku stěny. Proto pro pilíře nebo delší stěny je třeba do vzorce doplnit délku zdiva stěny b .

$$N_{\text{Rd}} = \Phi t f_d \quad (8.2)$$

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.

Norma zavádí, že v případě částečně podepřených stropů se smí pro výpočet návrhové hodnoty svislé únosnosti v hlavě a v patě nové stěny uvažovat tloušťka stěny hodnotou úložné délky t_b . Uprostřed výšky stěny se smí uvažovat plná tloušťka stěny.

Omezení velikostí příčného řezu stany

Omezení velikosti stěny zůstává. Platí, že pokud je průřezová plocha stěny menší než $0,1 \text{ m}^2$, musí být návrhová hodnota pevnosti zdiva f_d vynásobena součinitelem

$$(0,7 + 3 A) \quad (8.3)$$

kde je A zatížená vodorovná celková plocha průřezu, v m^2

Nejmenší plocha příčného řezu nosné stěny zůstává jako dříve alespoň $0,04 \text{ m}^2$ po odečtení ploch drážek a výklenků.

2.3 ZMENŠUJÍCÍ SOUČINITELE

Velikost zmenšujícího součinitele Φ_i v hlavě a patě stěny s ohledem na štíhlost a výstřednost se stanoví za předpokladu obdélníkového (rektangulárního) průběhu napětí následujícím způsobem:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (8.4)$$

kde je

e_i výstřednost zatížení v hlavě, případně v patě stěny, vypočtená s použitím vzorce (8.5):

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t \quad (8.5)$$

kde jsou

M_{1d} návrhová hodnota ohybového momentu v hlavě nebo patě stěny způsobeného výstředností zatížení stropu v podporách, který se stanoví podle 7.5.1 (viz obrázek 8.1);

N_{1d} návrhová hodnota svislého zatížení působícího v hlavě, případně v patě stěny;

e_{he} výstřednost v hlavě nebo patě stěny v důsledku vodorovného zatížení (např. větru), pokud působí;

e_{init} počáteční výstřednost se znaménkem, které zvyšuje absolutní hodnotu e_i (viz 7.5.1.1);

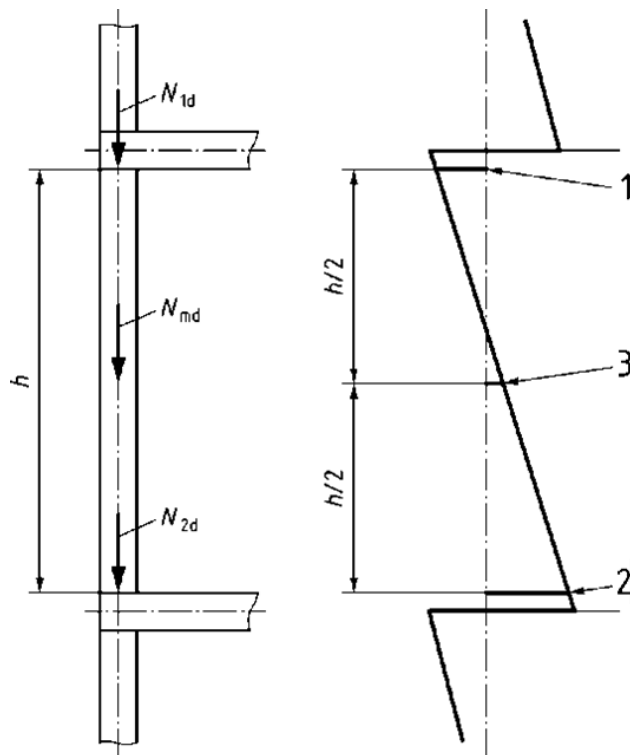
t tloušťka stěny.

POZNÁMKA Ve vzorci (8.5) se u uváděných výstředností zavádějí znaménka odpovídající použitému mechanickému modelu.

Norma v odstavci 2 nově uvádí, že pokud se u částečně uložených stropů použije pro výpočet svislé únosnosti v hlavě nebo v patě stěny šířka podpory podle ustanovení 8.2.1(3), ve vzorci (8.4) se použije úložná délka stropu v podpoře t_b .

Při oslabení styku stěna strop, kdy například je průřez stěny oslaben izolací, se výstřednosti způsobené reakcí stropu a přenos zatížení vnějším slabším zdicím prvkem při stanovení e_i smí kombinovat, viz obrázek C.4 v Příloze C normy.

Na obrázku 2.3 je znázorněno teoretické působení momentů na konstrukci stěn ve spojení se stropní konstrukcí. Jedná se o rámové působení. U konkrétního případu zděné stavby je třeba zvážit, zda k takovému působení může dojít. Zdivo při použití zjednodušujících předpokladů nepřenáší tahová napětí, a proto je třeba pak tento účinek vyplývající z ohybových momentů vyloučit. Prosté uložení stropní konstrukce na zdivo nebo její částečné uložení způsobuje jednostranný moment a také výstřednost svislé síly. Její velikost se ve stěně mění na základě velikosti svislé síly od horních podlaží, síly od stropní konstrukce a od tíhy stěny.



Obr. 2.3 (v EN 8.1) Momenty vyvolané výstředností svislého zatížení: 1 – M_{1d} (na spodním líci stropní desky); 2 – M_{2d} (na horním líci stropní desky); 3 – M_{md} (ve středu výšky stěny)

Při použití zjednodušených zásad uvedených v 8.1 a s uvažovaným obdélníkovým rozdělením tlakových napětí lze zmenšující součinitel ve středu výšky stěny Φ_m stanovit s použitím výstřednosti e_m vypočtené ze vzorce (8.6):

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (8.6)$$

kde je

M_{md} návrhová hodnota největšího momentu v polovině výšky stěny, plynoucího z momentů v hlavě a patě stěny (viz obrázek 8.1), včetně ohybových momentů způsobených veškerým dalším zatížením, které působí na plochu stěny výstředně (např. konzolky);

N_{md} návrhová hodnota svislého zatížení v polovině výšky stěny, včetně všech výstředných zatížení, která působí na stěnu (např. konzolky);

e_{hm} výstřednost v polovině výšky stěny vyvolaná vodorovně působícím zatížením (např. větrem);

e_{init} počáteční výstřednost se znaménkem, které zvyšuje absolutní hodnotu e_m (viz 7.5.1.1);

t tloušťka stěny.

V poznámkách v normě je uvedeno:

- 1 Velikost výstřednosti e_{hm} závisí na kombinaci zatížení, která se používá pro ověření. Má se vzít v úvahu její znaménko ve vztahu k poměru M_{md}/N_{md} .
- 2 Ve vzorci (8.6) se u uváděných výstředností zavádějí znaménka odpovídající použitému mechanickému modelu.
- 3 Způsob výpočtu Φ_m je uveden v Příloze F.

Částečně uložené stropy

Nový článek uvádí, že částečně uložených stropů se uvažuje pro výpočet svislé únosnosti dle vzorce (8.6) plná tloušťka stěny, při výstřednosti svislého zatížení vztažené k ose stěny, když při výpočtu ohybu (viz obrázek C.3) byla uvažována redukovaná tloušťka stěny.

Působení ohybu v obou směrech

Nově je v normě upřesněno, jak postupovat, pokud stěna je namáhána ohybem, tj. při výstřednosti svislé síly, ve dvou kolmých směrech, tj. ve směru příčném a ve směru podélném. Jde například o namáhání pilířů.

Pro pravoúhlý průřez vystavený ohybu v obou směrech se smí výsledný zmenšující součinitel Φ_m uvažovat jako součin součinitelů Φ stanovených pro oba směry zatížení, se stanovením výsledné osové únosnosti stěny v tlaku dle vztahu $N_{Rd} = \Phi l t f_d$. Součinitel Φ stanovený pro podélný směr stěny se vypočte podle vzorce (8.4) se zohledněním výstřednosti svislého zatížení v podélném směru, kde se ve vzorci použije délka stěny l místo šířky stěny t .

3 PŘÍLOHA C

Zjednodušená metoda výpočtu výstřednosti zatížení stěn

Použití této informativní přílohy

Zjednodušená metoda představuje návod na určení výstřednosti svislé síly ve styku stěny stropu zděné stavby. Jedná se o upravenou a doplněnou přílohu C z původní normy ČSN EN 1996-1-1/2007.

Tato informativní příloha poskytuje doplňkový návod k postupu uvedenému v normě pod článkem 7.5.1.1 pro výpočet účinků mimostředného zatížení ve směru kolmo na střednicovou rovinu stěny.

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. To platí v České republice.

Předmět a rozsah použití přílohy

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.

Výstřednost u železobetonových stropů

Při výpočtu výstřednosti zatížení stěny podírající železobetonové stropy smí být styk mezi stěnou a stropem vyšetřován zjednodušeně, s uvažováním průřezů bez trhlin a zavedením předpokladu pružného chování materiálů.

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.

Postup pracuje se čtyřmi prvky konstrukce kolem styku stěna strop. Pokud je styk sestaven z méně než čtyř prvků, výpočet styčniců může být zjednodušen podle obrázku C.3.1; uvažují se jen ty prvky, které skutečně existují. Vzdálenější konce prutů od uvažovaného styčnicku se považují za vetknuté. Pokud je však známo, že vůbec nepřenášejí ohybové momenty, je přípustné předpokládat kloubové uložení. Ohybový moment M_1 ve styčnicku 1 je přípustné vypočítat ze vztahu (C.1), ohybový moment M_2 ve styčnicku 2 se smí vypočítat ze vztahu (C.2).

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]$$

(C.1)

$$M_2 = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]$$

(C.2)

kde je

n_i součinitel tuhosti prvku, který se rovná 4 u prvků na obou koncích vetknutých, 3 pro prvky prostě podepřené v protilehlých styčnicích a v případě trámů s konzolou se rovná 0 pro stanovení tuhosti a 1,5 pro stanovení zatížení;

E_i modul pružnosti prvku i , kde $i = 1, 2, 3$ nebo 4 ;

I_i moment setrvačnosti prvku i , kde $i = 1, 2, 3$ nebo 4 (u dvouvrstvých dutinových stěn, u nichž je jenom jedna vrstva zatížena, uvažuje se jenom I_i zatížené vrstvy);

h_1 světlá výška prvku 1^{NP21});

h_2 světlá výška prvku 2;

l_3 světlé rozpětí prvku 3;

l_4 světlé rozpětí prvku 4;

w_1 návrhová hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení větrem prvku 1;

w_2 návrhová hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení větrem prvku 2;

q_3 návrhová hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení prvku 3;

q_4 návrhová hodnota rovnoměrně rozděleného zatížení prvku 4.

EN C(4)

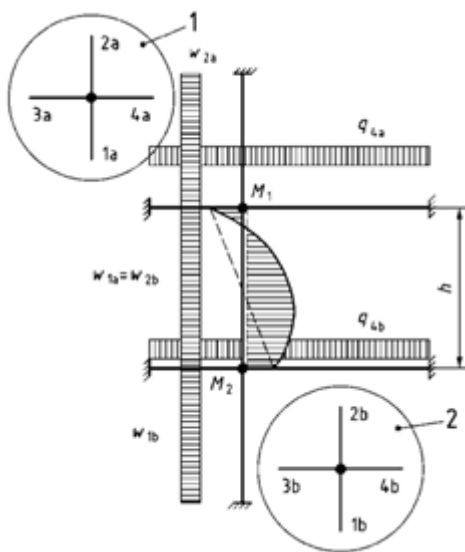
V případě stropu pnutého ve dvou směrech, rozpětí stropu použité ve vzorcích (C.1) a (C.2) se má uvažovat jako účinné rozpětí v jednom směru, s hodnotou:

2/3 kratšího rozpětí stropní desky v případě, že poměr delšího a kratšího rozpětí nepřesáhne hodnotu 2; kratší rozpětí ve všech ostatních případech.

Pokud se úložná délka stěny liší od délky stropu uloženého na stěnu, je zapotřebí ve vzorcích (C.1) a (C.2) použít odpovídající hodnoty momentů setrvačnosti.

Při dimenzování prvků konstrukce se připouští redukovat výstřednost vypočtenou podle odstavce (1) výše jejím vynásobením součinitelem η , aby se zohlednila částečná tuhost styčnicku.

Výsledky uvedeného výpočtu leží obvykle na bezpečné straně, protože skutečné vetknutí ve styčnicku stěny a stropní konstrukce není tuhé, to znamená, že ohybové momenty, které se styčnickem stěna – strop přenášejí, nemohou dosáhnout hodnot při plném vetknutí.



Obr. C.3.1 (v En C.1) Zjednodušené schéma rámu: 1 – styčnick a; 2 – styčnick b

Moment M_1 se stanoví ve styčnicku a, moment M_2 ve styčnicku b.

EN C(5)

Součinitel η lze stanovit experimentálně nebo vypočítat ze vztahu:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (C.3)$$

kde je

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (C.4)$$

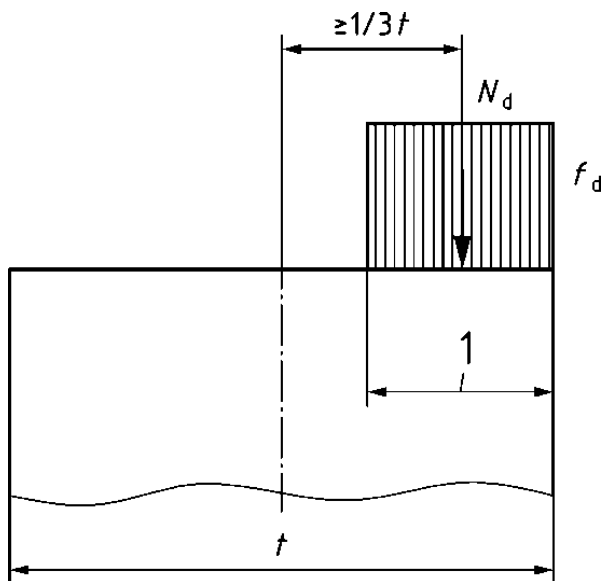
a kde symboly mají stejný význam jako ve výše uvedeném odstavci (3).

Omezení velikosti výstřednosti svislé síly

EN C(8)

Jestliže je výstřednost e_i (viz vzorec (8.5)) vypočtená v souladu s (3), (4), (5), (6) a (7) (viz výše), větší než 0,33násobek tloušťky stěny t a N_{Ed} na jednotku délky není větší než $0,33 t f_d$, lze při návrhu postupovat podle níže uvedeného odstavce (9).

Důležitým ustanovením přílohy je omezení velikosti výstřednosti. Je uvedeno v bodě 9 přílohy. 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 0,33násobku tloušťky stěny, u líce stěny, a v úložné ploše se uvažuje rovnoměrně rozdělené napětí odpovídající návrhové pevnosti materiálu (viz obrázek C.2). V tom případě se má hodnota součinitele Φ_1 ve vzorci (8.4) brát rovna požadované hloubce uložení stropu ve styku stěna – strop dělené tloušťkou stěny t .



Obr. C.3.2 (v EN C.2) Výstřednost vypočtená z návrhové hodnoty zatížení při obdélníkovém obrazci rozdělení napětí: 1 – požadovaná úložná délka $\leq 0,33 t$

Nebezpečí vzniku trhlin na tažené straně průřezu

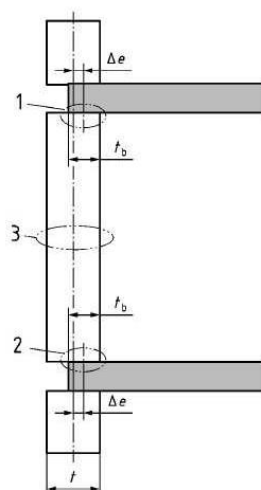
Důležitá poznámka stanoví, že se má brát v úvahu, že výpočet výstřednosti podle této přílohy může vést k nezanedbatelnému pootočení stropní desky nebo nosníku v uložení tak, že to může mít za následek vznik trhlin na opačné straně stěny, než působí zatížení.

Částečné uložení stropní konstrukce na zdivo

Příloha uvádí možnost uvažování, pokud je stropní deska na stěně uložena pouze částečně:

EN C(8,i)

K získání M_1 a M_2 v hlavě nebo v patě stěny s částečným uložení stropu se má tloušťka stěny ve vzorcích (C.1) a (C.2) brát jako hloubka uložení t_b v pozicích 1 nebo 2 podle 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 $\Delta e = (t - t_b) / 2$.

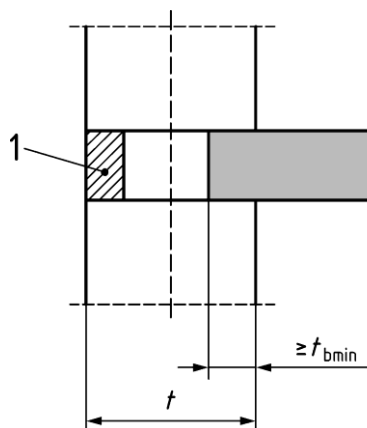


Obr. C3.3 (v EN C.3) Tloušťky použité pro výpočet stěny v hlavě/patě a uprostřed výšky stěny: 1 – hlava stěny, 2 – pata stěny, 3 – střední část výšky stěny ^{NP22)}

Další bod přílohy ukazuje v České republice častý případ, kdy strop je na zdivu zakončena věncovkou a tepelnou izolací.

EN C(8,ii)

Pokud je ve styku stěna – strop s částečným uložením stropu ve stěně s hloubkou uložení nejméně t_{bmin} podle Obrázku C.3.4 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).



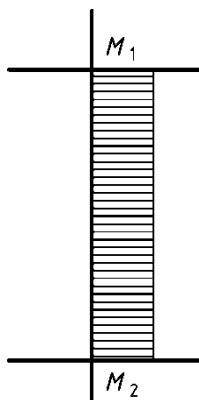
Obr. C.3.4 (v EN C.4) Stropní deska částečně uložená ve stěně

Výstřednost u dřevěných stropů

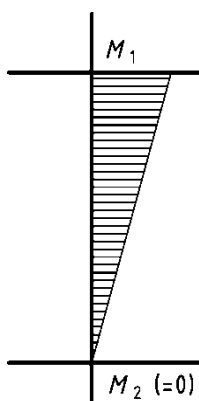
Text přílohy s epodorněji věnuje na zdi položeným dřevěným strpům. Uvádí, že v případě použití dřevěných stropů se smí použít momentových diagramů jak uvedeno v obrázcích C.3.1 nebo C.3.2 s uvážením podmínek:

(i) jsou-li použity třmeny pro stropnice, uvažuje se s přenosem zatížení na stěnu nebo její nosnou vrstvu působícím v lici této konstrukce;

(ii) pokud jsou konce stropnic uloženy přímo na zdivu, uvažuje se s přenosem zatížení na stěnu v třetině hloubky uložení od zatíženého líce stěny nebo její nosné vrstvy. Pokud je styk v patě stěny navržen tak, že není schopen umožnit stropu pootočení v této úrovni, pak se má použít momentový diagram uvedený na obrázku C.3.2.



Obr. C 3.5 (v EN C.5) Zjednodušený momentový diagram pro případ dřevěných trámů (stropnic)



Obr. C 3.6 (v EN C.6) Zjednodušený momentový diagram pro případ dřevěných trámů se stykem v patě stěny, navrženým jako neschopným pootočení v této úrovni stropu

U uvedených schémat momentů je třeba zvážit, zda technologické, konstrukční a materiálové řešení stěny a stropní konstrukce umožňuje dané působení. Nejde jed o dřevěné stropy. U stropů položených na zdivo většinou obrazec průběhu momentu odpovídá nákrese na obrázku C3.5 s rozdílnými hodnotami momentů. Lineární průběh momentu po výšce stěny bude nahrazen při působení větru na fasádě objektu průběhem parabolickým. Pokud vítr působí, bude mít křivka paraboly vypouklý nebo propadlý tvar podle směru větru.

4 PŘÍLOHA F

Zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti Φ_M

Úvod

Zmenšovací součinitel je v nové normě ČSN EN 1996-1-1:2022 koncipován jiným výpočtovým postupem než bylo uvedeno v původní normě. Jeho výpočet je popsán v informativní příloze označené F. Použití této přílohy má být upřesněno nebo potvrzeno v Národní příloze. Norma říká, že pokud Národní příloha neexistuje nebo neuvádí informace o použití informativní přílohy F, lze tuto přílohu přímo použít.

Uvedená metoda specifikuje výpočet zmenšovacího součinitele pro **střed výšky stěny**. Součinitel je určen s přihlédnutím na vliv štíhlosti stěny a vliv excentricity svislého zatížení. Zahrnuje snížení únosnosti stěny na účinky 2. řádu.

Jsou stanoveny dva postupy výpočtu zmenšovacího součinitele, a to za prvé pro stěny namáhané převážně svislým zatížením a za druhé pro stěny namáhané kombinací svislého zatížení a bočního tlaku (tomuto je pak věnován text doc. Bílého věnovaný nočnímu zatížení).

- Výpočet vzorce a grafické znázornění zmenšovacího součinitele Φ_m pro stěny namáhané převážně svislým zatížením dle nové normy ČSN EN 1996-1-1:2022, Příloha F.

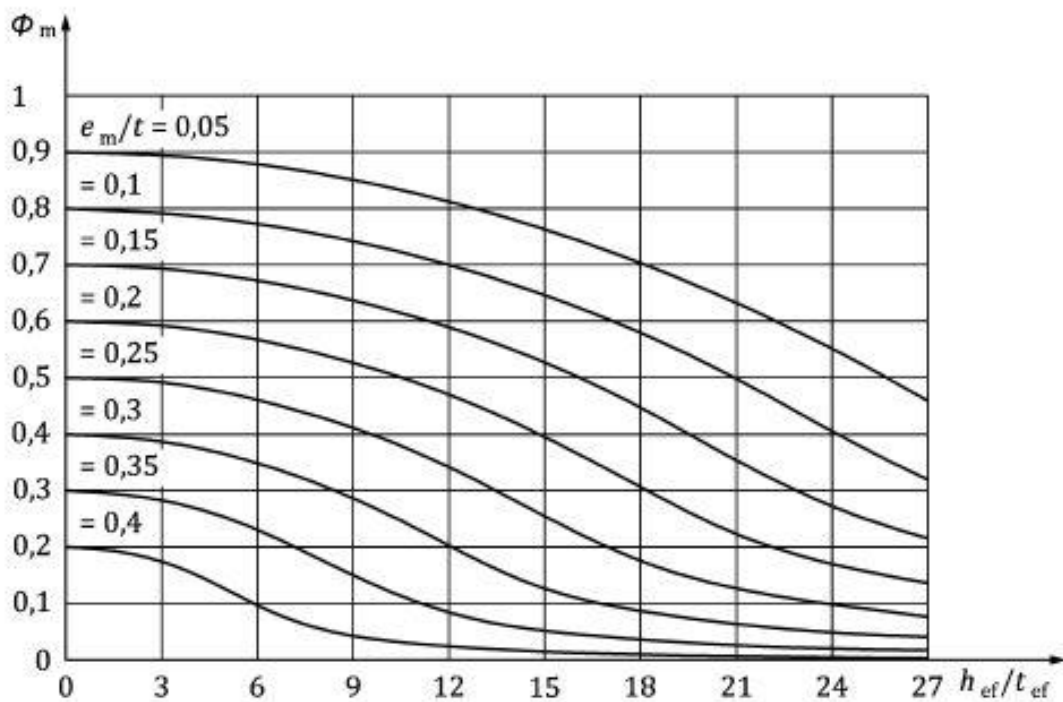
Pro stanovení hodnoty součinitele jsou nyní zde normou stanoveny dva vzorce: Jejich použití je odvislé od velikosti štíhlosti λ a excentricity svislé síly.

$$\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58A_1} & \text{pro } \lambda < 1,14A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{pro } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases}$$

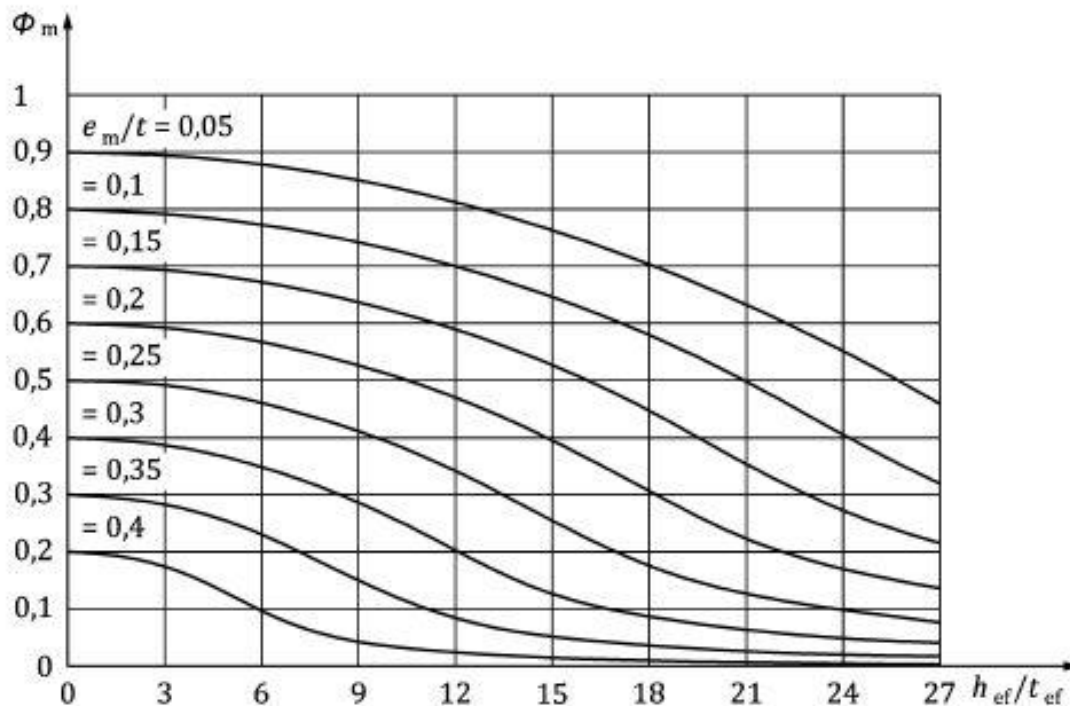
kde

$$\text{součinitel } A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t};$$

$$\text{štíhlost } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}};$$



Obr. 4.3 Součinitel Φ_m v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E= 1000 f_k$
(převzato z ČSN EN 1996-1-1:2022)



Obr. 4.4 Součinitel Φ_m v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E = 700 f_k$
(převzato z ČSN EN 1996-1-1:2022)

- b) Výpočetní vzorce a grafické znázornění zmenšovacího součinitele Φ_m pro stěny namáhané kombinací svislého a bočního zatížení je uveden v příloze F normy EC 6 (ČSN EN 1996-1-1:2022)

Pro stanovení hodnoty součinitele A_1 jsou nyní zde normou stanoveny dva vzorce: Jejich použití je odvislé od velikosti štíhlosti λ a poměru zatížení ν .

$$\Phi_m = \frac{1 - A_1}{1 - \nu}$$

kde

$$\text{součinitel } A_1 = \begin{cases} \frac{2,58\nu + \sqrt{(2,58\nu)^2 + 10,33\lambda^2}}{5,17} & \text{pro } \lambda < 1,14A_1 \\ \left(\frac{\lambda^2\nu}{0,65}\right)^{\frac{1}{3}} & \text{pro } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases}$$

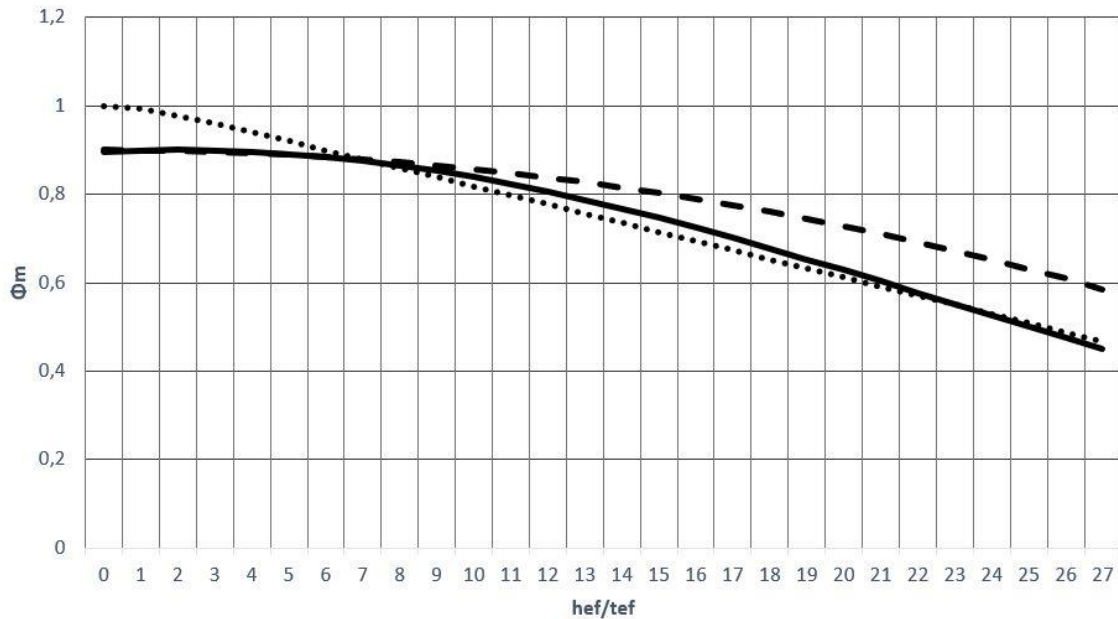
štíhlost $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$, poměr zatížení $\nu = \frac{N_{Ed}}{A f_d}$, kde A je plocha stěny.

Postup a podmínky výpočtu jsou podrobněji popsány v části této publikace doc. Bílým.

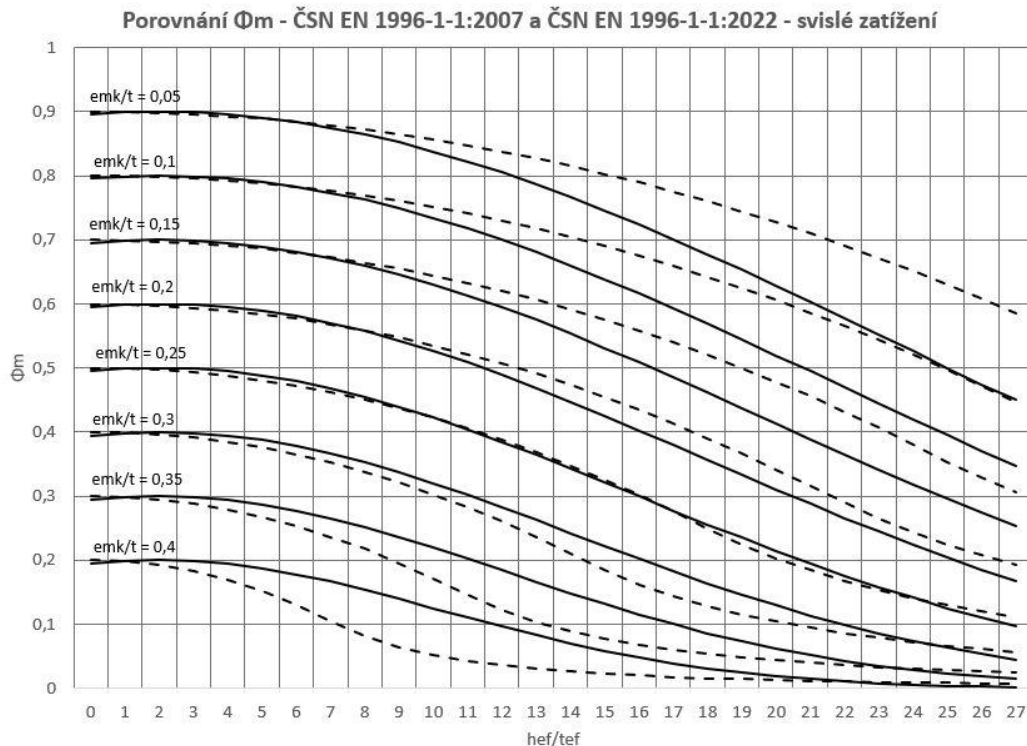
Porovnání

Pro poukázání na změny ve výpočtu zmenšovacího součinitele je dále provedeno porovnání těchto výpočtů podle ČSN EN 1996-1-1:2007 a nově vydané ČSN EN 1996-1-1:2022:

Porovnání Φ_m pro $e_{mk}/t = 0,05$ - ČSN EN 1996-1-1:2007 a ČSN EN 1996-1-1:2022
svislé zatížení a ČSN EN 1996-1-1:2022 kombinace svislého zatížení a bočního tlaku



Graf 4.1 Porovnání součinitele Φ_m pro $e_{mk}/t = 0,05$ v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E = 1000 f_k$ pro původní normu ČSN EN 1996-1-1:2007 (plná čára podle výpočtu za a) a novou normu ČSN EN 1996-1-1:2022, 1. metodu (čárkovaná čára) a metodu s bočním zatížením (tečkovaná čára). Graf uveřejněn na konferenci již v roce 2023



Graf 4.2 Porovnání součinitele Φ_m v závislosti na štíhlosti h/t a výstřednosti e_{mk} pro $E = 1000 f_k$ pro původní normu ČSN EN 1996-1-1:2007 (plná čára) a novou normu ČSN EN 1996-1-1:2022, 1. metodu (za a) – čárkovaná čára)

5 ZÁVĚR

Z výše uvedeného textu je patrné, že změny u metod, které existovaly již v první generaci normy, nejsou rozsáhlé. Jedná se úpravy, zpřesnění postupů a stanovení limitů.

Autoři tohoto textu považují za nejdůležitější následující změny:

- upřesnění a doplnění obsahu příloh pro návrh zděné konstrukce
- nový výpočtový postup pro zmenšovací součinitel (vyžaduje nové programové zpracování)
- omezení velikosti výstřednosti svislé síly na jednu třetinu
- upřesnění vlivu částečného uložení stropní konstrukce na zdivo
- uvažování a vyhodnocení průběhu momentu po výšce stěny
- ve zjednodušených metodách úpravy výpočtu zmenšovacího součinitele
- uložení stropní konstrukce limituje použití zjednodušené metody

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. ÚNMZ, Praha, 2023.
- [2] EN 1996-3: Eurocode 6 – Design of Masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures. CEN, 2023.
- [3] ČSN EN 1996-1-1+A1 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce. ÚNMZ, Praha, 2013.
- [4] ČSN EN 1996-3 Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí. ČNI, Praha, 2007.

Zdivo porotherm – vznik statických trhlin z důvodu nevhodného návrhu nebo realizace, způsoby řešení. Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Ing. Ivo Petrášek, Ing. František Schoval

Wienerberger s.r.o.



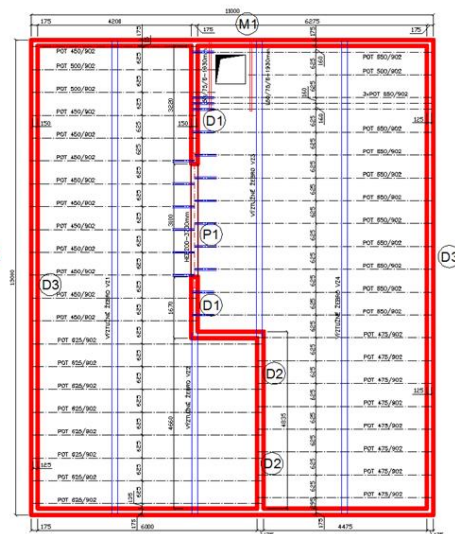
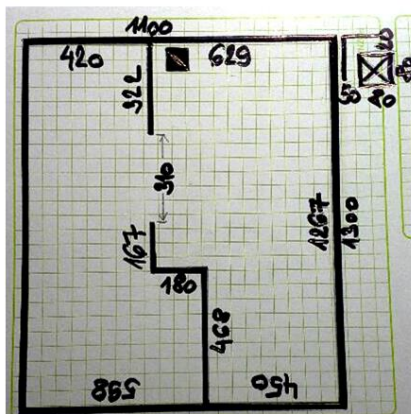
Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Ing. František Schoval 12.9. 2024, Statika staveb Plzeň.



Příklad – „Žiletkový dům“

Zadání:



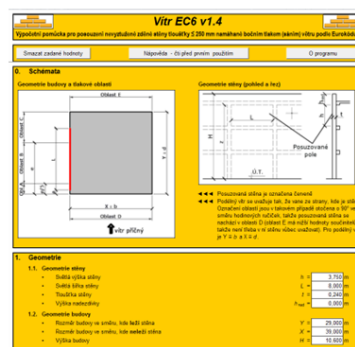
2 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Posouzení

Co s tím – vyhoví ?

Porotherm 17,5 Profi Dryfix P8

- $f_k = 1,8 \text{ MPa}$
- zatížení od střechy (sbíjené vazníky; betonová krytina; spád 26°; zatěžovací šířka 6,25 m) – $N_{Ed,min} = 4,5 \text{ kN/m}^2$ (bez sněhu a se sáním větru)
- $N_{Ed,max} = 50,4 \text{ kN/m}^2$ (strop, sněh, užité; bez větru)
- $N_{Ed,min} = 22,9 \text{ kN/m}^2$ (strop, bez sněhu a se sáním větru)
- návrhová hodnota zatížením větrem
- $w_d = 1,15 \text{ kN/m}^2$ (program Ing. Bílý ČVUT Vitr EC6 v1.4)



Lze použít zjednodušenou metodu výpočtu dle „EC6 Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevytuzených zděných konstrukcí“ ?

3 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Posouzení - ČSN EN 1996-3:

- ✓ ▪ rozpětí stropní konstrukce uložené na stěnách nesmí přesáhnout 7,0 m;
- ✓ ▪ rozpětí střešní konstrukce uložené na stěnách nesmí být větší než 7,0 m, kromě případu, kdy byla použita lehká příhradová střešní konstrukce, u které nesmí rozpětí přesáhnout 14,0 m;
- ✓ ▪ světlá výška podlaží nesmí přesáhnout 3,2 m; pokud však není celková výška budovy větší než 7,0 m, může být světlá výška přízemí 4,0 m;
- ✓ ▪ charakteristické hodnoty nahodilých zatížení působících na stropní a střešní konstrukce nesmí být větší než 5,0 kN/m² ;
- **stěny jsou ve vodorovném směru** kolmo ke své rovině bočně **podepřeny stropními a střešními konstrukcemi**, a to buď přímo těmito konstrukcemi, nebo pomocí vhodných konstrukčních opatření, např. větrovými nosníky **s dostatečnou tuhostí** podle 8.5.1.1 EN 1996-1-1:2005;
- ✓ ▪ stěny jsou ve svislém směru souosé po celé své výšce;
- ✓ ▪ úložná délka stropní a střešní konstrukce je alespoň 0,4 t, kde t je tloušťka stěny, ale ne méně než 75 mm;
- ✓ ▪ součinitel dotvarování zdiva ϕ_v nepřesahuje 2,0;

4 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Posouzení - ČSN EN 1996-3:

(2)P Stěny působící jako krajní podpory stropních nebo střešních konstrukcí, které jsou vystaveny zatížení větrem, mohou být navrhovány podle 4.2.2 pouze v případě, kdy

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h \quad (4.2)$$

kde

h je světlá výška podlaží;

q_{Ewd} návrhová hodnota zatížení větrem působícího na jednotku plochy stěny

N_{Ed} návrhová hodnota svislého zatížení působícího na horní straně uvažovaného podlaží, které má na stěnu nejnepříznivější účinek;

b šířka, na kterou působí svislé zatížení;

t skutečná tloušťka stěny nebo nosné vrstvy dutinové stěny, která působí jako krajní podpora, v metrech;

5 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Posouzení - ČSN EN 1996-3:

a) Bungalov bez stropu (při podélném a příčném zavětrování!!)

> $N_{Ed,min} = 4,5 \text{ kN/m}'$ (bez sněhu a se sáním větru)
> $t \geq 233 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **nevyhoví**

b) Bungalov se stropem

> $N_{Ed,min} = 22,9 \text{ kN/m}'$ (se stropem 4,5 m, bez sněhu a se sáním větru)
 $t \geq 92 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **vyhoví**

> $N_{Ed,max} = 50,4 \text{ kN/m}'$ (se stropem 6 m a se sněhem; bez větru)
 $t \geq 84 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **vyhoví**

Vysvětlení:



6 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Posouzení - ČSN EN 1996-3:

a) Bungalov bez stropu (při podélném a příčném zavětrování!!)

- > $N_{Ed,min} = 4,5 \text{ kN/m}'$ (bez sněhu a se sáním větru)
- > $t \geq 233 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **nevyhoví**

b) Bungalov se stropem

- > $N_{Ed,min} = 22,9 \text{ kN/m}'$ (se stropem 4,5 m bez sněhu a se sáním větru)
- > $t \geq 92 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **vyhoví**
- > $N_{Ed,max} = 50,4 \text{ kN/m}'$ (se stropem 6 m a se sněhem; bez větru)
- > $t \geq 84 \text{ mm} - 175 \text{ mm}$ **vyhoví**

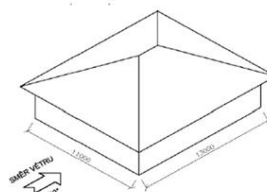
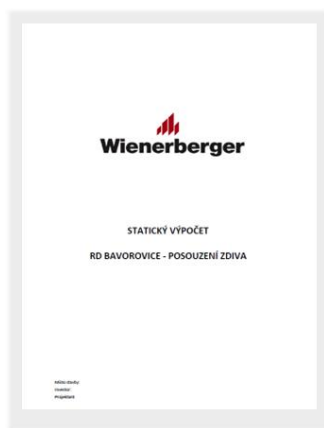
Zjednodušená metoda:

$$N_{Rd} = \phi_s f_d A = 0,4 \cdot 1800 / 2,2 \cdot 0,175 = 57,3 \text{ kN/m}' > N_{Ed,max} = 50,4 \text{ kN/m}'$$

vyhoví

7 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1

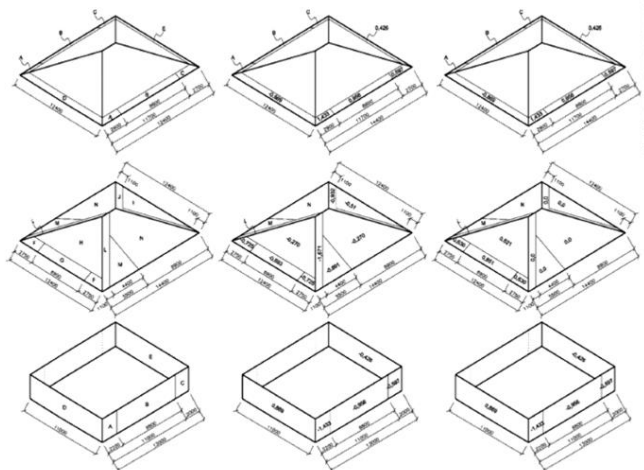


Rozměry objektu:	h = 6,000 m	b = 11,000 m	d = 13,000 m
	h/d = 0,462	e = 11,000 m	
Větrná oblast:	II => $v_{w,0} = 25,0 \text{ m/s}$	II => $v_w = 25,0 \text{ m/s}$	
Kategorie terénu:	II => $z_0 = 0,050 \text{ m}$	II => $z_{0,ref} = 2 \text{ m}$	II => $z_{0,max} = 200 \text{ m}$
Referenční výška objektu:	$z_1 = 6,000 \text{ m}$		
Střední rychlost větru:	$v_{w,z} = 22,7 \text{ m/s}$	$c_{pe}(z) = 0,910$	$c_{pe}(z) = 1,000$
Max. charakteristický tlak:	$q_{p,z}(z) = 0,796 \text{ kPa}$		
Sklon střechy $\alpha =$	26°		
	$c_{pe,100} = -1,200$	$c_{pe,100} = -0,800$	$c_{pe,100} = -0,500$
	$c_{pe,100} = 0,728$	$c_{pe,100} = -0,356$	$c_{pe,100} = -0,607$
	$c_{pe,100} = -0,580$	$c_{pe,100} = -0,227$	$c_{pe,100} = -0,427$
	$c_{pe,100} = -0,780$	$c_{pe,100} = -1,400$	$c_{pe,100} = -0,747$
	$c_{pe,100} = -0,227$	$c_{pe,100} = 0,420$	$c_{pe,100} = 0,567$
	$c_{pe,100} = 0,347$		
Char. zatížení větrem:	$w_{1,0} = -0,555 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,637 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,399 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,0} = 0,579 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,284 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,483 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,0} = -0,452 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,180 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,340 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,0} = -0,621 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -1,114 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = -0,594 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,0} = -0,180 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = 0,334 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,0} = 0,451 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,0} = 0,276 \text{ kN/m}^2$		

8 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy



Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1

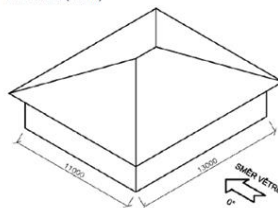


9 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy



Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1

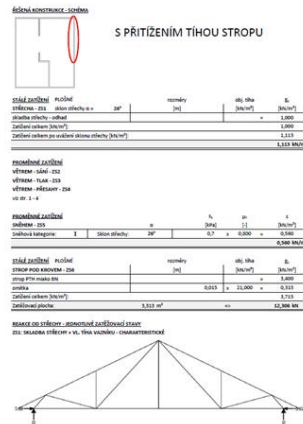
VÍTR - SMĚR 0° (PŘÍČNĚ)



Rozměry objektu:	$h = 6,000 \text{ m}$	$b = 18,000 \text{ m}$	$d = 11,000 \text{ m}$
	$h/d = 0,545$	$e = 12,000 \text{ m}$	
Větrná oblast:	II $\Rightarrow v_{0,2} = 25,0 \text{ m/s}$	$\Rightarrow v_{0,1} = 25,0 \text{ m/s}$	
Kategorie terénu:	II $\Rightarrow z_0 = 0,050 \text{ m}$	$z_{max} = 2 \text{ m}$	$z_{max} = 200 \text{ m}$
Výška objektu:	$z_1 = 6,000 \text{ m}$		
Střední rychlost větru:	$v_{m,2} = 22,7 \text{ m/s}$	$c_{d,2} = 0,910$	$c_{d,1} = 1,000$
	$k_1 = 1$		
Max. charakteristický tlak:	$q_{p,2}(z) = 0,796 \text{ kPa}$		
Sklon střechy α	26°		
	$c_{pe,20,1} = -1,200$	$c_{pe,20,2} = -0,800$	$c_{pe,20,3} = 0,739$
	$c_{pe,20,4} = -0,379$	$c_{pe,20,5} = -0,607$	$c_{pe,20,6} = -0,580$
	$c_{pe,20,7} = -0,227$	$c_{pe,20,8} = -0,427$	$c_{pe,20,9} = -0,780$
	$c_{pe,20,10} = -0,687$	$c_{pe,20,11} = -1,400$	$c_{pe,20,12} = -0,747$
	$c_{pe,20,13} = 0,420$	$c_{pe,20,14} = 0,567$	$c_{pe,20,15} = 0,347$
Char. zatížení větrem:	$w_{1,1} = -0,955 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,2} = -0,637 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,3} = 0,588 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,4} = -0,301 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,5} = -0,483 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,6} = -0,462 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,7} = -0,180 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,8} = -0,340 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,9} = -0,621 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,10} = -0,546 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,11} = -1,114 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,12} = -0,594 \text{ kN/m}^2$
	$w_{1,13} = 0,334 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,14} = 0,451 \text{ kN/m}^2$	$w_{1,15} = 0,276 \text{ kN/m}^2$

10 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

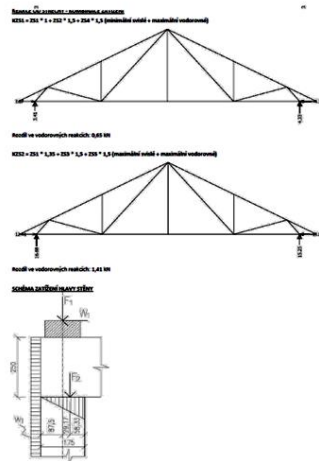
Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1



6/38

11 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1



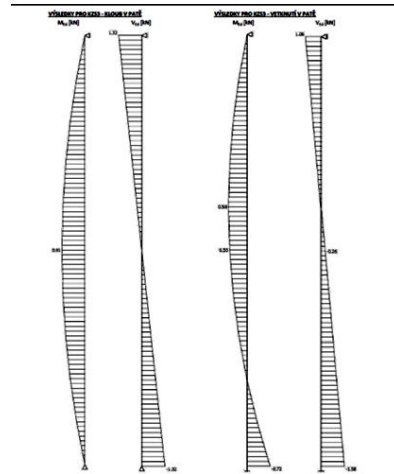
8/38

12 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy



wienerberger

Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1



13 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

12/98



wienerberger

Podrobné posouzení - ČSN EN 1996-1-1+A1

		s nevyztuženým krovem			s vyztuženým krovem	
		strop 6,5	strop 4,5	bez stropu	bez stropu	
tloušťka zdiva [mm]	175	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	NEVYHOVÍ	
	240	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	
	300	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	
	365	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	
	400	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	
	440	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	
	500	VYHOVÍ	VYHOVÍ	NEVYHOVÍ	VYHOVÍ	

14 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy



wienerberger

Realizace



15 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy



wienerberger

DĚKUJI ZA POZORNOST

DOTAZY???



DOTAZY???

16 Vliv konstrukčního řešení na stabilitu budovy

HOSPODÁRNOST VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL

Ing. Martin Konečný

Kalksandstein CZ, s.r.o.

ÚVOD

Hospodárnost je pojem, který se často nepoužívá. Přitom hospodárnost by měla být základním požadavkem na jakoukoliv lidskou činnost, stavění nevyjímaje. Povinností členů ČKAIT ve vztahu ke společnosti je vytváření kvalitních stavebních děl. Za kvalitní stavební dílo se jistě považuje také dílo hospodárné, a to jak z hlediska finančního, tak z hlediska životního prostředí, využití veřejných prostředků apod., přestože to v profesním řádu není takto výslovně uvedeno. Stavební dílo není jen exhibicí architekta, investora, projektanta či statika v tom, co je jeho vlastním názorem, ale také je nutné ve vztahu ke společnosti držet se právě hospodárnosti.

V ČR se bohužel navrhuje konstrukce velmi často nehospodárně. Statik v dřívější většině případů nevstupuje do vytváření architektonické studie, prvopočátku úvah investora, přičemž o finanční stránce stavebního záměru se rozhoduje s největší mírou právě v tomto okamžiku. U bytové výstavby jsou to například obří rozpony nosných konstrukcí, jako hlavní nešvar nehospodárných budov. To pak způsobuje zvýšené náklady na bytovou výstavbu, která se stává pro běžné lidi nedostupnou.

PROČ NAVRHOVAT HOSPODÁRNÉ KONSTRUKCE

- Měla by to být základní povinnost projektanta, statika, autorizované osoby. I když toto není napsané v Profesním a etickém řádu ČKAIT takto doslova, jistě tak vytváření kvalitních stavebních děl bylo myšleno. Bylo tomu tak vždy v historii. Dříve si mohl postavit chalupu ten, kdo na to měl prostředky, a naprosto vždycky se postupovalo tak, že se dimenzovalo podle nejdražších konstrukcí. U obyčejné chalupy to byly kovové konstrukce – nutné hřeby v krovu, podle toho, kolik si jich investor mohl dovolit, se počítal počet vazeb v krovu a délka chalupy. Dnes se ani zdaleka podle nejdražších konstrukcí nepostupuje. Velmi často nejdražší konstrukci neumí architekt, projektant či statik vůbec identifikovat, natož aby pak optimalizovali z hlediska investice její cenu, která tak jaksi „vypadne“ z rozpočtu, či v horším případě z veřejné zakázky ve výběrovém řízení. Optimalizace, která měla být udělána na počátku samotného záměru, se nedělá, však zákazník to zaplatí. Ano zaplatí, ale za cenu velmi vysokou: extrémní nedostupnost bydlení je jedním z výsledků nehospodárnosti. Cenová dostupnost nebo nedostupnost bydlení je také jedním z parametrů hospodárnosti v bytové výstavbě. Jak na toto myslí architekti, projektanti, statici? Dalším důvodem, proč navrhovat hospodárné konstrukce je také ekologické hledisko, které s tím ekonomickým velmi souvisí. Investorovi nemůže být jedno, že v bytě nový majitel propálí více energie. Pokud má nový uživatel díky snížené platbě za energie, která se vyplývá zbytečně při vysoké náročnosti budovy, na energie více finančních prostředků, je to bezpečnější klient pro banku, hypotéku, investora, příště si koupí třeba další byt pro své dítě, příbuzného apod. Je rozhodně ve veřejném zájmu, aby celá společnost neutrácela za nehospodárné stavby tím, že jejich užívání stojí příliš energie, příliš peněz, které uživatelé pak nemohou vynaložit na něco jiného, třeba na nový automobil, nebo jiné statky, které pak pomáhají ekonomice. To jde ruku v ruce s ekologií a spotřebou zdrojů pro výstavbu.

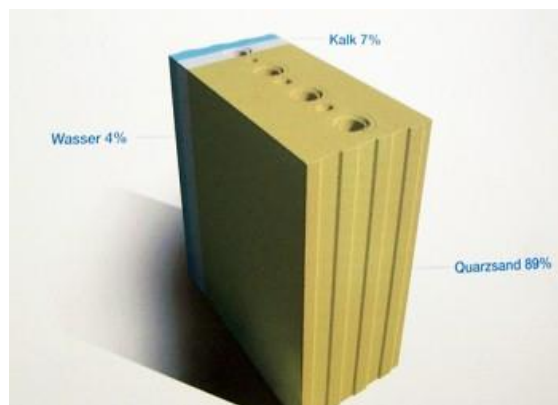
V ČEM SPOČÍVÁ HOSPODÁRNOST VÁPENOPÍSKOVÝCH CIHEL A KONSTRUKCÍ

Hospodárnost vápenopískových cihel i konstrukcí se projevuje v naprosto celém řetězci od výroby VPC cihel až po užívání stavby či její recyklaci.

1. Výroba VPC, zdroje surovin, a energií, jejich cena
2. Projektování vápenopískových konstrukcí
3. Užívání domů z VPC a spotřeba energií
4. Ekologické hledisko

VÝROBA KALKSANDSTEIN

Vápenopískové cihly se vyrábí pouze z vápna, písku a vody.

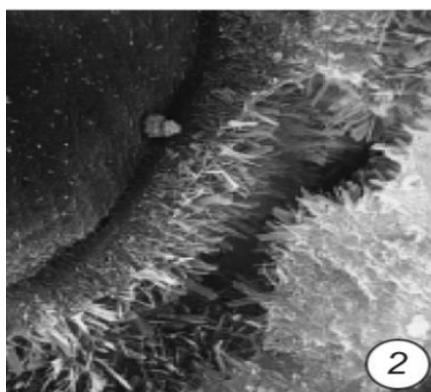


Obr. 1 Složení vápenopískové cihly: vápno-písek-voda

Voda je nejpoužívanější surovina na Zemi, písek je druhá nejpoužívanější surovina na Zemi, vápno v obsahu cca 7 % je jedinou surovinou, která se pro výrobu VPC pálí a mele.

Vytvrzení VPC se děje v autoklávu v páře, kterou je možné ještě recyklovat, proto je spotřeba energie nesrovnatelná např. s výrobou pálených cihel, pórobetonu, či železobetonu.

Výsledkem je CSH fáze, která je základem pevnosti VPC. Nejnižší vyráběná pevnost je 15 MPa, pak následují třídy pevnosti 20, 25 MPa a vyšší.



Obr. 2 CSH fáze – obrázek z elektronového mikroskopu – zobrazení toho, co dělá tento materiál tak pevným

V ČR je obvyklé, že se zdí cca 4 patra, zbytek vícepodlažních budov se betonuje. Podobně přistupuje projektant také k VPC. Je to přece cihla, takže vyzdíme 4 patra, a zbytek rovnou kreslí v ŽB.

Tento postup je samozřejmě hrubě nesprávný. VPC má mnohem vyšší únosnost, než je pálená cihla či dokonce pórobeton, proto také můžeme použít jiné podlažnosti. Obvykle se v každé třídě pevnosti VPC dají stavět další 4 patra navíc. Obvyklé je pro 15 MPa 4 podlaží, 20 MPa 8 podlaží, 25 MPa ještě vyšší podlažnost. Náhrada za ŽB je samozřejmě extrémně výhodná: cena ŽB se pohybuje kolem 16 tis. Kč/m³, cena VPC se pohybuje kolem 6 tis Kč/m³ (kompletně materiál, práce, lešení, bednění atd.) Jinými slovy, pokud celé ŽB partě stojí 10 mil Kč, pak celé patro z VPC se stejnými statickými vlastnostmi stojí pouze 4 mil Kč! A o tom je ten hospodárný návrh. Nesmí se však postupovat tak, že projektant nejdříve navrhne materiály a pak statik pouze počítá, zda to vyhovuje či nikoliv.



Obr. 3 Bytový dům původně vyprojektovaný jako vápenopískový nechal investor „předělat“ na „cihlový“. Výsledkem je 1. NP ŽB, akustické stěny VPC Polsko, obvodové stěny dutinová pálená cihla SRN, příčky pórobeton ČR. Typická ukázka nehospodárnosti.

Tím se dostáváme k

PROJEKTOVÁNÍ VÁPENOPÍSKOVÝCH KONSTRUKCÍ

Hlavním cílem hospodárného projektování je samozřejmě optimalizace obestavěného prostoru.

Obestavěný prostor je to jediné, co co na stavbě platíme, užitná plocha je to jediné, co ve stavbě užíváme!

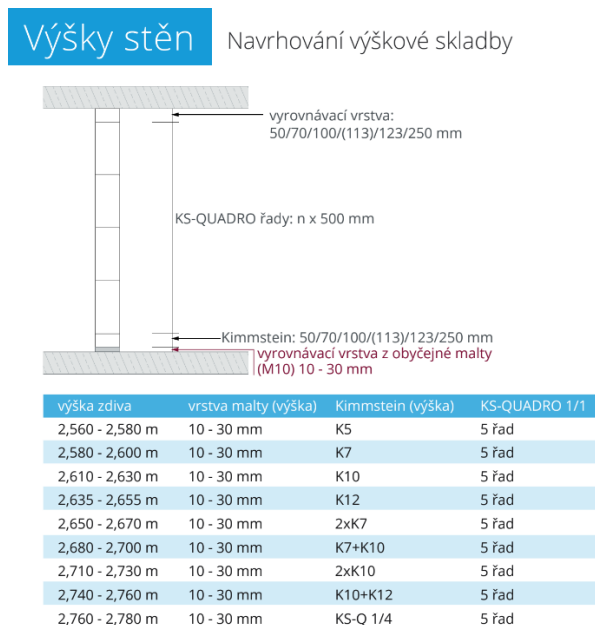
Z toho důvodu je základním kamenem hospodárnosti postupovat právě podle tohoto pravidla: tj. myslet na snížení obestavěného prostoru a na navýšení užitné plochy.

Dosáhnout toho lze pokud možno co nejjednoduššími konstrukcemi, a to jak svislými, tak vodorovnými, které zároveň splňují další parametry na statiku, akustiku, tepelnou izolaci, požární odolnost ale i cenovou dostupnost.

Abychom toho dosáhli je nutné několika dalších parametrů:

1. Materiál, který takovéto konstruování umožňuje – což je jednoznačně VPC (ŽB nespňuje cenovou dostupnost, lehčené materiály – pórobeton, dutinové cihly apod – se zaměřují pouze na tepelnou izolaci, v ostatních parametrech, tj. statika, akustika, požár, cenová dostupnost zaostávají)
2. Správné dimenzování statického nosného systému, a to je jasně stěnový systém s malými rozpony – z toho pak vyplývá, že je velmi správný příčný zděný systém. Rozpony stropů 8 m dle sloupů v garážích rozhodně není hospodárný systém.
Špatný standard v ČR: v bytovém domě musí být určitý počet parkovacích stání, takže jako nutné zlo se budují podzemní garáže. Pro 3 parkovací stání se počítá s modulem 7,8-8 m no a ten se jednoduše promítá do nosné konstrukce nad garážemi. Tj. ze statického hlediska dostávají přednost garáže před byty. Je toto optimální? Ne není. Stavíme byty, nebo garáže? Zajímavým kontrastem je, že v SRN se takto zásadně nepostupuje. Garáže se přísně oddělují od bytů, u nás si to projektant/statik totálně zjednodušuje, protože nemá ve většině návaznost na ekonomiku stavby, nebo v případě statika vstupuje do procesu tvorby bytové budovy příliš pozdě.
3. Správné dimenzování konstrukční výšky, tj. opět optimalizace obestavěného prostoru
Špatný standard v ČR: Min. světlá výška v bytovém domě je 2600 mm, takže výška zdiva se dimenzuje na 2750 mm, (zdivo je přece po 250 mm), podlaha se nějak dopočte na 100-150 mm, světlá výška dodržena nebo překročena, dále se tím nikdo nezabývá.
V SRN je tato minimální světlá výška v bytových domech 2500 mm, řeší se každý mm výšky, vč výšky podlahy, tj. celková výška budovy, tj. obestavěný prostor.

Výšku zdiva je možné dimenzovat u vápenopískových cihel po 1 cm:



Obr. 4 Výšková skladba vápenopískového zdiva KS-QUADRO Zapf Daigfuss. Možné je navrhovat konstrukční výšku přesně po jednom cm.

Takovouto optimalizaci samozřejmě zdící systémy s výškovým modulem 250 mm vůbec neumožňují. Umožňuje pouze ŽB, ale ani tam se toto neděje. Přitom snížení výšky má za následek vyšší únosnost štíhlého zdiva....

Konkrétní příklad optimalizace výškové skladby a nosné konstrukce

Příkladem optimalizace obestavěného prostoru je následující bytový dům o 9 podlažích.

Původní konstrukce měla rozpory 7,8 m, tl. stropní desky 25 cm, výška skladby podlahy 120 mm, výšku zdiva 2750 mm, světlá výška 2630 mm.

Toto bylo optimalizováno na menší rozpory, tl. stropní desky 18 cm, výška skladby podlahy 80 mm, výška zdiva 2680 mm, světlá výška 2600 mm.

Při 9 nadzemních podlažích to znamená snížení celé výšky stavby o $14 \cdot 9 = 126$ cm. Při podlahové ploše jednoho podlaží 3600 m^2 to znamená snížení obestavěného prostoru o 4536 m^3 .

Budeme-li uvažovat o ceně obestavěného prostoru 10.000 , - Kč/ m^3 , pak je celková finanční úspora na tomto bytovém domě: 45,3 mil Kč!!

Polovina této částky jde na vrub optimalizaci výškové skladby zdiva, polovina této částky pak na snížení rozponů, díky kterým původně byly nevhodné stropní desky!

Přičemž dalším benefitem je snížení vlastní hmotnosti celé stavby, tj. snížení zatížení základů a další možné úspory v dimenzování základů apod.



Obr. 5 Bytový dům a finanční dopad na optimalizaci konstrukční výšky

Hospodárnost při výstavbě

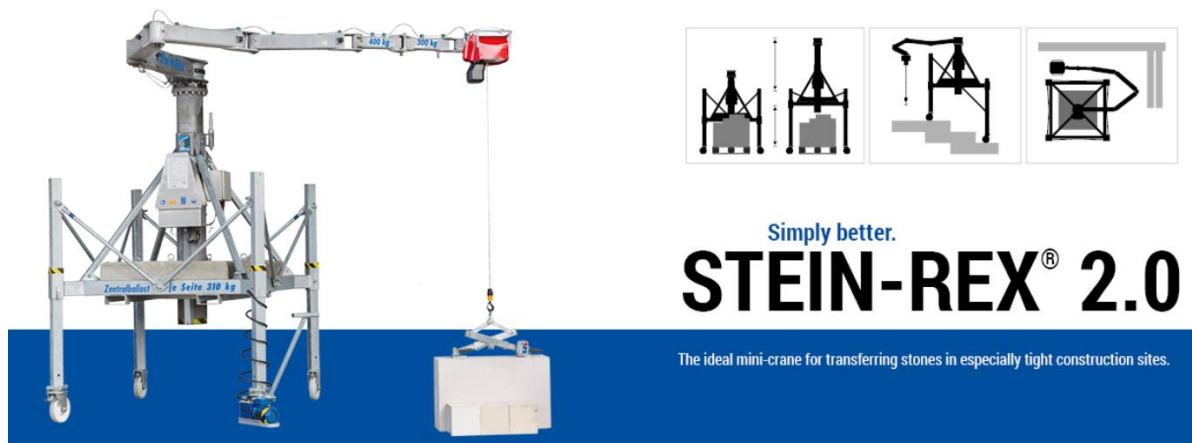
Hospodárnost výstavby bytových domů spočívá především v rychlosti výstavby.

Rychlost výstavby je u vápenopískového zdiva dána především strojním zděním. Strojnímu zdění jsme věnovali přednášku na konferenci Statika Plzeň 2023, vč. příspěvku ve sborníku.

Pro strojní zdění není potřeba žádné složité roboty za miliony korun. Strojní zdění vápenopískových cihel v SRN probíhá od roku 1992, tj. 32 (!!) let se základními minijeráby.

S těmito stroji se dosahuje normově 4 m²/hodinu, běžně 5-6 m²/hodinu, cena minikranu je ca 300 tis. Kč.

Tyto stroje jsou však již minulostí, i když ještě často používané. Cenová dostupnost je taková, že každá parta živnostníků může takový stroj mít, protože se prostě vyplatí.

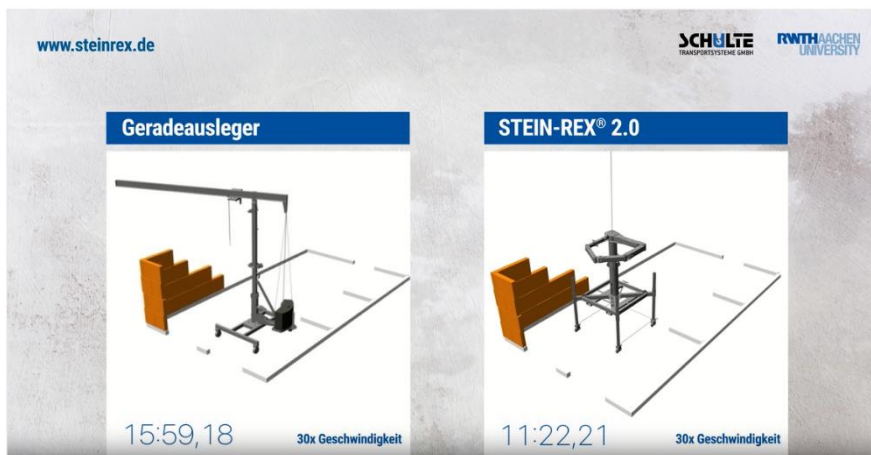


Obr. 6 Nejnovější stroje jsou STEIN-REXy 2.0

Tyto stroje jsou o 30% rychlejší, takže běžně se s nimi dosahuje 7 m²/ hodinu, cena je ca 550 tis. Kč.

Cenová dostupnost je pro každou stavební firmu, kolik jich v ČR pracuje aktuálně??

Stavební firmy však nedokáží počítat návratnosti strojů, kalkulace vlastní práce. Velmi často se jedná o různé soutěže o subdodávky, bez celkového kontextu na skutečnou cenu, hospodárnost. Proto firmy často řeší pronájem strojů, a to i když zmíněný stroj, který nahradí za 550 tis Kč 7 zedníků se vrátí za jedinou stavební sezónu... Jít cestou pronájmů může být řešení, v tomto případě se však jedná o hrubou finanční negramotnost a nehospodárnost.



Obr. 7 Porovnání výkonnosti běžného minijeřábu a stroje STEIN-REX 2.0

<https://youtu.be/IYLWdtYQn28?si=c2i98oLhly27jT2I>

Hospodárnost při užívání staveb

Hospodárná stavba pro užívání je taková, která má nízkou spotřebu energie. Zde se může dostávat do konfliktu zájmů investor a uživatel. Uživatel, majitel by jistě měl řešit součet nákladů za výstavbu a zároveň se součtem nákladů na energie zejména na vytápění za nějaký čas užívání. Vzhledem k tomu, že drtivá většina bytů v ČR je na prodej nikoliv k pronájmu, tak drtivá většina developerů řeší pouze první část, tj. náklady na výstavbu, aby maximalizovali svůj zisk při prodeji. Co se děje při užívání je pak již nezajímá. Naopak při výstavbě nájemních bytů toto investora zajímat musí, zda má spokojené dlouhodobé nájemníky či nikoli. Mimochodem velmi podobné to je také s akustikou a s tím spojenou akustickou pohodou, a vůbec také s interním mikroklimatem ať se jedná již o zimní, letní stabilitu, vlhkostní stabilitu interiéru, kvalitu vnitřního vzduchu apod.

Proto se zde developer a uživatel nového bytu dostávají do konfliktu zájmů. To je samozřejmě společensky špatně. Například v případě hospodárného postupu by totiž nemohlo být jedno nikomu, jakou má stavba akumulaci. Akumulace samotná snižuje spotřebu energie na vytápění o ca 2 %. V tom případě je samozřejmě VPC těžká akumulární konstrukce výhodnější než jakákoliv lehčí konstrukce.

VPC konstrukce jako svojí tepelnou ochranu využívá tepelné izolace, která obíhá nosnou konstrukci kolem dokola. Není tedy potřeba řešit tepelné mosty. Tepelněizolační funkce je tedy zajištěna materiálem k tomu určeným a tím nejlepším, což je tepelná izolace.

Z toho důvodu žádný výrobce VPC nepotřebuje vyrábět různé speciální věncové zateplené tvarovky, stropní trámy. Stropní konstrukce se ukládá na celou stěnu, není potřeba kvůli tepelné izolaci řešit uložení stropu.

Nevyrábí se žádné speciální soklové tvarovky, které by řešily potíže se založením soklového zdiva. To všechno je dáno izolací, která plní svůj účel na vnější straně obálky budovy více než dobře.

Ekologie jako základ hospodárnosti

Uhlíková neutralita budov

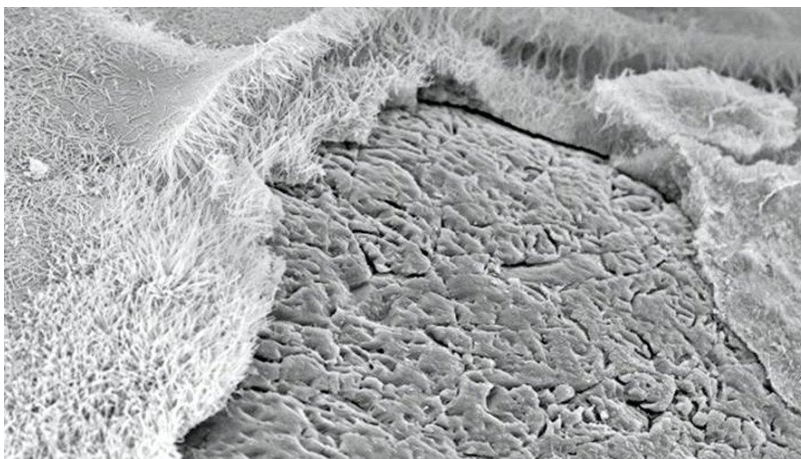
Nízká spotřeba energie na výstavbu je logickou nutností. V tomto ohledu je spotřeba energie na výstavbu vápenopískového zdiva v porovnání se ŽB konstrukcí úplně neporovnatelná. Nízké spotřebě energie při výrobě VPC nemůže ani ocel ani beton vůbec konkurovat. Proto i toto hledisko je jednoznačně ve prospěch VPC a každá náhrada ŽB vápenopískovým zdivem je jednoznačně výhodná.

VPC má také výrazně nižší spotřebu energie na výrobu oproti materiálům, které se pálí či jiným druhům zdiva, které používají cement jako pojivo (liaporbeton, pórobeton, beton apod)

Karbonatace

Zajímavou vlastností vápenopískového zdiva je jeho schopnost karbonatovat, kdy proniknuvší CO_2 přítomný v okolním vzduchu během životnosti vápenopískové cihly pronikne do jejího pórového prostoru, CO_2 časem reaguje s částmi fází CSH za vzniku uhličitanu vápenatého.

Tento proces probíhá zhruba 50 let a během této doby VPC absorbuje asi 50 kg CO_2 na tunu materiálu. Podle aktuální ekologické deklarace činí celková uhlíková stopa VPC 125 kg CO_2 na tunu, vápenopískové cihly během svého životního cyklu absorbují z atmosféry kolem 40 procent CO_2 produkovaného při jejich výrobě. V tomto parametru se nemohou se nemohou VPC jiné zdící materiály, natož pak ŽB rovnat. U ŽB karbonatace také probíhá nicméně pro tento druh materiálu je to škodlivý proces pro případnou korozi výztuže.



Obr. 8 Univerzita Kassel – CO_2 reaguje s krystalickými fázemi CSH vápenopískových cihel za vzniku uhličitanu vápenatého (CaCO_3), zdroj: <https://www.kalksandstein.de/service-und-aktuelles/news/carbonatisierung-beschleunigt-decarbonatisierung-der-kalksandsteinindustrie/>

Dřevostavba vs. Zděná stavba

Velmi často slyšíme o ekologičnosti dřevostaveb oproti zděným stavbám, argumenty jsou o „udržitelnosti“, „obnovitelnosti“. Často však tyto aktivity narážejí na chybné předpoklady, provedené už v začátku. Jedním z takových argumentačních faulů je, že se posuzuje krátká životnost stavby. V takovém případě může být opravdu dřevostavba ekologičtější. Pokud se ale podíváme na dlouhodobější kontext, tak masivní stavba má životnost delší než 100 let a není rozhodně hospodárné každou generaci stavět nový a nový dům. Masivní stavba by měla určitě po 3–4 generace vydržet. U dřevostavby je to velká otázka, proto se s tím, pokud možno nekalkuluje. Standardní doba růstu stromů je řádově stovky let 100–200–300 a více let. Po celou tu dobu uhlík strom ukládá, a to stále ve větší míře, jak se zvětšuje jeho dřevní hmota. Po skácení však další uhlík nepřibývá a které dřevostavby mají životnost 100-200-300 let, aby vázaly stejné množství uhlíku? Jednou z velkých pomocí pro životní prostředí je další sázení stromů, ne jejich kácení. Jak je s tímto v souladu plánovaná vládní podpora dřevostavbám, které mají v ČR tvořit 25 %?!

Příkladem studie, TU Darmstadt, která se zabývá ekologickou bilancí zděné vs. dřevěné stavby, je

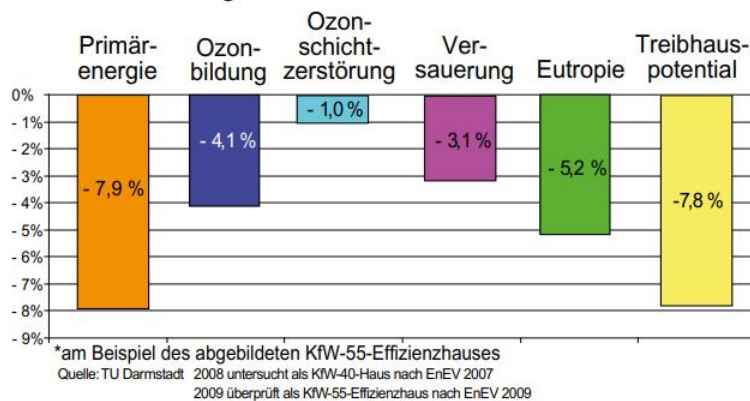
Ökobilanzstudie – Gegenüberstellung Massivhaus/Holzbaubauweise Massivhaus oder Holzhaus Welche Bauweise ist ökologischer? Kurzfassung der Forschungsberichte Z04-8-2008 und F01-10-2010 des Instituts für Massivbau der TU Darmstadt

https://www.bau-qualitaet.com/images/presse/Oekobilanz,%20Holz%20oder%20Massiv_59341213.pdf

Vergleich der Umweltbelastungen Massivhaus - Holzhaus*



Über die Lebensdauer von 80 Jahren belasten Massivhäuser die Umwelt weniger* um:



Obr. 9 Srovnání ekologie masivní a dřevěné stavby zpracovaná TU Darmstadt

Z této studie jednoznačně vyplývá, že pokud zvažujeme životní cyklus stavby 80 let, je masivní stavba minimálně stejně tak dobrá jako dřevostavba, v mnohých parametrech (viz obrázek) však lepší než dřevostavba! I takováto argumentace svědčí pro konstruování vápenopískových staveb.

ZÁVĚR

Vápenopískové zdivo a vápenopískové stavby jsou hospodárné již ze samotné podstaty vápenopískového materiálu, ať jde o výrobu VPC, či stavbu vápenopískových konstrukcí nebo užívání. Co se týká projektování, tak se hospodárnými VPC budovy stanou v tom případě, jsou-li projektovány kvalitním způsobem zejména příčné stěnové systémy se štíhlými nosnými stěnami a nízkým obestavěným prostorem. Nosné systémy s obřími rozpory, které zároveň neoptimalizují konstrukční a světlé výšky, rozhodně hospodárné nejsou.

Stávající stav v ČR k hospodárnosti bytové výstavby zatím příliš nevede, a je to také jedna z příčin nedostupnosti bydlení.

Zdroje:

Foto: Ing. Martin Konečný, fotoarchiv Kalksandstein CZ s.r.o., Zapf Daigfuss GmbH, Schulte Transportsysteme GmbH

Internet:

www.kalksandstein.cz

www.zapf-daigfuss.de

www.kalksandstein.de

www.bezstavebnin.cz

<https://www.schulte-transportssysteme.de/stein-rex-2-0>

<https://www.massiv-mein-haus.de/>

POROVNÁNÍ VÝPOČTU ÚNOSNOSTI ZDĚNÉ STĚNY PODLE ZÁKLADNÍ A ZJEDNODUŠENÉ METODY

Ing. Luděk Vejvara, Ph.D., FEng., Ing. Nikola Soukupová

ČKAIT Plzeň, ZČU v Plzni, VEJVARA PROJEKT s.r.o.

ÚVOD

Obsahem příspěvku je ukázka a porovnání výsledků posouzení únosnosti obvodové zděné stěny v tlaku v nejnižším podlaží (přízemí) čtyřpodlažního objektu podle 1.a 2. generace návrhových norma pro zděné konstrukce eurokódu 6.

Popis stavby pro výpočet

Objekt je řešen jako podélný dvoutrakt se shodným rozpětím. Světlé rozpětí stropní konstrukce mezi nosnými stěnami činí 5,0 m. Stropní konstrukce jsou tvořeny železobetonovými deskami s tloušťkou 250 mm. V místě ztužujícího věnce je konstrukce doplněna o keramickou věncovou tvárnici s tloušťkou 80 mm a o tepelnou izolaci EPS s tloušťkou 70 mm.

Jedná se o stavbu pro bydlení – stálá zatížení jsou stanovena na základě běžně prováděných skladeb z projektu. Užité zatížení stropních konstrukcí pro byty kategorie A se rovná 1,5 kN/m². Sníh na střeše spadá do oblasti I. – 0,7 kN/m².

Hodnoty svislých zatížení jsou sestaveny v základní kombinaci zatížení podle rovnic v normě ČSN EN 1990. Výsledné hodnoty svislé síly jsou uvedeny u jednotlivých výpočtů únosnosti stěn. Není uvažován vodorovný účinek větru na fasádu.

Zdivo

Budou řešeny dvě tloušťky zdiva t , a to 440 mm a 240 mm. Tyto tloušťky byly vybrány proto, neboť se jedná se o často užívané konstrukce z jednovrstvého zdiva a ze slabšího zdiva určeného pro vnější zateplení.

Výška zdiva je jednotná 2750 mm jako vhodná pro budovy pro bydlení za použití násobku výšky cihel 250 mm.

Jsou uvažovány 4 varianty uložení stropní konstrukce na stěnu:

- A) stěna z keramických tvárníc tloušťky 440 mm, uložení stropní konstrukce 290 mm
- B) stěna z keramických tvárníc tloušťky 440 mm, uložení stropní konstrukce 264 (0,6 t) mm
- C) stěna z keramických tvárníc tloušťky 240 mm, uložení stropní konstrukce 240 mm
- D) stěna z keramických tvárníc tloušťky 240 mm, uložení stropní konstrukce 156 (0,65 t) mm

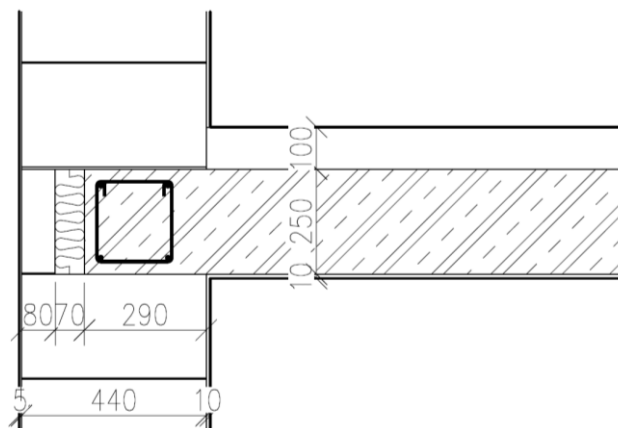
Hodnoty uložení stropní konstrukce ad B) a D) odpovídají podmínkám zjednodušeného výpočtu podle ČSN EN 1996-3 2. generace. Jedná se o teoretické hodnoty minima uložení stropní konstrukce 0,6 t pro stěny 350 mm a silnější a 0,65 násobek tloušťky stěny t pro stěny slabší.

Popis zdiva a jeho parametry pro variantu A a B – 440 mm

Stěna tloušťky 440 mm je vyžděna z keramických pálených tvárníc s pevností P10 s charakteristickou pevností $f_k = 3,88$ MPa na tenkovrstvou maltu, skupina zdicích prvků 2, kategorie zdicích prvků I., a světlá výška stěny je 2750 mm.

Maximální hodnota svislé síly od zatížení nad stěnou činí z výpočtu podle ČSN EN 1990 pro variantu A (B):

- v hlavě $N_{ed} = 191,5$ (191,0) kN
- v polovině výšky $N_{ed} = 201,0$ (200,5) kN
- v patě $N_{ed} = 211,0$ (210,0) kN.



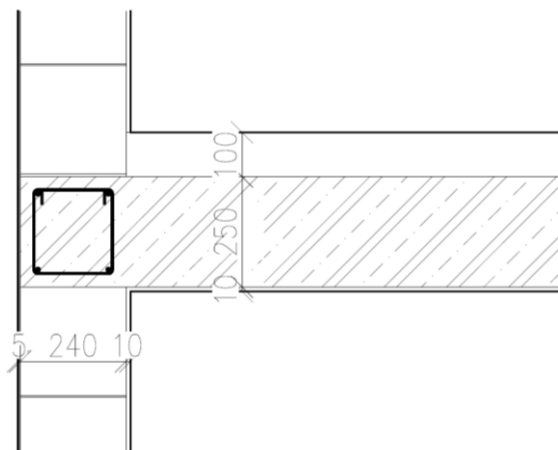
Obr. 1 Schéma uložení stropní konstrukce na obvodovou zděnou stěnu 440 mm – varianta A

Popis zdiva a jeho parametry pro variantu C a D – 240 mm

Stěna tloušťky 240 mm je vyzděna z keramických pálených tvárnic s pevností P10 s charakteristickou pevností $f_k = 3,91$ MPa na tenkovrstvou maltu, skupina zdicích prvků 2, kategorie zdicích prvků I., a světlá výška stěny je 2750 mm.

Maximální zaokrouhlená hodnota svislé síly od zatížení nad stěnou činí z výpočtu podle ČSN EN 1990 pro variantu C (D):

- v hlavě $N_{ed} = 173,0$ (171,0) kN
- v polovině výšky $N_{ed} = 180,0$ (177,0) kN
- v patě $N_{ed} = 186,3$ (183,6) kN.



Obr. 2 Schéma uložení stropní konstrukce na obvodovou zděnou stěnu 240 mm – varianta C

Procentuální porovnání výsledků

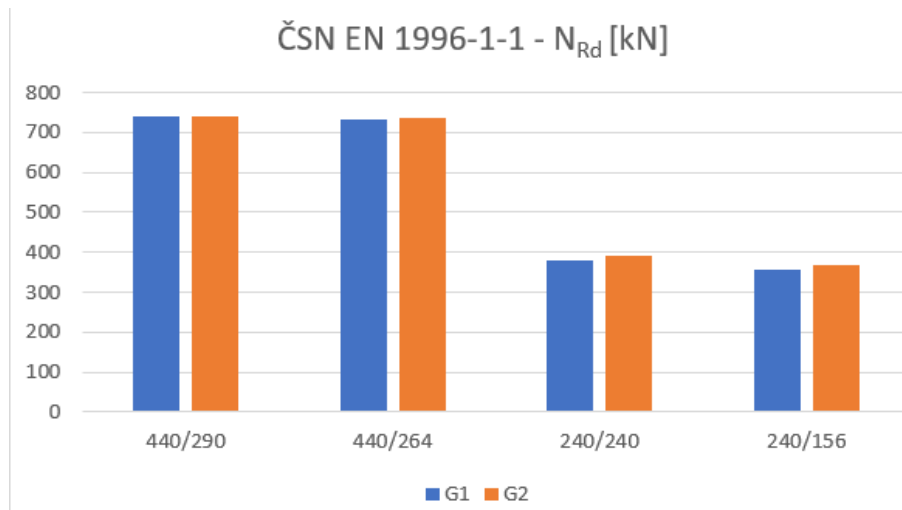
V porovnání je vždy uveden procentuální rozdíl mezi původní normou 1. generace a normou nové 2. generace. Porovnání je provedeno pro vypočtené hodnoty návrhové svislé síly v tlaku N_{Rd} .

U normy ČSN EN 1996-1-1 je porovnání provedeno pro návrhovou hodnotu svislé síly N_{Rd} v polovině výšky stěny, která dosahuje nejnižší hodnoty z míst pata, střed a hlava stěny.

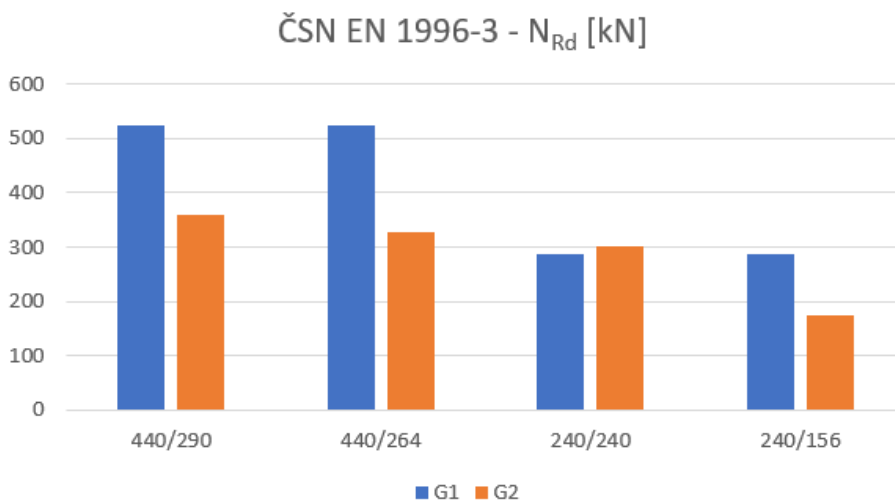
Tab. 1 Procentuální porovnání vypočtených hodnot návrhové svislé síly v tlaku N_{Rd}

Postup - norma	varianta	tloušťka zdiva t	uložení stropu	únosnost N_{Rd}		rozdíl [%]
		[mm]	[mm]	1. generace [kN]	2. generace [kN]	
ČSN EN 1996-1-1	A	440	290	739,9	740,7	100,11
	B	440	264	733,9	734,7	100,11
	C	240	240	379,4	392,75	103,52
	D	240	156	356,8	369,7	103,62
ČSN EN 1996-3	A	440	290	523,8	360,3	68,79
	B	440	264	523,8	327,97	62,61
	C	240	240	287,9	300,7	104,46
	D	240	156	287,9	174,1	60,47

Porovnání je dále provedeno graficky:



Graf č. 1 Porovnání výsledných hodnot dle ČSN EN 1996-1-1 1. generace a 2. generace pro návrhovou sílu N_{Rd} .



Graf č. 2 Porovnání výsledných hodnot dle ČSN EN 1996-3 1. generace a 2. generace pro návrhovou sílu N_{Rd} .

Z porovnání pro normu ČSN EN 1996-1-1 je patrné, že norma 2. generace je ve výpočtu stěny v polovině výšky této stěny mírně příznivější pro stěny s menší tloušťkou. Výsledné hodnoty únosnosti jsou ale přibližně shodné jako u první generace výpočtu.

Z porovnání vyplývá, že norma ČSN EN 1996-3 2. generace je nejpřísnějším kritériem při posouzení únosnosti zdiva v tlaku, respektive dává výrazně nejnižší únosnost. Důvodem jsou přijatá zjednodušení a změny vzorců výpočtu. Rozdíl mezi původním výpočtem a výpočtem z normy 2. generace je větší než 30 %.

1 VÝPOČET ÚNOSNOSTI NEVYZTUŽENÉHO ZDIVA V TLAKU DLE ČSN EN 1996-1-1 – 1. GENERACE

Teoretický úvod

Aby stěna při posouzení vyhověla musí být splněna tato podmínka: $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ [kN], kde

N_{Ed} je návrhová hodnota působící svislé síly,

N_{Rd} je návrhová hodnota únosnosti v tlaku.

Návrhová hodnota únosnosti v tlaku se obecně spočte jako: $N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi$, kde

A je plocha průřezu rovna $t_{ef} \cdot l$ [m²]

f_d je návrhová pevnost v tlaku spočtená jako $f_d = f_k / \gamma_M$ [MPa]

ϕ je zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti [-].

Dílčí součinitel materiálu γ_M pro kategorii zdicích prvků I. a návrhovou maltu dle ČSN EN 1996-1-1 je roven 2,0.

Zmenšovací součinitel ϕ_i se pro posouzení stěny v hlavě a v patě stěny spočte takto:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}$$

Zmenšovací součinitel ϕ_m se pro posouzení stěny v polovině výšky stěny spočte jako:

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$$

kde $A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}$;

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

Výstřednost $e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t$. Více viz část 6.1.2.2. v normě.

Výstřednost $e_{mk} = e_m + e_k = \left(\frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \right) + e_k \geq 0,05t$.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta A

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88$ MPa. Výpočet lze provést dle části 3.1.6.2. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,88 / 2,0 = 1,94$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 440$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 5.5.1.2. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 440 = 6,25 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$$e_i = 26,08 \text{ mm}; \phi_i = 0,881; N_{Rd} = 0,881 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 752,5 \text{ kN}$$

Výpočet v polovině výšky stěny:

$$e_{mk} = 25,49 \text{ mm}; \phi_m = 0,866; N_{Rd} = 0,866 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 739,3 \text{ kN}$$

Výpočet v patě:

$$e_i = 24,68 \text{ mm}; \phi_i = 0,888; N_{Rd} = 0,888 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 757,9 \text{ kN}$$

Tab. 2 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,5	<	753,0	vyhovuje
v polovině výšky	201,0	<	739,9	vyhovuje
v patě	211,0	<	758,4	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} .

Z porovnání hodnot výsledku výpočtu v jednotlivých místech stěny je patrné, že štíhlost stěny v daném případě nemá téměř vliv na velikost únosnosti.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta B

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88 \text{ MPa}$. Výpočet lze provést dle části 3.1.6.2. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,88 / 2,0 = 1,94 \text{ MPa}$

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 440 \text{ mm}$

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750 \text{ mm}$ (zmenšující součinitel ρ_n viz část 5.5.1.2. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 440 = 6,25 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44 \text{ m}^2$

Výpočet v hlavě stěny:

$$e_i = 27,49 \text{ mm}; \phi_i = 0,875; N_{Rd} = 0,875 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 746,9 \text{ kN}$$

Výpočet v polovině výšky stěny:

$$e_{mk} = 26,85 \text{ mm}; \phi_m = 0,860; N_{Rd} = 0,860 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 733,9 \text{ kN}$$

Výpočet v patě:

$$e_i = 25,99 \text{ mm}; \phi_i = 0,882; N_{Rd} = 0,882 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 752,75 \text{ kN}$$

Tab. 3 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,0	<	746,9	vyhovuje
v polovině výšky	200,5	<	733,9	vyhovuje
v patě	210,0	<	752,8	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} .

Výsledná únosnost je mírně nižší nežli v předchozím případě A. Opět vliv štíhlosti na výsledek u poloviny výšky stěny je nepatrný.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta C

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,91$ MPa. Výpočet lze provést dle části 3.1.6.2. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,91 / 2,0 = 1,955$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 240$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 5.5.1.2. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 240 = 11,46 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,24 \cdot 1 = 0,24$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$e_i = 12,77$ mm; $\phi_i = 0,894$; $N_{Rd} = 0,894 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 419,3$ kN

Výpočet v polovině výšky stěny:

$e_{mk} = 12,72$ mm; $\phi_m = 0,809$; $N_{Rd} = 0,809 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 379,4$ kN

Výpočet v patě:

$e_i = 12,43$ mm; $\phi_i = 0,896$; $N_{Rd} = 0,896 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 420,6$ kN

Tab. 4 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	173,0	<	419,3	vyhovuje
v polovině výšky	180,0	<	379,4	vyhovuje
v patě	186,3	<	420,6	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} . To je pro výsledek v polovině její výšky. Vliv štíhlosti a vzpěru lze u slabší stěny o tloušťce 240 mm sledovat výrazněji nežli u stěny s tloušťkou 440 mm.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta D

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,91$ MPa. Výpočet lze provést dle části 3.1.6.2. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,91 / 2,0 = 1,955$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 240$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 5.5.1.2. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 240 = 11,46 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,24 \cdot 1 = 0,24$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$e_i = 18,42$ mm; $\phi_i = 0,846$; $N_{Rd} = 0,846 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 397,2$ kN

Výpočet v polovině výšky stěny:

$e_{mk} = 18,25$ mm; $\phi_m = 0,760$; $N_{Rd} = 0,760 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 356,76$ kN

Výpočet v patě:

$e_i = 17,79$ mm; $\phi_i = 0,852$; $N_{Rd} = 0,852 \cdot 0,24 \cdot 1,955 \cdot 1000 = 399,7$ kN

Tab. 5 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	171,0	<	397,2	vyhovuje
v polovině výšky	177,0	<	356,76	vyhovuje
v patě	183,6	<	399,7	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} .

Vlivem excentricity zatížení vyplývající z menšího uložení stropu jsou výsledky únosnosti nižší nežli v předchozím případě C.

2 VÝPOČET ÚNOSNOSTI NEVYZTUŽENÉHO ZDIVA V TLAKU DLE ČSN EN 1996-1-1 – 2. GENERACE

Teoretický úvod

Aby stěna při posouzení vyhověla, musí být splněna tato podmínka: $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ [kN], kde

N_{Ed} je návrhová hodnota působící svislé síly,

N_{Rd} je návrhová hodnota únosnosti v tlaku.

Návrhová hodnota únosnosti v tlaku se obecně spočte jako: $N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi$, kde

A je plocha průřezu rovna $t_{ef} \cdot l$ [m²]

f_d je návrhová pevnost v tlaku spočtená jako $f_d = f_k / \gamma_M$ [MPa]

ϕ je zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti [-].

Dílčí součinitel materiálu γ_M pro kategorii zdících prvků I. a návrhovou maltu dle ČSN EN 1996-1-1 je roven 2,0.

Zmenšovací součinitel ϕ_i se pro posouzení stěny v hlavě a v patě stěny spočte takto:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}$$

Výstřednost $e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t$. Více viz část 8.2.2. v normě.

Změna oproti Eurokódu 1. generace je ve výpočtu zmenšovacího součinitele v polovině výšky stěny podle Přílohy F. Zmenšovací součinitel ϕ_m se pro posouzení stěny v polovině výšky stěny,

Pro stěnu namáhanou převážně svislým zatížením se spočte jako:

$$\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58A_1} & \text{pro } \lambda < 1,14A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{pro } \lambda \geq 1,14A_1 \end{cases}$$

kde

$$\text{součinitel } A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t}$$

$$\text{štíhlost } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

$$\text{Výstřednost } e_{mk} = e_m + e_k = \left(\frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \right) + e_k \geq 0,05t.$$

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta A

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88$ MPa. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,88 / 2,0 = 1,94$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 440$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 7.5.1.3. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 440 = 6,25 < 27$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{25,47}{440} = 0,884$$

$$\text{Poměr } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,750}{0,44} \sqrt{\frac{3,88}{3,88 \cdot 1000}} = 0,198 < 1,14A_1 = 1,14 \cdot 0,884 = 1,008$$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$$e_i = 26,07 \text{ mm}; \phi_i = 0,882; N_{Rd} = 0,882 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 752,5 \text{ kN}$$

Výpočet v polovině výšky stěny:

$$e_{mk} = 25,47 \text{ mm}; \phi_m = 0,867; N_{Rd} = 0,867 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 740,1 \text{ kN}$$

Výpočet v patě:

$$e_i = 24,67 \text{ mm}; \phi_i = 0,888; N_{Rd} = 0,888 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 757,9 \text{ kN}$$

Tab. 6 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,5	<	753,0	vyhovuje
v polovině výšky	201,0	<	740,7	vyhovuje
v patě	211,0	<	758,4	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} .

Výsledné únosnosti jsou přibližně na úrovni výsledků pro shodnou stěnu vypočtené podle 1. generace EC 6.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta B

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88 \text{ MPa}$. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy.

$$\text{Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: } f_d = f_k / \gamma_M = 3,88 / 2,0 = 1,94 \text{ MPa}$$

$$\text{Účinná tloušťka: } t_{ef} = t = 440 \text{ mm}$$

$$\text{Účinná výška: } h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750 \text{ mm (zmenšující součinitel } \rho_n \text{ viz část 7.5.1.3. Vzpěrná výška stěn)}$$

$$\text{Štíhlost: } \lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 440 = 6,25 < 27$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{26,85}{440} = 0,878$$

$$\text{Poměr } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,750}{0,44} \sqrt{\frac{3,88}{3,88 \cdot 1000}} = 0,198 < 1,14 A_1 = 1,14 \cdot 0,878 = 1,001$$

$$\text{Plocha průřezu: } A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44 \text{ m}^2$$

Výpočet v hlavě stěny:

$$e_i = 27,49 \text{ mm}; \phi_i = 0,875; N_{Rd} = 0,875 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 746,9 \text{ kN}$$

Výpočet v polovině výšky stěny:

$$e_{mk} = 26,85 \text{ mm}; \phi_m = 0,861; N_{Rd} = 0,861 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 734,7 \text{ kN}$$

Výpočet v patě:

$$e_i = 25,99 \text{ mm}; \phi_i = 0,882; N_{Rd} = 0,882 \cdot 0,44 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 752,8 \text{ kN}$$

Tab. 7 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,0	<	746,9	vyhovuje
v polovině výšky	200,5	<	734,7	vyhovuje
v patě	210,0	<	752,8	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} .

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta C

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,91$ MPa. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k/\gamma_M = 3,91/2,0 = 1,955$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 240$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 7.5.1.3. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2750/240 = 11,45 < 27$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{12,72}{240} = 0,894$$

$$\text{Poměr } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,750}{0,24} \sqrt{\frac{3,91}{3,91 \cdot 1000}} = 0,36 < 1,14 A_1 = 1,14 \cdot 0,894 = 1,019$$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,24 \cdot 1 = 0,24$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$$e_i = 12,77 \text{ mm}; \phi_i = 0,894; N_{Rd} = 0,894 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 419,3 \text{ kN}$$

Výpočet v polovině výšky stěny:

$$e_{mk} = 12,72 \text{ mm}; \phi_m = 0,837; N_{Rd} = 0,837 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 392,75 \text{ kN}$$

Výpočet v patě:

$$e_i = 12,43 \text{ mm}; \phi_i = 0,896; N_{Rd} = 0,896 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 420,6 \text{ kN.}$$

Tab. 8 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	173,0	<	419,3	vyhovuje
v polovině výšky	180,0	<	392,75	vyhovuje
v patě	186,3	<	420,6	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} . Výsledky vycházejí příznivější nežli podle výpočtu podle 1. generace (C).

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta D

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,91$ MPa. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k/\gamma_M = 3,91/2,0 = 1,955$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 240$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 7.5.1.3. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2750/240 = 11,45 < 27$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{18,25}{240} = 0,848$$

$$\text{Poměr } \lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2,750}{0,24} \sqrt{\frac{3,91}{3,91 \cdot 1000}} = 0,36 < 1,14 A_1 = 1,14 \cdot 0,848 = 0,967$$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,24 \cdot 1 = 0,24$ m²

Výpočet v hlavě stěny:

$e_i = 18,42$ mm; $\phi_i = 0,846$; $N_{Rd} = 0,846 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 397,2$ kN

Výpočet v polovině výšky stěny:

$e_{mk} = 18,25$ mm; $\phi_m = 0,788$; $N_{Rd} = 0,788 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 369,7$ kN

Výpočet v patě:

$e_i = 17,79$ mm; $\phi_i = 0,852$; $N_{Rd} = 0,852 \cdot 0,24 \cdot 1,94 \cdot 1000 = 399,7$ kN

Tab. 9 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-1-1 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	171,0	<	397,2	vyhovuje
v polovině výšky	177,0	<	369,7	vyhovuje
v patě	183,6	<	399,7	vyhovuje

Stěna musí vyhovovat pro nejnižší z hodnot návrhové síly N_{Rd} . Výsledky únosnosti vycházejí nižší nežli v předchozím případě vlivem kratšího uložení stropní konstrukce.

3 VÝPOČET ÚNOSNOSTI NEVYZTUŽENÉHO ZDIVA V TLAKU DLE ČSN EN 1996-3 – 1. GENERACE

Teoretický úvod

Zjednodušený výpočet je možné využít, pokud jsou splněny normou stanovené podmínky v části 4.2.1.1. Všeobecné podmínky.

- výška objektu činí přibližně 12-15 m < 16 m (kategorie 2) → vyhovuje
- rozpětí stropní konstrukce činí 5,0 m < 7 m → vyhovuje
- rozpětí střešní konstrukce činí 5,0 m < 7 m → vyhovuje
- světlá výška podlaží činí 2,6 m < 3,2 m → vyhovuje
- nahodilá zatížení kategorie A – obytné budovy 1,5 kN/m² < 5 kN/m² → vyhovuje
- stěny jsou podepřeny ve vodorovném směru kolmo ke své rovině → vyhovuje
- stěny jsou ve svislém směru sousedě po celé výšce → vyhovuje
- úložná délka stropní konstrukce činí 290 mm > 0,4 · t (176 mm) nebo 75 mm → vyhovuje
- součinitel dotvarování pro pálené prvky činí 0,5-1,5 (ČSN EN 1996-1-1) < 2,0 → vyhovuje
- tloušťka stěny a pevnost zdiva musí být kontrolovány v každém podlaží, pokud tyto hodnoty nejsou stejné → vyhovuje

Musí být splněna podmínky únosnosti $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ [kN].

Návrhová síla únosnosti v tlaku se vypočte: $N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi_s$, kde

A je plocha průřezu spočtená jako $t_{ef} \cdot b$ [m²]

f_d je návrhová pevnost v tlaku spočtená jako f_k/γ_M [MPa]

ϕ_s je zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti [-].

Dílčí součinitel materiálu pro zdící prvky kategorie I. a návrhovou maltu dle ČSN EN 1996-3 je roven 2,2.

Vzorec pro výpočet zmenšujícího součinitele vypadá takto:

- a) pro vnitřní stěny $\phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2$
- b) stěny působící jako krajní podpory $\min \left\{ \begin{matrix} a) \\ \phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85 \end{matrix} \right\}$
- c) stěny v posledním podlaží působící jako krajní podpory $\phi_s = 0,4$

kde $l_{f,ef}$ je účinné rozpětí stropní konstrukce v metrech dle části 4.2.2.3. Zmenšující součinitel.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta A

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88$ MPa. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy ČSN EN 1996-1-1:2024.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k/\gamma_M = 3,88/2,2 = 1,76$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 440$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 4.2.2.4. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef}/t_{ef} = 2063/440 = 4,69 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44$ m²

Zmenšující součinitel:

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{matrix} 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \\ 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85 \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{2063}{440}\right)^2 \\ 1,3 - \frac{5}{8} \leq 0,85 \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 0,826 \\ 0,675 \end{matrix} \right\} = 0,675$$

Návrhová hodnota únosnosti v tlaku: $N_{Rd} = 0,44 \cdot 1,76 \cdot 0,675 \cdot 1000 = 522,7$ kN

Tab. 10 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,5	<	523,8	vyhovuje
v polovině výšky	201,0	<		vyhovuje
v patě	211,0	<		vyhovuje

Výsledek vychází výrazně nižší nežli v případech u 1. generace A a B

4 VÝPOČET ÚNOSNOSTI NEVYZTUŽENÉHO ZDIVA V TLAKU DLE ČSN EN 1996-3 – 2. GENERACE

Jedná se o verzi normy z roku 2022 v anglickém jazyce.

Teoretický úvod

Zjednodušený výpočet je možné využít, pokud jsou splněny normou stanovené podmínky v části 6.2. Podmínky použití. Oproti Eurokódu 1. generace došlo ke změnám některých podmínek.

Podmínky jsou zde vyhodnoceny pro variantu A.

- výška objektu činí přibližně 12-15 m < 20 m → vyhovuje
- nahodilá zatížení kategorie A – obytné budovy 1,5 kN/m² < 5 kN/m² → vyhovuje
- rozpětí stropní a střešní konstrukce činí 5,0 m < 7 m → vyhovuje
- světlá výška podlaží činí 2,6 m < 4,0 m → vyhovuje
- minimální tloušťka konstrukce podle ČSN EN 1996-1-1:2024 část 10.1.2., která odkazuje na NA, kde $t_{min} = 140 \text{ mm} < 440 \text{ mm}$ → vyhovuje
- maximální světlá výška stěn sloužících jako koncová podpora stropních nebo střešních konstrukcí je navíc omezena v závislosti na uložení t_b stropních nebo střešních konstrukcí na stěnu, na pevnosti v tlaku f_k a zatížení větrem w_{Ek} podle Tabulky 6.1. Maximální světlá výška stěny působící jako krajní podpora stropní nebo střešní konstrukce pro $w_{Ek} < 0,9 \text{ kN/m}^2$, $f_k = 3,88 \text{ MPa}$, $h = 2750 \text{ mm} < 6,3104 \text{ m}$ → vyhovuje
- stěny jsou podepřeny ve vodorovném směru kolmo ke své rovině → vyhovuje
- stěny jsou ve svislém směru sousedě po celé výšce → vyhovuje
- v případě stěn sloužících jako koncová podpora stropních nebo střešních konstrukcí je uložení t_b na stěnu nejméně 0,65 t, ale ne méně než 100 mm, s výjimkou stěn s $t \geq 350 \text{ mm}$ a $f_k \geq 3 \text{ N/mm}^2$, kde uložení t_b na stěnu je minimálně 0,60 t: pro $f_k = 3,88 \text{ MPa}$, $t_b = 290 \text{ mm} > 0,6 \text{ t}$ (264 mm) → vyhovuje
- v případě vnitřní stěny podporující dvě neprůběžné desky, délka uložení na stěnu je pro každou desku alespoň 0,4 t → vyhovuje
- součinitel dotvarování pro pálené prvky činí 0,5-1,5 (ČSN EN 1996-1-1) < 2,0 → vyhovuje
- tloušťka stěny a pevnost zdiva musí být kontrolovány v každém podlaží, pokud tyto hodnoty nejsou stejné → vyhovuje

Musí být splněna podmínky únosnosti $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ [kN].

Návrhová síla únosnosti v tlaku se vypočte: $N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \phi_s$, kde

A je plocha průřezu spočtená jako $t_{ef} \cdot b$ [m²]

f_d je návrhová pevnost v tlaku spočtená jako f_k/γ_M [MPa]

ϕ_s je zmenšovací součinitel vlivu štíhlosti a výstřednosti [-].

Dílčí součinitel materiálu pro zdicí prvky kategorie I. a návrhovou maltu dle ČSN EN 1996-3 je 2,2.

Změna oproti Eurokódu 1. generace je ve výpočtu zmenšovacího součinitele. Vzorec pro výpočet zmenšujícího součinitele vypadá takto:

$$\begin{aligned}
 \text{a) pro vnitřní stěny} \quad \phi_s &= 0,85 \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \\
 \text{b) stěny jako krajní podpory} \quad \phi_s &= \min \left\{ \begin{array}{l} \text{a) A.1} \\ \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,c}}\right) \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} \geq 0,33 \quad \text{A.2} \\ \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,t}}\right) \cdot \left(\frac{t_b}{t_{ef}}\right)^2 + 0,09 \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \geq 0,33 \quad \text{A.3} \end{array} \right\}
 \end{aligned}$$

kde vzorec A.3 smí být využit pouze za podmínek stanovených v části 6.3.3. Únosnost při svislém zatížení a bočním větru, odstavce (4) a (5).

$$\text{c) stěny v poslední podlaží působící jako krajní podpory} \quad \phi_s = 0,33 \cdot \frac{t_b}{t}$$

kde hodnoty referenčních rozpětí $l_{ref,c}$ a $l_{ref,t}$ jsou stanoveny v Tabulce 6.2. Referenční hodnoty;

a hodnota efektivního rozpětí $l_{f,ef}$ je stanovena v části 6.3.3. Únosnost při svislém zatížení a bočním větru.

Výpočet s dosazením konkrétních hodnot ze zadání – varianta A

Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku byla převzata od výrobce: $f_k = 3,88$ MPa. Výpočet lze provést dle části 5.7.1.3. z normy ČSN EN 1996-1-1:2024.

Návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku: $f_d = f_k / \gamma_M = 3,88 / 2,2 = 1,76$ MPa

Účinná tloušťka: $t_{ef} = t = 440$ mm

Účinná výška: $h_{ef} = h \cdot \rho_n = 2750 \cdot 1,0 = 2750$ mm (zmenšující součinitel ρ_n viz část 6.3.2. Vzpěrná výška stěn)

Štíhlost: $\lambda = h_{ef} / t_{ef} = 2750 / 440 = 6,25 < 27$

Plocha průřezu: $A = t_{ef} \cdot b = 0,44 \cdot 1 = 0,44$ m²

Zmenšující součinitel:

$$\phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \\ \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,c}}\right) \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} \geq 0,33 \\ \left(1,2 - \frac{l_{f,ef}}{l_{ref,t}}\right) \cdot \left(\frac{t_b}{t_{ef}}\right)^2 + 0,09 \cdot \frac{t_b}{t_{ef}} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \geq 0,33 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,517 \\ 0,464 \\ \text{nesplnění podmínek} \end{array} \right\} = 0,464$$

Referenční rozpětí $l_{ref,c}$ na základě Tabulky 6.2. bylo stanoveno interpolací na 9,08 m.

Návrhová hodnota únosnosti v tlaku: $N_{Rd} = 0,44 \cdot 1,76 \cdot 0,464 \cdot 1000 = 360,3$ kN

Tab. 11 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,5	<	360,3	vyhovuje
v polovině výšky	201,0	<		vyhovuje
v patě	211,0	<		vyhovuje

Vlivem nového postupu ve výpočtu podle zjednodušené metody u 2. generace výpočtu vychází únosnost výrazně nižší než u předchozího případu původního výpočtu podle 1. generace eurokódu 6.

5 ZJEDNODUŠENÁ METODA VÝPOČTU – TABULKA VÝSLEDKŮ PRO VARIANTU B, C a D

pro uložení stropní konstrukce $t_b = 264$ mm (0,6 t) – varianta b

Tab. 12 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,0	<	523,8	vyhovuje
v polovině výšky	200,5	<		vyhovuje
v patě	210,0	<		vyhovuje

Tab. 13 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	191,0	<	327,97	vyhovuje
v polovině výšky	200,5	<		vyhovuje
v patě	210,0	<		vyhovuje

pro uložení stropní konstrukce $t_b = 240$ mm – varianta C

Tab. 14 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	173,0	<	287,9	vyhovuje
v polovině výšky	180,0	<		vyhovuje
v patě	186,3	<		vyhovuje

Tab. 15 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	173,0	<	300,7	vyhovuje
v polovině výšky	180,0	<		vyhovuje
v patě	186,3	<		vyhovuje

Výsledky vycházejí mírně vyšší nežli u 1. generace výpočtu.

pro uložení stropní konstrukce $t_b = 156$ mm (0,65 t) – varianta D

Tab. 16 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 1. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	170,0	<	287,9	vyhovuje
v polovině výšky	177,0	<		vyhovuje
v patě	183,3	<		vyhovuje

Tab. 17 Porovnání hodnot dle podmínky pro splnění mezní únosnosti stěny v tlaku ČSN EN 1996-3 2. generace.

Výsledky posouzení zděné stěny				
	N_{Ed} [kN]	\leq	N_{Rd} [kN]	posouzení
v hlavě	170,0	<	174,1	vyhovuje
v polovině výšky	177,0	<		nevyhovuje
v patě	183,3	<		nevyhovuje

Výrazně nižší únosnost je dána kratším uložení stropní konstrukce.

6 ZÁVĚR

V Eurokódech 2. generace došlo ke změnám ve výpočtu návrhové únosnosti v tlaku pro zděné konstrukce. Zásadní změny ve vzorcích byly provedeny pro výpočet zmenšujícího součinitele vlivu štíhlosti a výstřednosti v základní normě ČSN EN 1996-1-1, a to v Příloze F, označeného ϕ_m , zejména při ověření únosnosti v průřezu v polovině výšky konstrukce (stěny).

Zjednodušený postup výpočtu únosnosti podle normy ČSN EN 1996-3 byl doplněn o nové podmínky podmiňující možnost využití zjednodušeného výpočtu. Jedná se zejména o délku uložení stropu. To snižuje velikost vypočtené únosnosti proti původnímu postupu. Je tím také limitováno použití dané metody.



VAŠE CAD/BIM/AEC ŘEŠENÍ OD NÁVRHU PO VÝSTAVBU

Produktivnější, otevřenější a pokročilejší pracovní postupy:

Allplan 2024 posouvá produktivitu na novou úroveň. Nyní budete díky výkonným a automatizovaným návrhovým nástrojům, integrovaným cloudovým procesům a pokročilým pracovním BIM postupům schopni dokončit pracovní úkoly tak rychle jako nikdy předtím. To vám dává svobodu a možnost investovat více času do navrhování skvělé architektury, projektování efektivní dopravní infrastruktury nebo snadnějšího návrhu zařízení staveniště.

- > **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**

SCIA
ENGINEER



SDS2
BY ALLPLAN

www.allplan.com

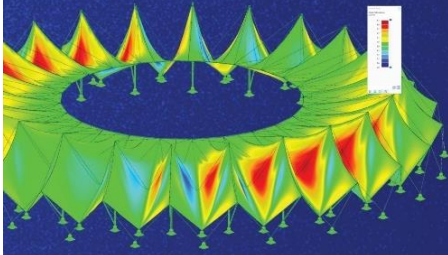


ZVYŠTE SVŮJ POTENCIÁL POMOCÍ TEKLA STRUCTURES 2024

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 chybou.

WWW.CONSTRUSOFT.COM





Zkušební
verze
zdarma



Statika, která Vás bude bavit!

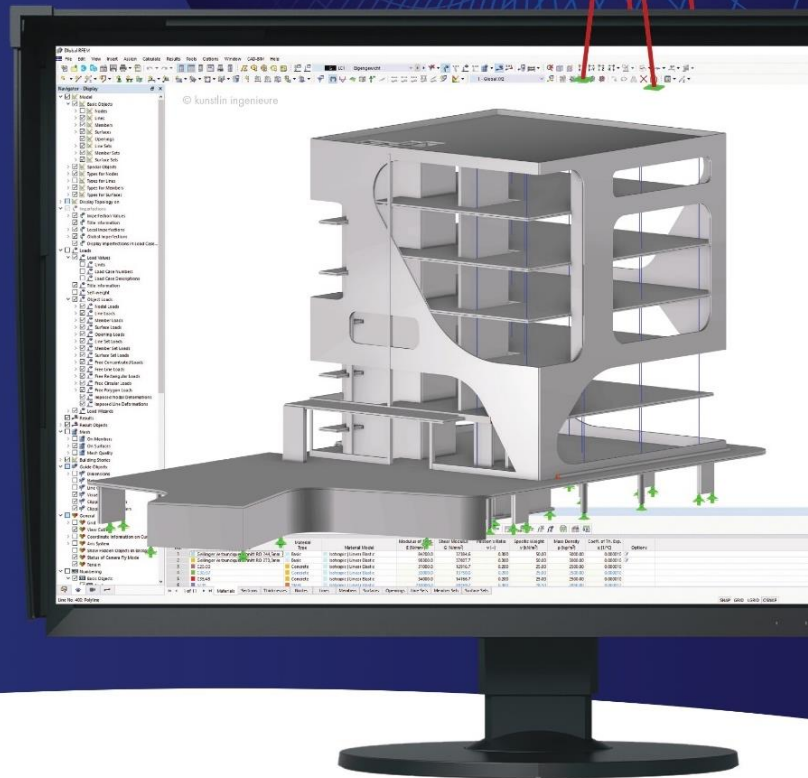


RFEM 6

RSTAB 9

RSECTION

RWIND 2



Software pro navrhování
a výpočty konstrukcí

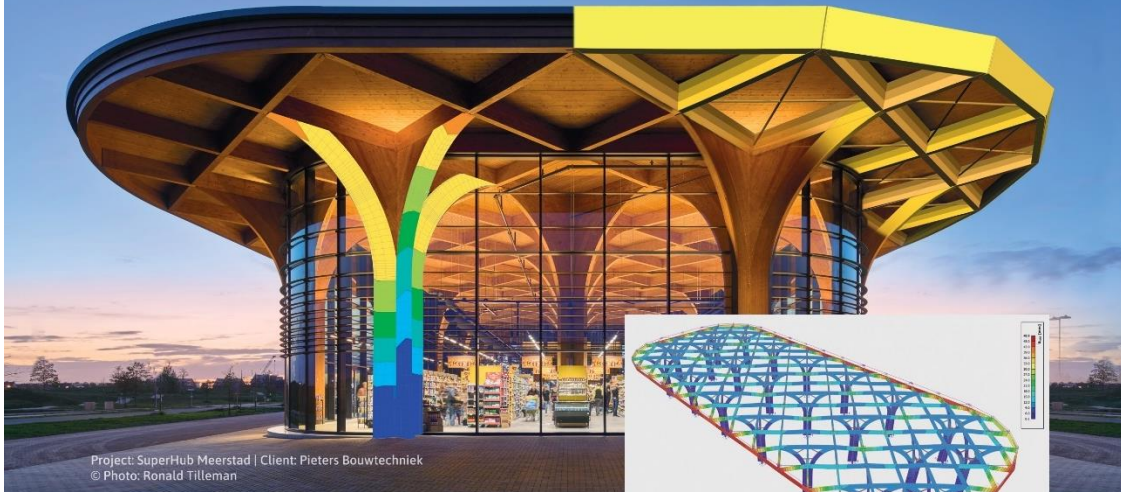
www.dlubal.com



SCIA
BY ALLPLAN

VŠE PRO VAŠE PROJEKTY

ŠPIČKOVÝ SOFTWARE | PRVOTŘÍDNÍ TECHNICKÁ PODPORA | SPOLEHLIVÉ PARTNERSTVÍ



Project: SuperHub Meerstad | Client: Pieters Bouwtechniek
© Photo: Ronald Tilleman

SCIA ENGINEER

výpočetní a dimenzační software pro 21. století využívající nejmodernější technologie

Rychlé a snadné zaškolení

Vysoká produktivita práce

Plná kontrola nad modelem

Rychlé a přesné základní
i pokročilé výpočty

Ekonomický a bezpečný návrh
podle platných norem

Bezproblémové zapojení do BIM

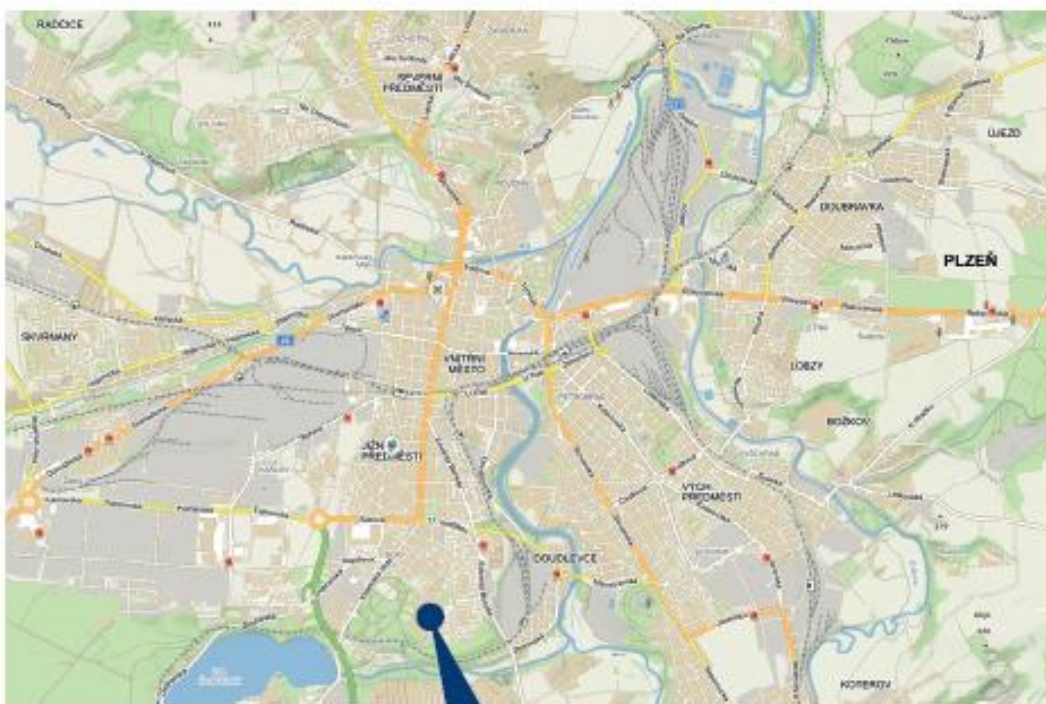
Nejnovější verze SCIA Engineer 24 přináší:

- Jednotné uživatelské prostředí a plná podpora vícejádrových procesorů
- Nový správce výpočtů s rozšířenou kontrolou nad jednotlivými kroky výpočtů
- Automatická identifikace dominantních tvarů v seismických výpočtech
- Plně automatický algoritmus pro optimalizaci sítě konečných prvků na 2D dílcích
- Možnost zobrazení deformací od globálních imperfekcí před nelineárním výpočtem
- Nové výpočetní možnosti včetně rozšířených fází výstavby
- Výpočet normových deformací se zohledněním nelinearity, excentricity, ortotropie a modifikované tuhosti
- Výpočet železobetonových konstrukcí s uvažováním nelineárního chování betonu i výztužné oceli
- Průhyby ocelových a hliníkových konstrukcí vyjádřené absolutní (mm) i relativní (L/xx) hodnotou
- Volitelné posouzení nesymetrických profilů k lokálním osám (např. L profil stabilizovaný profilovaným plechem)

Investujte do své budoucnosti a přidejte se ke komunitě uživatelů software od skupiny NEMETSCHEK:
SCIA Engineer, Allplan, FRILO, DC Software, Archicad, ...

Kontaktujte: Radim Matela • r.matela@scia.net • (+420) 733 718 034

www.scia.net/cs



Congress Center Parkhotel Plzeň, U Borského parku 2791/31, 301 00 Plzeň