

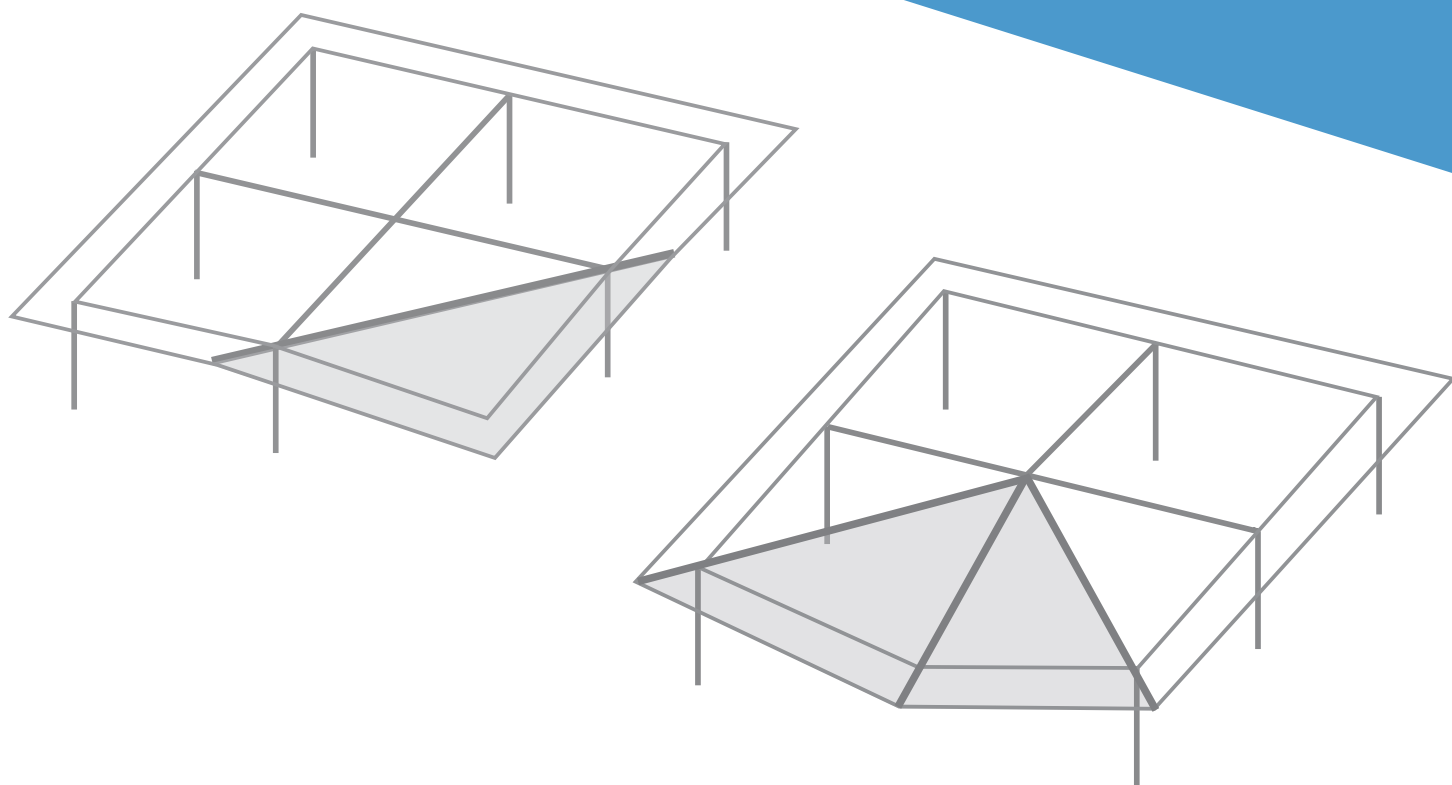
ECCS
CECM
EKS



FAIL **NO**
FAIL **MORE**

KONSTRUKČNÍ DOPORUČENÍ K ZAMEZENÍ PROSTOROVÉHO ZŘÍCENÍ OCELOVÝCH A OCELOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

2021



Zmírnění rizika progresivního zřícení
ocelových a ocelobetonových prutových soustav
za výjimečných událostí

D3-6

FAILNOMORE

D3-6: Konstrukční doporučení k zamezení prostorového zřícení ocelových a ocelobetonových konstrukcí

2021

Autorský kolektiv

Univerzita na Liege

Jean Francois DEMONCEAU, Tudor GOLEA a Jean Pierre JASPART

Imperial College London

Ahmed ELGHAZOULI a Zeyad KHALIL

Univerzita v Coimbře

Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS a Luís SIMÕES DA SILVA

University of Stuttgart

Ulrike KUHLMANN a Georgios SKARMOUTSOS

University of Trento

Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI, Martina BERNARDI a Marco ZORDAN

Politehnica University Timisoara

Florea DINU, Ioan MARGINEAN, Dominiq JAKAB a Dan DUBINA

Feldmann + Weynand GmbH

Freddy WERTZ a Klaus WEYNAND

ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.

Renata OBIALA, Miguel CANDEIAS, Marion CHARLIER a Omer ANWAAR

České vysoké učení technické v Praze

Marta KUŘÍKOVÁ, Matyáš KOŽICH, Zuzana KUBÍKOVÁ a František WALD



Projekt byl financován grantem Research Fund for Coal and Steel na základě smlouvy No 899371

FAILNOMORE

**D3-6: Konstrukční doporučení k zamezení prostorového zřícení
ocelových a ocelobetonových konstrukcí**

1. vydání, prosinec 2021

Vydalo:

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

publications@steelconstruct.com

www.steelconstruct.com

Všechna práva vyhrazena. Žádná část této publikace nesmí být reprodukována, ukládána do vyhledávacího systému nebo přenášena v jakékoli formě nebo jakýmkoli způsobem, ať už elektronickým, mechanickým, kopírováním, opakovaným nahráváním nebo jiným způsobem, bez předchozího souhlasu vlastníka autorských práv.

Společnost ECCS nenesí žádnou odpovědnost za použití materiálů a informací obsažených v této publikaci k jakýmkoli účelům.

Copyright © 2021 ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

ISBN: 978-92-9147-178-2

Obsah

Poděkování.....	7
Definice	9
Úvod.....	11
Návrh konstrukce na robustnost	13
1 Problematika v normách	13
1.1 Přehled	13
1.2 Požadavky na robustnost v evropských normách	13
1.2.1 Principy.....	13
1.2.2 Návrhové situace.....	13
1.2.3 Třídy následků	14
1.3 Strategie robustnosti.....	14
1.3.1 Obecně	14
1.3.2 Identifikace mimořádných zatížení	14
1.3.3 Omezení rozsahu lokální poruchy	15
1.4 Problematika v normách	15
1.5 Shrnutí podpory návrhu normami.....	16
2 Návrh na robustnost	19
2.1 Strategie návrhu	19
2.1.1 Úvod	19
2.1.2 Obecně	19
2.1.3 Návrh na identifikovatelná mimořádná zatížení	19
2.1.4 Návrh na neidentifikovatelná mimořádná zatížení	20
2.2 Význam styčnicků při návrhu robustnost.....	22
2.2.1 Návrh na mezní stavy únosnosti a použitelnosti	22
2.2.2 Návrh na mimořádné události.....	23
2.2.3 Požadavky na tažnost	23
3 Třídy následků	29
4 Identifikované hrozby	31
4.1 Úvod	31
4.2 Náraz	31
4.2.1 Prevence a eliminace nebezpečí	31
4.2.2 Explicitní návrh	32
4.3 Výbuch.....	34
4.3.1 Prevence a eliminace nebezpečí	34

4.3.2	Vnější výbuch – Explicitní návrh	36
4.3.3	Vnitřní výbuch plynu – Explicitní návrh	42
4.4	Požár jako mimořádná událost	43
4.4.1	Prevence a eliminace nebezpečí	43
4.4.2	Strategie návrhu	44
4.5	Zemětřesení jako mimořádná událost	46
4.5.1	Prevence a eliminace nebezpečí	46
4.5.2	Návrhové normy.....	47
4.5.3	Strategie návrhu	48
5	Neidentifikované hrozby	51
5.1	Výběr strategií návrhu.....	51
5.2	Identifikace místních škod.....	51
5.3	Metoda alternativního přenosu zatížení.....	53
5.3.1	Metoda vazeb.....	57
5.3.2	Analytické přístupy.....	62
5.3.3	Zjednodušené numerické přístupy.....	70
5.3.4	Numerické řešení	76
5.3.5	Předpověď dynamické odezvy	78
5.4	Metoda návrhu klíčových prvků.....	80
5.5	Metoda rozdělení konstrukce	80
5.5.1	Slabé hranice částí konstrukce	81
5.5.2	Silné hranice částí konstrukce	81
6	Hodnocení rizik	83
7	Závěry.....	85
	Řešené příklady	87
8	Úvod k příkladům	87
8.1	Obecné	87
8.2	Geometrie a řešené konstrukční systémy.....	88
8.3	Zatížení, kombinace zatížení	90
8.4	Návrhové požadavky a výstup.....	91
8.5	Styčníky	97
8.5.1	SS/NS.....	97
8.5.2	CS/NS.....	98
8.5.3	SS/S a CS/S.....	98
8.6	Výběr řešených konstrukcí	99
8.6.1	Seismické a neseismické oblasti.....	99

8.6.2	Ocelové a ocelobetonové konstrukce	101
8.7	Mimořádné události.....	102
8.7.1	Náraz	102
8.7.2	Výbuch.....	115
8.7.3	Lokální požár	135
8.7.4	Zemětřesení	137
8.8	Neidentifikované mimořádné události.....	142
8.8.1	Metoda vazebných sil.....	142
8.8.2	Metoda klíčových prvků	156
8.8.3	Metoda segmentace	160
8.8.4	Metoda alternativní dráhy zatížení	161
8.9	Závěrem řešených příkladů	196
Přílohy	197
A.1	Únosnost styčnicku při kombinaci zatížení ohybovým momentem a osovou silou.....	197
A.1.1	Únosnost skupiny šroubů	197
A.1.2	Interakce sil ve styčnicku	198
A.2	Zajištění dostatečného natočení kloubových styčnicků.....	200
A.2.1	Styčnický s krátkou čelní deskou.....	200
A.2.2	Styčnický s deskou na stojině nosníku	201
A.3	Tažnost styčnicků s čelní deskou s částečnou únosností	203
A.3.1	Použití zjednodušené metody (Rölle, 2013).....	204
A.4	Natočení styčnicků pro mezní stav únosnosti.....	206
A.4.1	Obecné principy	206
A.4.2	Zjednodušená metoda pro ocelobetonové styčnický	207
A.5	Únosnost styčnicků při namáhání tahem.....	211
A.5.1	Kloubové styčnický v tahu.....	211
A.5.1.1	Styčnický krátkou čelní deskou, deskou na stojině nosníku a úhelníky	211
A.5.1.2	Značení u styčnicků krátkou čelní deskou.....	211
A.5.1.3	Značení u styčnicků s deskou na stojině nosníku	212
A.5.1.4	Značení u styčnicků s úhelníky	213
A.5.1.5	Únosnost v tahu styčnicku s krátkou čelní deskou	214
A.5.1.6	Únosnost v tahu styčnicku s deskou na stojině nosníku	215
A.5.1.7	Únosnost styčnicku s úhelníky v tahu	216
A.5.2	Styčnický s částečnou únosností a spoje sloupů při zatížení tahem	216
A.5.3	Zjednodušená metoda pro styčnický s čelními deskami	216
A.6	Tabulky pro konstrukce s jedním stupněm volnosti.....	217

A.6.1	Součinitele pro nosníky s jednosměrně pnutou deskou	217
A.6.2	Průhyb a doba odezvy pružněplastických systémů s jedním stupněm volnosti.....	219
A.7	Zjednodušená analytická metoda pro prostorové konstrukce s kloubovými spoji	221
A.8	Pokročilý analytický přístup	222
Literatura	225

Poděkování

Práce byla vypracována s finanční podporou evropského projektu Výzkumného fondu pro uhlí a ocel Evropského společenství (projekt FAILNOMORE - grant č. 899371), kterému patří velké poděkování.

Definice

jsou shrnuty definice, které se týká tématu jsou využity v monografii.

Mimořádné zatížení

(EN 1990, 2002) – Zatížení, které působí krátce, avšak má významnou velikost, a které se během návrhové životnosti dané konstrukce může vyskytnout výjimečně.

Následek

(EN 1991-1-7, 2006) – Možný výsledek události. Následky mohou být vyjádřeny slovně nebo číselně ve smyslu ztrát na životech, úrazů, ekonomických ztrát, škod na životním prostředí, narušení uživatelů a veřejnosti atd. Zahrnuty jsou jak bezprostřední důsledky, tak důsledky, které nastanou po uplynutí určité doby.

Deflagrace

(EN 1991-1-7, 2006) – Oblast hoření se šíří nižší rychlostí, než je rychlost zvuku v nezasaženém prostředí.

Detonace

(EN 1991-1-7, 2006) – Oblast hoření se šíří vyšší rychlostí, než je rychlost zvuku v nezasaženém prostředí.

Dynamická síla

(EN 1991-1-7, 2006) - Síla, která je proměnná v čase a může vyvolat významnou dynamickou odezvu konstrukce. Dynamickou sílu u nárazu představuje síla na příslušnou kontaktní plochu v místě nárazu.

Dynamický zvyšující součinitel (Dynamic Increase Factor, DIF)

Součinitel pro mechanické vlastnosti pro rychlost deformace při statickém zatížení.

Dynamický součinitel zatížení (Dynamic Load Factor, DLF)

Součinitel pro statické zatížení pro zohlednění účinků kinetické energie.

Ekvivalentní statická síla

(EN 1991-1-7, 2006) - Alternativní vyjádření dynamické síly zahrnující dynamickou odezvu konstrukce.

Nebezpečí

(EN 1990, 2002) – Neobvyklý a nepříznivý jev, např. abnormální zatížení nebo vlivy prostředí, nedostatečná pevnost nebo odolnost nebo nadměrné odchylky od předpokládaných rozměrů.

Scénář

(EN 1991-1-7, 2006) – Kritická situace v určité době sestávající z hlavního nebezpečí společně s jedním nebo s několika vedlejšími předpoklady vzniku nežádoucího jevu (např. úplné zřícení konstrukce).

Klíčový prvek

(EN 1991-1-7, 2006) – Nosný prvek, na kterém závisí stabilita zbývající části konstrukce.

Lokální porucha

(EN 1991-1-7, 2006) - Část konstrukce, u které se předpokládá zřícení nebo vážné poškození nepříznivým jevem.

Progresivní zřícení

(JRC, 2012) – Progresivní zřícení budovy lze považovat za situaci, kdy lokální selhání primárního konstrukčního prvku vede ke zřícení sousedních prvků a k celkovému poškození, které je neúměrné původní příčině.

Odolnost

(Adam a kol., 2018) – Odolnost budovy zahrnuje nejen strukturální vlastnost robustnosti, která přispívá ke schopnosti absorbovat extrémní zatížení, ale schopnost opravy, která umožňuje rychle dosáhnout obnovy nebo dokonce vylepšení chování konstrukce před událostí.

Riziko

(EN 1991-1-7, 2006) – Vyjadřuje se na základě pravděpodobnosti nebo četnosti výskytu stanoveného nebezpečí a velikosti následků (jako součin).

Analýza rizik

(EN 1991-1-7, 2006) – Systematický přístup k popisu a/nebo výpočtu rizik. Analýza rizik zahrnuje identifikaci nežádoucích událostí a příčin a následků těchto událostí.

Posouzení rizik

(CSA, 1991) – Proces analýzy rizik a hodnocení rizik (s hodnocením rizik obsahujícím přijetí rizik a analýzu možností).

Robustnost

(EN 1991-1-7, 2006) - Schopnost konstrukce odolat nepříznivým jevům jako požár, výbuch, náraz nebo následky lidské chyby, aniž by nastalo porušení nepřiměřené původní příčině.

Konstrukční celistvost

(ASCE 7-05, 2006) - Schopnost odolat lokálnímu poškození, přičemž konstrukční systém jako celek zůstane stabilní a nebude poškozen v míře nepřiměřené původnímu lokálnímu poškození.

Zranitelnost

(Starossek a Haberland, 2010) - Citlivost konstrukce na počáteční poškození při ovlivnění mimořádnými událostmi. Konstrukce je zranitelná, pokud mimořádné události snadno vedou k počátečnímu poškození.

Úvod

Odolnost konstrukce a zmírnění progresivního zřícení se nyní řeší v předpisech a normách, včetně Eurokódů, mnohem podrobněji než dříve. Nevychází z intuice ale z možností modelování. Vyžaduje zvláštní péči expertů stavebního průmyslu, architektů, projektantů, konstruktérů, kontrolorů a pojišťovacích pracovníků. Důležitost robustnosti budov byla potvrzena katastrofami, jako například je zřícení Twin Towers 11. září 2001 v New Yorku. Předpovědi pomáhají zachovat důvěru veřejnosti ve spolehlivost ocelových a ocelobetonových konstrukcí.

V posledním desetiletí byla v Evropě a USA dokončena řada projektů orientovaných na konstrukční celistvost ocelových a ocelobetonových budov při výjimečných situacích, při nárazu, požáru, zemětřesení atd. Vhodným návrhem a zohledněním potenciálu materiálu ocelových a ocelobetonových konstrukcí byly navrženy praktické metody ke zmírnění progresivního kolapsu.

Účelem projektu Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames (FAILNOMORE) - Snížení rizika progresivního zhroucení ocelových a ocelobetonových konstrukcí budov je shromáždit poznatky získané ve výzkumných projektech a pomoci je převést do praxe. Soubor řešení pro zmírnění rizika progresivního zhroucení je zaměřen na ocelové a ocelobetonové konstrukce vystavené mimořádným událostem, jako jsou nárazy, výbuchy, požár, seismická, s odkazem na dostupné normativní dokumenty s cílem využít evropskou metodiku návrhu. Projekt byl po dobu 24 měsíců financován Výzkumným fondem pro uhlí a ocel (Research Fund for Coal and Steel, RFCS) na základě grantové smlouvy č. 899371.

Partnery projektu FAILNOMORE jsou:

- University of Liège (ULG) – Belgium
- University of Coimbra (UC) – Portugal
- Imperial College London (IC) – UK
- University of Stuttgart (USTUTT) – Germany
- University of Trento (UNITN) – Italy
- Politehnica University Timisoara (UPT) – Romania
- Czech Technical University in Prague (CTU) – Czechia
- Rzeszow University of Technology (PRZ) – Poland
- Technical University of Delft (TUD) – The Netherlands
- Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) – Spain
- INSA de Rennes (INSAR) – France
- European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) – Europe
- Feldmann+ Weynand GmbH (F+W) – Germany
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. (AM) – Luxembourg

Monografie shrnuje poznatky projektu FAILNOMORE.

Text monografie je rozdělen do částí:

Návrh konstrukce na robustnost shrnuje strategie a přístupy návrhu. Normativní problematika je představena v čl. 1. V čl. 2 je stručně ukázána metodika návrhu, kterou je třeba dodržet, a strategie návrhu, které lze přijmout. V čl. 3 až 6 shrnuty pokyny k navrhování s obecnými závěry v čl. 7.

Řešené příklady ilustrují, jak lze různé přístupy k návrhu použít na skutečných příkladech návrhu: ocelové a ocelobetonové konstrukce navržené v neseismické oblasti a konstrukce navržené v seismické oblasti.

Návrh konstrukce na robustnost

1 Problematika v normách

1.1 Přehled

Kapitola poskytuje stručný přehled současných postupů souvisejících s robustností ve stávajících normách a předpisech, se zvláštním důrazem na požadavky dostupné v EN 1990 a EN 1991-1-7. Na příslušná konstrukční ustanovení v jiných mezinárodních předpisech, jakož i v jiných evropských návrhových normách, jako jsou EN 1993, EN 1994 a EN 1998, jsou v případě potřeby uvedeny odkazy v jiných částech dokumentu a jsou podrobně diskutovány v podkladovém dokumentu (Demonceau a kol., 2021) a návrhové monografii (Elghazouli a kol., 2021). Vybraný výzkum související s robustností, který je v současné době zvažován pro možné zahrnutí do procesu revize a vývoje druhé generace Eurokódů, je uveden.

1.2 Požadavky na robustnost v evropských normách

1.2.1 Principy

Norma EN 1990, 2.1 (4)P stanoví základní princip týkající se robustnosti konstrukce, kde je výslovně uvedeno, že: Konstrukce musí být navržena a provedena tak, aniž by nastalo porušení událostí jako výbuch, náraz a důsledky lidských chyb, nepřiměřené původní příčině. V normě EN 1990, 2.1 (5)P je ke zmenšování nebezpečí souvisejícím se zhroutením konstrukce uvedeno: Potenciálnímu poškození konstrukce by mělo být zabráněno nebo by mělo být omezeno jedním nebo více z následujících:

- (i) zamezení, odnětí nebo snížení nebezpečí na konstrukci;
- (ii) výběr konstrukčního systému s nízkou citlivostí na nebezpečí;
- (iii) výběr systému a návrh konstrukce, která vydrží odnětí jednotlivých nebo omezených částí konstrukce;
- (iv) předcházení systémům, které se zhroutí bez varování;
- (v) spojení prvků dohromady.

1.2.2 Návrhové situace

Podle EN 1990 čl. 3.2 (2) je návrhovou situací významnou pro robustnost konstrukce *Mimořádná návrhová situace*, která se vztahuje k výjimečným podmínkám, jímž je konstrukce vystavena: např. požár, výbuch, náraz nebo následky lokální poruchy. EN 1990 rozlišuje mimořádné návrhové situace (např. požár, náraz, výbuch) od seismických (Elghazouli, 2013). Kromě toho EN 1990, čl. 3.2(3) uvádí, že vybrané návrhové situace musí být dostatečně přísné a rozmanité, aby zahrnovaly všechny podmínky, u kterých lze odůvodněně očekávat, že se vyskytnou během provádění a používání konstrukce. Na druhé straně je robustnost definována v EN 1991-1-7 jako schopnost konstrukce odolat nepříznivým jevům jako požár, výbuch, náraz nebo následek lidské chyby, aniž by nastalo porušení nepřiměřené původní příčině. Definice proto spojuje robustnost s mimořádnými návrhovými situacemi, kde je kombinace zatížení pro takové situace uvedena v EN 1990, 6.4.3.3, rov. (6.11b). Za zmínku stojí, že úmyslné teroristické akce nespádají striktně do definice náhodných scénářů v evropských návrhových normách; je odpovědností inženýra zvážit robustnost konstrukcí při těchto extrémních zatíženích. Podobná situace souvisí se stabilitou a zbytkovou kapacitou budov po seismických nebo požárních účincích, na kterou se nevztahují požadavky na robustnost v EN 1991-1-7. V EN 1998-1 (EN 1998-1, 2004) se uvádí obecná pravidla pro seismická zatížení a pravidla pro budovy,

zatímco v EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2005) a v EN 1994-1-2 (EN 1994-1-2, 2005) se uvádí obecná pravidla pro konstrukční požární návrh ocelových a ocelobetonových budov.

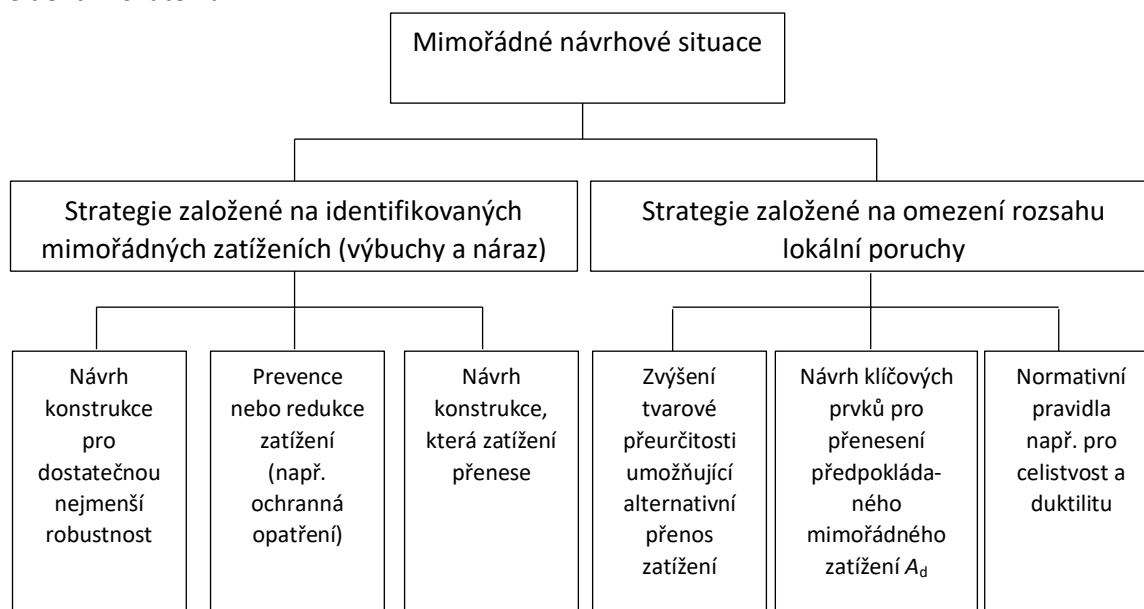
1.2.3 Třídy následků

Návrhové strategie pro mimořádné návrhové situace pro splnění požadavků pro robustnost jsou založeny na třídě následků konstrukce. Navrhovaná klasifikace v příloze A normy EN 1991-1-7 kategorizuje budovy do čtyř tříd následků (CC) s ohledem na typ budovy, obsazenost a velikost. V EN 1990 a EN 1991-1-7, čl. 3.4, jsou identifikovány tři třídy následků. V příloze A normy EN 1991-1-7, tabulka A.1, je třída následků CC2 rozdělena na CC2a (střední – skupina menšího rizika) a CC2b (střední – skupina většího rizika), přičemž ostatní třídy jsou CC1 (malá) a CC3 (velká). Více podrobností o třídě následků budov lze nalézt v čl. 3.

1.3 Strategie robustnosti

1.3.1 Obecně

Podle EN 1991-1-7 závisí strategie pro zmírnění nebezpečí a návrh konstrukcí pro mimořádné návrhové situace na tom, jak je shrnuto na obrázku 1, zda jsou mimořádná zatížení identifikovatelná nebo neidentifikovatelná.



Obrázek 1. Strategie robustnosti pro mimořádné návrhové situace v (EN 1991-1-7, 2006)

1.3.2 Identifikace mimořádných zatížení

EN 1991-1-7, 3.2 uvádí, že při identifikaci a zohlednění mimořádných situací je třeba uvažovat: i) opatření pro zabránění nebo zmenšení velikosti mimořádného zatížení; ii) pravděpodobnost výskytu identifikovaného mimořádného zatížení; iii) následky poruchy způsobené identifikovaným mimořádným zatížením; iv) veřejné mínění; v) úroveň přijatelného rizika. uvádí, že při takovémto mimořádném zatížení může být přijatelná lokální porucha za předpokladu, že neohrozí stabilitu celé konstrukce a že je zachována celková nosnost konstrukce a umožňuje provedení nezbytných bezpečnostních opatření.

Zdůrazňuje se, že lze přijmout opatření ke zmírnění rizika mimořádných zatížení. Využívá se (i) zabránění vzniku zatížení nebo zmenšení pravděpodobnosti výskytu zatížení nebo jeho velikosti na přijatelnou úroveň v návrhu konstrukce; (ii) ochrana konstrukce před účinky mimořádného zatížení zmenšením jejich vlivu na konstrukci; (iii) zajištění dostatečné robustnosti konstrukce. Robustnost lze

prověřit návrhem a) prvků konstrukce, na nichž závisí stabilita konstrukce, jako klíčových prvků pro zvýšení pravděpodobnosti, že konstrukce odolá mimořádné události; b) nosných prvků a výběr materiálů tak, aby měly dostatečnou tažnost schopnou pohltit významné množství deformační energii, aniž by se prvky porušily; c) dostatečné tvarové přeurčitosti konstrukce umožňující alternativní přenos zatížení.

Nominální hodnoty pro identifikovatelná mimořádná zatížení (např. v případě nárazu nebo vnitřního výbuchu) jsou navrženy v EN 1991-1-7. Hodnoty mohou být změněny v Národní příloze pro jednotlivé země nebo pro konkrétní projekt a odsouhlaseny v projektu příslušným úřadem a zadavatelem.

1.3.3 Omezení rozsahu lokální poruchy

Strategie založené na omezení rozsahu lokální poruchy souvisí s neidentifikovanými mimořádnými zatíženími. Přijetí strategií pro omezení rozsahu lokální poruchy může poskytnout přiměřenou odolnost proti jiným mimořádným situacím kromě těch, na které se vztahuje EN 1991-1-7, např. vnější výbuchy a teroristické útoky, nebo jakýmkoli jiným situacím vyplývajícím z nespécifikovaných příčin. U většiny stavebních konstrukcí jsou mimořádná zatížení neidentifikována, a proto by navrhování konstrukcí pro takové situace zahrnovalo strategie z velké části založené na omezení rozsahu poruchy pomocí jednoho z následujících přístupů, jak je uvedeno v EN 1991-1-7, 3.3: (i) návrhem klíčových prvků, na kterých závisí stabilita konstrukce tak, aby vydržely účinek mimořádného zatížení A_d ; ii) v případě lokální poruchy, jako je porucha jednoho primárního prvku, není ohrožena stabilita konstrukce nebo její významné části; (iii) normativních konstrukčních pravidel pro navrhování, která poskytují přijatelnou robustnost konstrukce. Mezi takové strategie patří metody vodorovných a svislých vazeb, metody ekvivalentních modelů zatížení a metody návrhu klíčových prvků. Jejich cílem je poskytnout přijatelnou úroveň robustnosti při lokálním porušení bez nepřiměřené úrovně kolapsu.

Příloha A normy EN 1991-1-7 podrobně popisuje strategie pro různé kategorie budov. Pro CC3 se doporučují přísnější požadavky, které odrážejí zvýšenou úroveň rizika zřícením konstrukce.

EN 1993 a EN 1994 poskytují doporučení, která lze využít pro návrh pro robustnost. Jedná se např. o informace o tažnosti a natočení nosníků a styčníků s částečnou únosností.

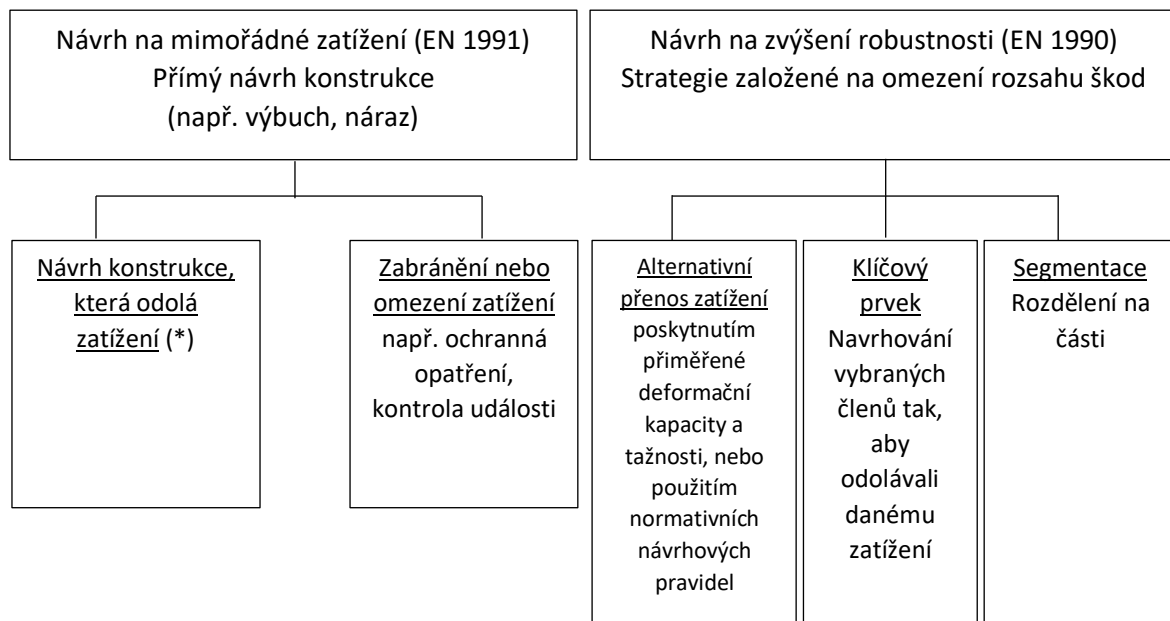
Požadavky na robustnost lze nalézt v mezinárodních směrnících, např. Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03, vyvinutý ministerstvem obrany USA (DoD, 2016), USA General Services Administration (GSA, 2016), Alternate Path Analysis and design guidelines, doporučení zahrnuté v ASCE 7-16 (ASCE, 2017b) a International Building Code (IBC) (ICC, 2018), k ustanovením v UK Building Regulations 2010 Approved Document A (ODPM, 2013) a Čínská norma pro navrhování stavebních konstrukcí proti zřícení (CECS 392) (CECS, 2014). Požadavky jsou podrobně popsány v (Demonceau a kol., 2021).

1.4 Problematika v normách

Současný návrh revize EN 1990 (prEN 1990, 2019) pro nadcházející druhou generaci Eurokódů zavádí čl. 4.4 a informativní přílohu E, které jsou výhradně věnovány robustnosti konstrukcí. čl. 4.4 uvádí, že: Stavba by měla být navržena tak, aby měla přiměřenou úroveň robustnosti, aby během své projektované životnosti nebyla poškozena nepříznivými a nepředvídatelnými událostmi, jako je porucha nebo zhroucení konstrukčního prvku nebo jeho části nepůvodní příčině. poznamenává, že pro většinu konstrukcí poskytuje návrh v souladu s evropské návrhové normy přiměřenou úroveň robustnosti, aniž by bylo potřeba provádět jakákoli další návrhová opatření ke zvýšení robustnosti konstrukce; jsou-li opatření potřebná, měl by je upřesnit příslušný správní orgán nebo pro konkrétní projekt odsouhlasit dotčené strany. Na druhé straně příloha E návrhu EN 1990 poskytuje informativní pokyny pro zvýšení robustnosti budov a mostů. Poskytuje strategie založené na omezení rozsahu

poškození, zatímco explicitní návrh konstrukcí pro identifikované mimořádné zatížení spadá do rozsahu EN 1991.

Navržené strategie robustnosti se řídí metodami, které jsou popsány výše a Segmentační strategie, viz obrázek 2. Za tímto účelem uvádí tabulka E.1 v příloze E doporučení pro indikativní metody návrhu pro zvýšení robustnosti pro třídy následků CC1, CC2 a CC3. Za zmínku stojí, že nová EN 1990 přidává další dvě třídy následků, CC0 a CC4. Třída následků CC4 má extrémní riziko ztráty lidského života nebo zranění osob a značné ekonomické, sociální nebo environmentální riziko. Ustanovení v evropských návrhových normách zcela nepokrývají návrhová pravidla potřebná pro konstrukce klasifikované jako CC4. Na druhé straně má CC0 nejnižší riziko, kde mohou být použity. Ustanovení v evropských návrhových normách se týkají návrhových pravidel pro konstrukce CC1 až CC3.



(*) Návrh konstrukce na identifikované mimořádné zatížení může zahrnovat navržené prvky, které částečně nebo úplně selžou, za předpokladu, že jejich porucha nepovede k dalšímu kolapsu konstrukce a bylo odsouhlaseno dotčenými úřady.

Obrázek 2. Návrhové strategie pro identifikované mimořádné zatížení a pro zvýšení robustnosti konstrukce podle (prEN 1990, 2019)

Kromě navrhovaných revizí v EN 1990 (prEN 1990, 2019) jsou navrženy změny v EN 1993 a EN 1998, které mohou mít přímý a nepřímý význam pro splnění požadavků na robustnost. Patří mezi ně pokyny pro posouzení rotační kapacity nosníků a styčnic v EN 1993, stejně jako ustanovení o závislosti deformace na zatížení pro ocelové a ocelobetonové komponenty v nelineární statické analýze v EN 1998. V případě potřeby se na ustanovení odkazuje v jiných částech dokumentu a jsou podrobněji popsány a kriticky posouzeny v podkladovém dokumentu (Demonceau a kol., 2021).

1.5 Shrnutí podpory návrhu normami

Kapitola zdůraznila požadavky a strategie návrhu konstrukce na robustnost, jak je v současnosti stanoveno a navrženo v evropských návrhových normách. Ačkoli se k návrhu z hlediska robustnosti normativně přistupuje prostřednictvím obecných zásad dostupných v EN 1990 a EN 1991-1-7, není k dispozici konzistentní soubor pravidel. Klíčové parametry pro provedení konstrukce pro robustnost, jako jsou ty, které jsou vyžadovány od systému a dostupné z lokální tažnosti, vyžadují další úpravy, pokyny a objasnění v normativním návrhu.

Výzkumné práce o robustnosti konstrukcí je třeba přenést do metod a nástrojů inženýrské praxe. Monografie shrnuje informace z nedávných výzkumných studií o ocelových a ocelobetonových prutových konstrukcích ve formě konstrukčních opatření od podrobných po zjednodušené, s ohledem na různé úrovně návrhu, které jsou ukázány na případových studiích realizovaných projektů.

2 Návrh na robustnost

2.1 Strategie návrhu

2.1.1 Úvod

Postup návrhu konstrukce na robustnost využívá poznatků současných norem pro navrhování, kapitola 1. Uvažuje se třída následků budovy, povaha mimořádného zatížení a konstrukční uspořádání. Postup lze uspořádat do vývojového diagramu, viz Jak je znázorněno na obrázku 3.

Vývojový diagram lze chápat jako hlavní část monografie a je představen. Podrobnějším informacím o přístupech a postupech, které mají být aplikovány v průběhu procesu navrhování, se věnují kapitoly.

2.1.2 Obecně

Norma EN 1991-1-7 (2006) předepisuje zabránění nebo omezení potenciálních škod v mimořádných scénářích zabráněním nebo omezením mimořádného zatížení, ochranou konstrukce proti účinkům mimořádného zatížení, prostřednictvím odpovídajících ochranných systémů, nebo navržením konstrukce, aby odolala náhodnému zatížení nebo jejím účinkům. Opatření vedou buď k nízké pravděpodobnosti výskytu nebezpečí, nebo k robustní konstrukci, která odolává mimořádnému zatížení omezením šíření počáteční poruchy.

Při návrhu robustnosti podle EN 1991-1-7 se vychází z třídy následků, kap. A.1 na obrázku 3. Třída umožňuje posoudit přístup k návrhu, který má být přijat s ohledem na dosažení přiměřené úrovně robustnosti. Například návrh na robustnost třídy následků poruchy (CC1) nezahrnuje žádná doporučení, pokud je návrh v souladu s pravidly v EN 1990 až EN 1999. U budov s vyšší třídou následků, jako jsou budovy označené CC2 a CC3, návrh robustnosti zahrnuje přístupy, od jednoduchých normativních pravidel až po pokročilé analýzy rizik a složité analytické nebo numerické metody. Podrobnosti o definici tříd následků jsou uvedeny v části 3.

Pokud je stanovena třída následků, projektant ve spolupráci s klientem a orgány identifikuje hrozby a příslušné scénáře mimořádného zatížení. Proto identifikace potenciálních hrozeb umožňuje pokračovat explicitním návrhem pro konkrétní identifikované mimořádné zatížení, kap. B na obrázku 3a/, nebo strategií návrhu, která omezuje rozsah počátečního poškození vzniklého vlivem jakéhokoli neidentifikovaného mimořádného zatížení, kap. C na obrázku 3. U budov s vysokou třídou následků (CC3) je vyžadováno systematické hodnocení rizik k identifikaci scénářů, které se nejpravděpodobněji vyskytnou během životnosti konstrukce, viz kapitola 6.

2.1.3 Návrh na identifikovatelná mimořádná zatížení

Návrh na dobře identifikovatelná mimořádná zatížení zahrnuje preventivních a ochranných opatření, která zmírní riziko výskytu nebezpečí nebo by sníží jeho účinky, kap. B.2 na obrázku 3. Opatření sahají od koncepčních řešení, výběr konstrukčních prvků s nízkou citlivostí na nebezpečí, po snížení účinků mimořádného zatížení, např. bezpečnostní zábrany nebo ochranné patníky. Tam, kde opatření k zabránění mimořádným událostem vedou k zamezení celé řadě možných hrozeb, lze uvažovat, že návrh plně vyhovuje požadavkům na robustnost. A naopak, pokud ochranná opatření snižují velikost, nebo pravděpodobnost výskytu) mimořádného zatížení nebo je jednoduše nelze provést, hrozí lokální poruchy a je vyžadováno posouzení možných lokálních poruch prostřednictvím explicitního návrhu, kap. B.3 až kap. B.6 na obrázku 3). Pokud jsou předpokládána lokální poškození nepřijatelná, mohla by vyvolat neúměrné zhroucení konstrukce, přepracuje se návrh konstrukce tak, aby se zabránilo vzniku lokální poruchy, kap. B.2 na obrázku 3). Pokud jsou poškození přijatelná, mělo by se jejich rozsahu

zabránit vhodnými návrhovými strategiemi doporučenými pro neidentifikované mimořádné zatížení, viz čl. 2.1.4).

Pro explicitní návrh v rámci identifikovaných mimořádných zatížení se používají strategie návrhu založené na analytických a/nebo numerických metodách. Úroveň sofistikovanosti metod je silně spojena s třídou následků uvažované konstrukce. Strategie a metody, které jsou v současné době k dispozici, jsou podrobně uvedeny v kapitole 4. V rámci kapitoly budou uvažována čtyři konkrétní mimořádná zatížení: náraz, čl. 4.2), výbuch, čl. 4.3), požár jako mimořádná událost, čl. 4.4) a zemětřesení jako výjimečná událost, čl. 4.5).

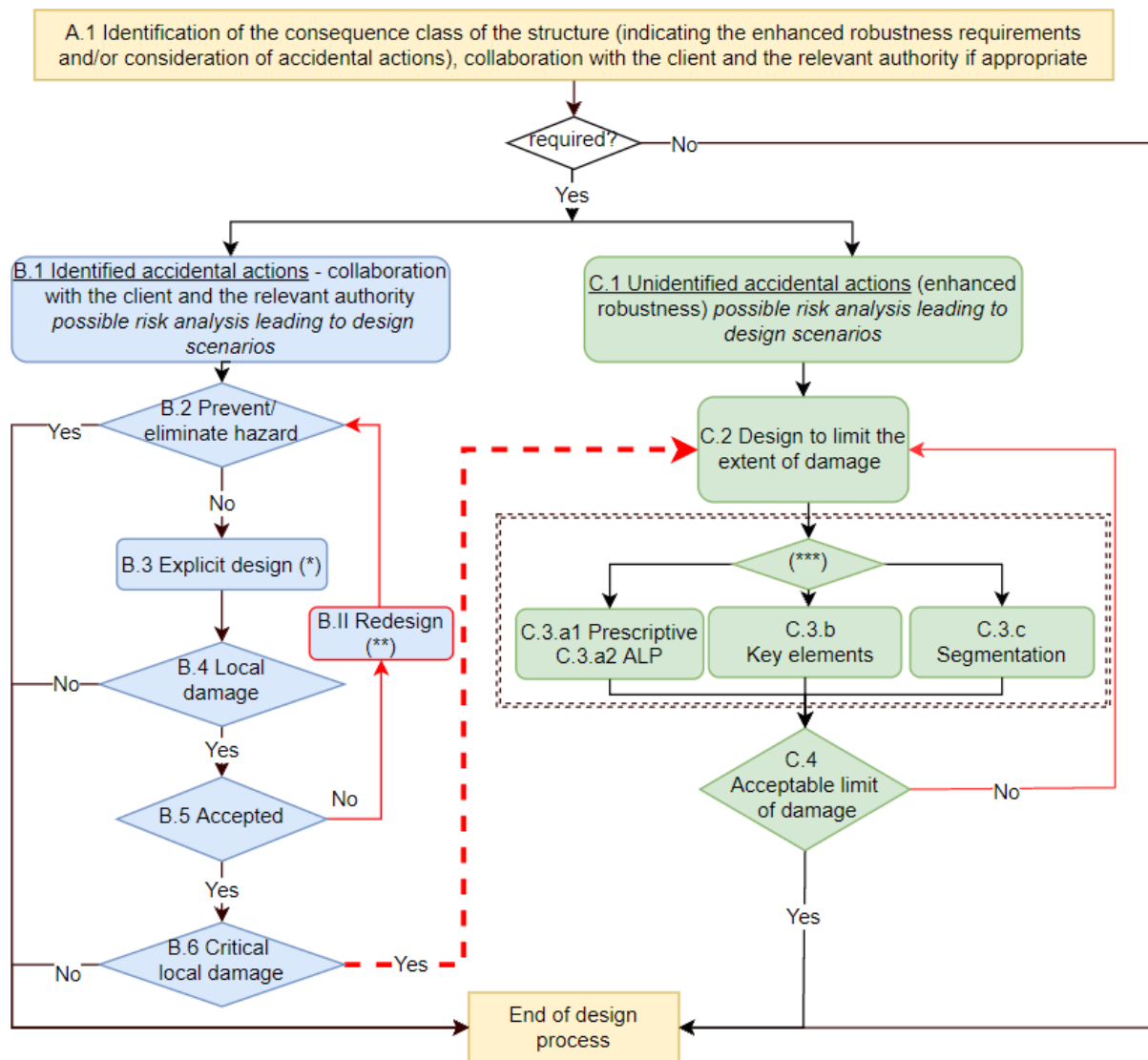
2.1.4 Návrh na neidentifikovatelná mimořádná zatížení

Neidentifikované hrozby představují mimořádná zatížením, která nejsou uvažovány normami, investorem nebo jinými zúčastněnými stranami. Vlivem nejistot ohledně povahy, velikosti a působištěm neidentifikovaného mimořádného zatížení nelze určit chování konstrukce. Návrh robustnosti vychází z pragmatických řešení pokrývající širokou škálu potenciálních mimořádných scénářů. V návrhu, který přinese adekvátní úroveň robustnosti konstrukce, se omezuje rozsah lokální poruchy, kap. C.2 na obrázku 3. Návrhovým strategiím se věnuje kapitola 5.

U budov s nižší třídou následků, CC2a, viz čl. 3 v EN 1991-1-7, se účinný systém ochrany navrhuje metodou vazeb, kap. C.3.a2 na obrázku 3. Vodorovnými vazebami se zajistí dostatečná spojitost konstrukčních prvků pomocí a roznesení zatížení v poškozené konstrukci. Vzhledem k nemožnosti odhadnout úroveň robustnosti metoda přináší pouze nezbytné řešení. Přenos zatížení z poškozené konstrukce vyžaduje dostatečnou tažnost v klíčových konstrukčních místech, což v v normě není popsáno. Návrh vhodných opatření je v čl. 5.3.1.

Pro budovy ve vyšších třídách následků, CC2b viz čl. 3, se k metodě vazeb, v CC2a, přidává požadavek na účinný systém svislých vazeb, v čl. 5.3.1.

Další možností je odstranění zasažených nosných prvků, kap. C.3.a2 na obrázku 3. Simuluje se případ, kdy dojde k úplné ztrátě nosného prvku vlivem mimořádné události. Postup umožní posoudit, zda je konstrukce schopna aktivovat ekvivalentní přenos zatížení tak, aby vydržela ztrátu nosného prvku.. Podle EN 1991-1-7, lze metodu využít na všechny nosné prvky, sloup, nosník podpírající sloup nebo libovolná část nosné stěny, v každém podlaží budovy. Metoda vyžaduje pokročilých analytických nástrojů. Poskytuje možnost ověřit, zda budova zůstává stabilní a zda oškození jsou přijatelná. V kap. 5.3.2 až 5.3.4 jsou navrženy analytické a numerické nástroje.



* Pro vyšší třídy následků se požadují konstrukční řešení

**Při přestavbě/renovaci se použijí pokročilejší metody

***Strategie pro návrh robustnosti se nevylučují a lze je využít jednotlivě nebo v kombinaci

Obrázek 3. Vývojový diagram návrhu robustnosti

Pokud ztráta klíčového nosného prvku způsobí neúměrné zhroutilí nebo velikost lokální poruchy překročí danou mez. Při návrhu se zvýší únosnost prvku, kap. C.3.b na obrázku 3. Klíčový prvek se navrhne, aby odolával danému mimořádnému zatížení. Metoda je podrobně popsána v části 5.4.

Alternativou je rozdělení konstrukce, kap. C.3.c na obrázku 3. Segmentace je návrhová strategie, která zabrání nebo omezí lokálního porušení tím, že izoluje vadnou část konstrukce od zbývající konstrukce. Takto se navrhne hranice segmentu. Hranice lze připravit pomocí slabých nebo silných segmentů. Podrobnosti jsou uvedeny v části 5.5.

Pro budovy třídy CC3 jsou přístupy podobné u tříd CC2b. Využije se přesnějších metod, např. dynamické analýzy, čl. 5.3.5, a připraví se analýza rizik, kapitola 6.

2.2 Význam styčnicků při návrhu robustnosti

2.2.1 Návrh na mezní stavy únosnosti a použitelnosti

Styčnický konstrukce výrazně ovlivňují globální odezvu ocelové budovy. Podle EN 1993-1-8 lze styčnický klasifikovat z hlediska rotační tuhosti, únosnosti a deformační kapacity.

Podle tuhosti se styčnický klasifikují jako kloubové, polotuhé a tuhé. Hranice klasifikace tuhosti jsou uvedeny v EN 1993-1-8, pro kloubové styčnický viz (Jaspart a kol., 2009). Styčnický se deformují při osových nebo smykových silách, ale ty zůstávají značně omezené a se předpokládá, že výrazně neovlivňují odezvu konstrukce.

Podle ohybové únosnosti, EN 1993-1-8 a (Jaspart a kol., 2009), se styčnický dělí na kloubové, s částečnou únosností a s plnou únosností. Koncepce styčnický s částečnou a plnou únosností lze rozšířit na jakoukoli zatěžovací situaci (osová síla, kombinace momentu a osových sil...).

Podle tažnosti, nejsou v EN 1993-1-8 výslovně uvedeny, se styčnický dělí na křehké, tažné pro plastifikaci a tažné pro plastickou analýzu. Podobně jako u průřezů prutů lze mluvit o třídách styčnický.

Použití tuhých styčnický s plnou únosností nepředstavuje nejekonomičtější variantu z důvodu jejich vysokých výrobních nákladů. Umožňují zanedbat jejich vliv na rozložení vnitřních sil a na návrhovou únosnost systému. Řešením je plastifikace průřezu prutu, při návrhu pružnou analýzou konstrukce a elastickým nebo plastickým ověřením únosnosti průřezu. Pro plastickou globální analýzu je třeba pro rozvoj plastického mechanismu rotační kapacita. Riziko vzniku plastického kloubu ve styčnický sousedícím s průřezem se při návrhu minimalizuje fiktivním zvýšení pevnosti materiálu v prvku. Podle EN 1993-1-8 se uvažuje vyšší únosnost styčnický než průřezu. Lze hovořit o styčnických se zvýšenou únosností.

Metoda komponent v EN 1993-1-8 je analytickou metodou pro výpočet mechanických vlastností, (i) tuhosti, (ii) únosnosti a (iii) rotační kapacity styčnický. Najde uplatnění jak pro elastický, tak pro plastický návrh jakékoli ocelového nebo ocelobetonového styčnický (EN 1994-1-1:2004). Doplnující informace k EN 1993-1-8 a EN 1994-1-1 pro návrh jsou k dispozici v (Jaspart a Weynand, 2016a) a (Demonceau a kol., 2021). (Demonceau, 2008) charakterizoval komponentu pro ocelobetonové spřažené spoje, ocelobetonovou desku v tlaku a navrhl efektivní plochu desky a příspěvek komponenty k únosnosti ocelobetonového styčnický pro kladný moment, viz čl. VIII.4.2 (Demonceau a kol., 2021). Přehled návrhových pravidel pro komponenty je v (Jaspart a kol., 2005). Styčnický dutých průřezů viz (Weynand a kol., 2015).

Tuhost a únosnost styčnický metodou komponent lze stanovit bez ohledu na namáhání, momentem M , osovou silou N , kombinací momentu M a osové síly N a smykovou silou V .

V normě jsou pravidla uvedena pro styčnický namáhané ohybovým momentem a osovými silami, s výjimkou patek sloupů. Pokud je styčnický vystaven osové síle N_{Ed} nebere se v úvahu vliv interakce M-N, pokud je N_{Ed} menší než 5 % plastické návrhové únosnosti v tahu/tlaku připojovaného nosníku $N_{pl,Rd}$.

V (Demonceau a kol., 2019) se ukázalo, že lineární interakce M-N předpovídá chování bezpečně. Pravidlo 5 % vede k výraznému nadhodnocení únosnosti styčnický. EN1993-1-8 nedefinuje způsob, jak vyhodnotit osovou únosnost styčnický N_{Rd} . Postup byl ověřen srovnáním s výsledky experimentálních zkoušek na ocelobetonovém přípoji nosníku na sloup pro různá zatížení, včetně požáru a progresivního kolapsu. Postup je popsán v příloze A.1.

2.2.2 Návrh na mimořádné události

Při mimořádných událostech mohou být kritéria MSP a MSÚ značně překročena. Cílem návrhu je omezit lokální poruchy konstrukce a jejich rozšíření na zbytek konstrukce. Při hodnocení robustnosti se využívá velkých deformací a meze únosnosti materiálu. Konstrukce přejde z počáteční stabilní nepoškozené konfigurace před událostí do jiné stabilní poškozené konfigurace za velkých deformací a využití pevnosti materiálu. U styčnicků dojde k velkým tahovým nebo rotačním deformacím na úrovni namáhání při dosažení únosnosti styčnicku. U styčnicků, které nejsou schopny vykazovat velké deformace, může dojít ke křehkému porušení. To nepříznivě ovlivňuje riziko progresivního kolapsu. Závěrem lze říci, že tažnost a velká deformační kapacita jsou důležité vlastnosti, které mají být zajištěny vhodným konstrukčním řešením styčnicků.

Mimořádné události vyvolávají vnitřní síly ve styčnicích, které se liší od těch, které jsou uvažovány v MSP a MSÚ. Případná ztráta prvku v průběhu události významně změní rozložení vnitřních sil v nepoškozené části konstrukce. Je třeba zamezit křehkým poruchám po celou dobu složité a nepředvídané sekvence namáhání styčnicku během mimořádné události.

Bez ohledu na povahu události nebo přijatou návrhovou strategii je předběžný návrh konstrukčních styčnicků na tažnost při MSÚ nezbytný předpoklad návrhu při mimořádné události. Styčnick, který není tažný v MSÚ, pravděpodobně nebude při mimořádných událostech vykazovat dostatečnou deformační nebo rotační kapacitu.

Požadavky na styčnický za mimořádných situacích nejsou v EN 1993-1-8:2006. Byly připraveny v projektech, např. (Kuhlmann a kol., 2008; Démonceau a kol., 2013; Kuhlmann a kol., 2017). Metodu komponent lze rozšířit na řešení mimořádných situací a je využita pro výpočty styčnicků v této monografii.

Doporučuje se:

V MSÚ a MSP navrhnout styčnický dostatečně tažené. Podmínky se vyjádřují požadavky na tažnost, kterou styčnický mají dosáhnout nezávisle na zvolenou globální analýzu a návrh na MSÚ.

Respektovat kritéria návrhu za mimořádných situací, která závisí strategii návrhu, viz v kap. 2.1. V některých případech musí styčnický splňovat požadavky na tažnost pro situace, které se liší od MSÚ. Například v případě ztráty prvku konstrukce při mimořádné situaci.

2.2.3 Požadavky na tažnost

2.2.3.1 Obecná doporučení pro ocelové a ocelobetonové konstrukce

Pro mezní stav únosnosti (MSÚ) jsou podle konkrétní situace při návrhu požadovány různé úrovně tažnosti. V každém typu styčnicku jsou dále stanoveny nejmenší požadavky na tažnost v MSÚ.

Kloubové styčnický

Požadavky na tažnost pro kloubové styčnický jsou uvedeny v (Jaspart a kol., 2009) Návrhové listy umožňují využití v praxi. V publikaci se požaduje, aby byly svary navrženy na plnou únosnost a byla omezen poměr d/t mezi průměrem šroubu a tloušťkou spojovaných plechů.

U svarů se doporučuje plnéprovaření nebo plná únosnost. Svařování s plným provařením má dodatečné náklady. Při dodržení konstrukčních řešení v tabulce 1 lze dosáhnout svarů na plnou únosnost.

Tabulka 1. Doporučená tloušťka a oboustranného koutového svaru s plnou únosností pro tloušťku plechu t menší než 40 mm (Jaspart a kol., 2009)

Třídy oceli	S235	S275	S355	S420M	S420N	S460M	S460N
f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	420	460	460
f_t (N/mm ²)	360	430	510	520	550	550	580
β_w	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_{w,u,end}$ (N/mm ²)	255	286	321	294	311	311	328
Oboustranný koutový svar	$a \geq 0,46t$	$a \geq 0,48t$	$a \geq 0,55t$	$a \geq 0,71t$	$a \geq 0,68t$	$a \geq 0,74t$	$a \geq 0,70t$

Aby se zabránilo křehkému porušení šroubů a zaručila se dostatečná tažnost šroubového styčnicku, EN 1993 1-8 kap. 6.4.2, volí se tloušťka t pásnice sloupu, čelní desky nebo pásnice úhelníku s průměrem šroubu d jako

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (1)$$

kde f_{ub} je pevnost materiálu šroubu a

f_y mez kluzu oceli dané komponenty v ohybu. Tuto podmínku by měla splňovat alespoň jedna ze dvou spojovaných desek.

Požadavky na detaily vychází z umožnění dostatečné rotační kapacity bez významného zvýšení ohybového momentu ve styčnicku. Příklady jsou uvedeny v příloze A.2.

Styčnický s částečnou únosností

Pokud se v MSÚ využije pružná globální analýza s pružným ověřením únosnosti styčnicku, není třeba zajistit tažnost, protože se předpokládá, že ve styčnicích nevznikne plastifikace.

Pro pružnou globální analýzu a plastické ověření únosnosti styčnicku, je třeba zkontrolovat nejmenší požadavky, jako u prvků požadavky na průřezy 2. třídy, aby bylo možno využít plného plastického přerozdělení vnitřních sil v přípojích. EN 1993-1-8 v čl. 6.2.7.2(9) specifikuje pravidla, která je třeba dodržovat, aby se zabránilo selhání šroubů v tahu.

Pokud se použije plastická globální analýza, předpokládá se, že se plastické klouby vytvoří ve styčnicích. Proto je třeba se vyhnout některým tvarům porušení, jako je porušení šroubu a svaru. Aby se zabránilo jejich výskytu, musí být dodržena ustanovení v tabulce 1 a rovnici (2). Ustanovení se nemusí uplatňovat, pokud převládá duktilní tvar porušení v jiné slabší komponentě a omezuje plastickou únosnost ve styčnicku. Dosažení meze kluzu v komponentě stojina sloupu v příčném tahu je jedním z těchto tažných tvarů porušení, stejně jako rozvoj otláčení dřívě, než nastane lom šroubu u šroubovaných sestav vystavených smyku (například ve styčnicku se šroubovanými příložkami).

Dalšími tvary porušení, kterým je třeba se vyhnout, jsou stojina sloupu v příčném tlaku a pásnice a stojina nosníku v tlaku, které mohou zahrnovat lokální boulení.

Podle analýzy elastická/plastická, elastické/plastické požadavky na tažnost liší. Za mimořádných událostí je předběžný návrh konstrukční styčnicků na tažnost v MSÚ je nezbytný. U konstrukčních styčnicků se pro plastickou globální analýzu s plastickými klouby požaduje tažnost, která umožňuje plastickou rotační kapacitu. Požadavek umožňuje vyhnout se vyztužení styčnicků při kontrole robustnosti konstrukcí.

Stejný přístup platí pro styčníky mezi ocelí a betonem. Zde se doporučuje splnit požadavky na tažnost v ocelové části styčníku (tj. bez betonové desky), aby byla zajištěna správná odezva styčníků po porušení výztuže, při velkém natočení.

Deformační kapacita desky v tahu závisí na průměru výztuže, poměru výztuže a třídě tažnosti výztuže (použije se nejmenší třída B).

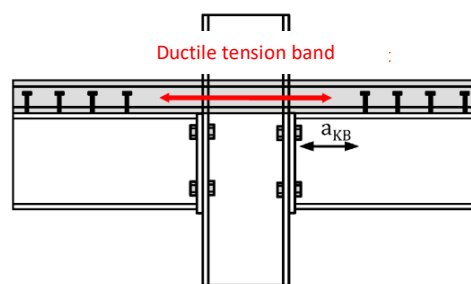
Je třeba dodržet obecné požadavky v EN 1994-1-1 (např. nejmenší míra vyztužení).

V práci (Duarte da Costa, 2018) se řeší tažnost ocelobetonových styčníků vystavených záporným momentům. Dostatečnou tažnost pro plastickou analýzu zajistí:

- Efektivní poměr výztuže (tj. poměr mezi plochou výztuže a plochou betonu $A_{c,eff}$, jak je definováno v části 7.3.2(3) (EN 1992-1-1, 2005)): $2,0 \% \leq \rho_{eff} \leq 3,5 \%$
- Podélná výztuže $\phi \geq 12$ mm.

Práce (Schäfer, 2005) doporučuje umístění prvního smykového trnu ve vzdálenosti a_{KB} od sloupu, aby se umožnilo vytvoření tahového pásu v betonové desce, viz obrázek 4, a zlepšila se tažnost styčníku.

Pod kladným momentem je deska v tlaku; lze předpokládat, že její tažnost je dostatečná k vytvoření kloubu v ocelobetonovém připoji.



Obrázek 4. Pás v betonové desce

Styčníky s plnou únosností

V případě pružné globální analýzy v MSÚ s elastickým nebo plastickým posouzením průřezů prutu nemusí být zajištěn požadavek na tažnost, protože u spojovaných prvků dochází ke zplastizování.

V případě plastické globální analýzy zahrnující plastické klouby v prvcích se neočekává tažnost nebo rotační kapacita v MSÚ ve styčnicích, protože by neměly podléhat žádnému významnému plastizování, protože jsou pevnější než prvky. Vlivem navýšené pevnosti by se skutečná plastická únosnost prvku mohla zvýšit a plastické klouby vyvinout ve styčnicích. Mohlo dojít k předčasnému křehkému porušení styčníku.

Zvýšení pevnosti materiálu lze odhadnout pomocí doporučení z Eurokódu 8 (EN 1998-1, 2004), kap. 6.5.5, jako $f_{ov} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$ kde f_{ov} je pevnost materiálu zohledňující zvýšení pevnosti, 1,1 je součinitel zohledňující zpevnění přetvářením, γ_{ov} je součinitel zvýšení pevnosti (doporučená hodnota = 1,25, ale může být založena přesněji na hodnotách v tabulce 2 v připravované nové verzi, prEN 1998-1-2, 2019, a f_y je jmenovitá mez kluzu materiálu. Únosnost styčníku se zvýšenou únosností (viz čl. 2.2.1) má být alespoň 1,38krát větší než únosnost nejslabších připojených prvků. Jinak by se styčníky mohly stát nejslabšími konstrukčními prvky. Styčníky mají mít deformační kapacitu jako styčníky s částečnou únosností.

Tabulka 1. Součinitel zvýšení pevnosti γ_{ov} (prEN 1998-1-2, 2019)

Třída oceli	γ_{ov}
S235	1,45
S275	1,35
S355	1,25
S460	1,20

Předběžný požadavek na deformační kapacitu

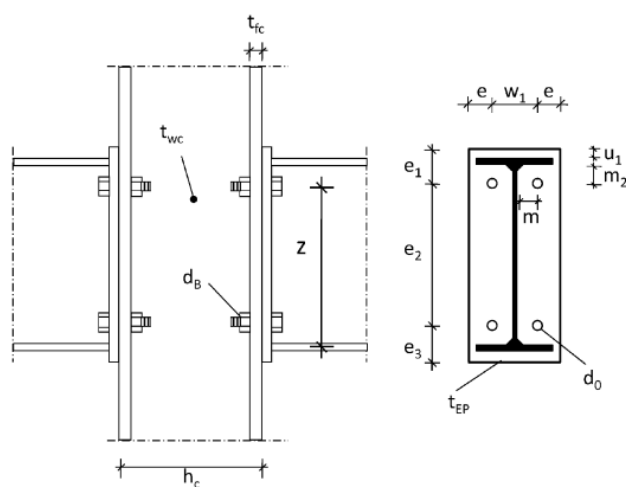
Pro zajištění únosnosti při mimořádné události lze styčníky v MSÚ navrhnout, aby se plastické klouby mohly tvořit a otáčet, tj. jako by tomu bylo v případě plastické analýzy.

Zavýšená únosnost styčnicků by měla být zajištěna nejen při ohybových momentech, ale pro všechny zatěžovací situace, které se ve styčnicích během životnosti vyskytují.

2.2.3.2 Specifická doporučení pro ocelové a ocelobetonové styčníky s částečnou únosností s čelní deskou v MSÚ

Alternativa k modelu metodou komponent podle EN 1993-1-8, pokud jde o vyhodnocení únosnosti v ohybu šroubovaných styčnicků s čelní deskou, viz obrázek 5, je uvedena v (Rölle, 2013). Metoda předpokládá, že součin únosnosti šroubů v tahu a příslušného ramene sil definuje únosnost styčnicku. Ostatní parametry ovlivňující momentovou únosnost jsou uvažovány pomocí korekčního součinitele, viz příloha A.3.1. Konstrukčně se dosahuje tvaru porušení 2, který kombinuje dostatečnou tažnost a vyhovující únosnost, jako při porušení 1. Platnost přístupu byla prokázána zkouškami na vzorcích vyrobených z oceli třídy do S355.

Kromě doporučení pro tažnost pro všechny styčníky v kap. 2.2.3.1 jsou další uvedena v tabulce 3 pro tažné styčníky s částečnou únosností, ve kterých by se měly tvořit plastické klouby, viz (Vogel a kol., 2014). Zejména musí být zajištěna určitá vzdálenost šroubu, viz m a m_2 nebo m_x na obrázku 5 (Rölle, 2013). Pokud je splněno šest kritérií tabulky 3, lze dosáhnout aktivací komponenty čelní deska v ohybu celkových natočení styčnicku 80 až 180 mrad.



Obrázek 5. Geometrie styčnicku s čelní deskou

Tabulka 3. Kritéria pro návrh tažných ocelových styčníků nosníku na sloupu čelní deskou

Název parametru	Symbol	Kritérium
Poměr tloušťky čelní desky k průměru šroubu	t_{EP}/d_B	< 0,65
Třída oceli	f_y	≤ S355
Třída oceli šroubu	f_{uB}	≥ 8,8
Vodorovná rozteč šroubu (mm)	m	≥ 3,0 d_B
Svislá rozteč šroubu (mm)	$m_2(m_x)$	≥ 2,5 d_B
Výška nosníku (mm)	h_b	≤ 500
V tabulce jsou limity spojeny s rozsahem tříd oceli, pro které byly k dispozici zkoušky. Z tabulky nelze vyvozovat, že vyšší třídy oceli neumožňují vysokou tažnost.		

2.2.3.3 Doporučení pro styčnky s částečnou a plnou únosností s čelní deskou v konstrukcích vystavených seismickým zatížením v MSÚ

V ocelových ohybově tuhých prutových soustavách se konce nosníku využívají jako disipativní oblasti a přípoje nosníku na sloup se navrhují tak, aby odolávaly vnitřním silám odpovídajícím vývoji plastických kloubů na koncích nosníku. Při navrhování nedisipativních oblastí je třeba uvažovat možné účinky zvýšení pevnosti a zpevnění přetvářením vyskytující se v disipativních oblastích.

Použití styčníků s částečnou únosností jako disipativních oblastí je povoleno, ale v tomto případě tažnost a disipační kapacita styčnicku mají být prokázány pomocí experimenty.

V projektu RFCS EQUALJOINTS byly předkvalifikovány tři typy šroubovaných styčníků, které se běžně používají v evropské praxi.

V projektu byla připravena a přeložena do 12 evropských jazyků monografie, software a aplikace pro mobilní zařízení, které výsledky výzkumného projektu EQUALJOINTS přinášejí do technické praxe. Konstrukční nástroje jsou k dispozici na webových stránkách ECCS (<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/equaljoints/>). Doporučení jsou implementována v nové verzi Eurokódu 8.

2.2.3.4 Hodnocení plastické rotační kapacity styčníků v MSÚ

Obecné a přístupy pro jednoznačné stanovení plastické rotační kapacity ocelových a ocelobetonových styčníků jsou uvedeny v příloze A.4.

2.2.3.5 Shrnutí závěrů z hlediska návrhu styčnicku při mimořádném zatížení

V závislosti na konstrukci a návrhovém postupu používaném ke zmírnění rizika progresivního zřícení se mohou požadavky na únosnost a tažnost styčníků výrazně lišit. Požadavky jsou specifikovány pro každou návrhovou strategii v částech 4 a 5.

Je potřeba navrhnout všechny konstrukční styčnky v MSÚ tak, aby se mohly tvořit plastické klouby (to přirozeně platí pro kloubové spoje) a natáčet se.

Požadavky k dosažení cíle jsou uvedeny v části pro kloubové styčnky, styčnky s částečnou a plnou únosností. Vyjadřují se:

- pro všechny ocelové a ocelobetonové styčnky (čl. 2.2.3.1);
- ve formě zjednodušených návrhových přístupů pro styčnky s částečnou únosností s čelními deskami (čl. 2.2.3.2);
- formou předkvalifikačního přístupu pro ocelové styčnky s částečnou a plnou únosností s čelními deskami v konstrukci vystavené zemětřesení (čl. 2.2.3.3).

Odkaz na plastickou rotační kapacitu ocelových a ocelobetonových styčníků je uveden v části 2.2.3.4.

3 Třídy následků

Stavební konstrukce jsou klasifikovány do tříd následků podle ztrát na lidských životech nebo zranění osob a ekonomických, sociálních nebo ekologických následků. Klasifikace je zjednodušení komplexního systému založeného na rizicích podle typu budovy, výškou, obsazeností, společenským vnímáním, typem zatížení, konstrukčním typem, povahou materiálů. V EN 1990 a EN 1991-1-7, Kapitola 3.4, jsou identifikovány tři třídy následků. V příloze A normy EN 1991-1-7, tabulka A.1, je třída následků 2 rozdělena na CC2a (skupina se středním rizikem – menší riziko) a CC2b (skupina se středním rizikem – větší riziko), přičemž ostatní třídy jsou CC1 (malé třídy následků) a CC3 (velká třída následků), jak je shrnuto v tabulce 4. Příloha A je považována za informativní a není třeba postupovat podle jejích pokynů. Je na rozhodnutí jednotlivých zemí, zda aplikaci přílohy A doporučí či nikoliv. Praktičtější pokyny týkající se klasifikace budov z hlediska robustnosti lze nalézt jinde (Way, 2011). Na druhou stranu platné návrh revize EN 1990 (prEN 1990, 2019) přidává další dvě třídy následků, CC0 a CC4. CC4 má extrémní riziko ztráty lidského života nebo zranění osob a značné ekonomické, sociální nebo environmentální riziko. Ustanovení v evropských návrhových normách nepokrývají návrhová pravidla potřebná pro konstrukce klasifikované jako CC4. Pro konstrukce mohou být zapotřebí další ustanovení k těm, která jsou uvedena v evropských návrhových normách. Na druhé straně má CC0 nejnižší riziko, kde mohou být použity buď evropské návrhové normy, nebo alternativní ustanovení a kde prvky jiné, než konstrukční mohou být klasifikovány jako CC0. Ustanovení v evropských návrhových normách se proto týkají především návrhových pravidel pro konstrukce klasifikované jako CC1 až CC3. Kromě toho návrh revize EN 1990 umožňuje, aby třídy následků CC1 až CC3 byly v jiných evropských návrhových normách rozděleny na vyšší a nižší podtřídy.

Existují některé případy, kdy se technici z praxe mohou setkat s obtížemi, pokud se stavební konstrukce nemusí řídit popisy v tabulce 4. V případech je vyžadován dobrý úsudek a je odpovědností inženýra zajistit, aby byla zajištěna bezpečnost konstrukce. Některé z běžných případů jsou uvedeny dále, další podrobnosti viz (Way, 2011):

- Zahrnutí mezipatra do počtu pater pro klasifikaci budov bude záviset na velikosti a využití takového podlaží. Pro přibližný návod, SCI P391 (Way, 2011) doporučuje započítat mezipatro, pokud je větší než 20 % půdorysné plochy budovy, která může být zvýšena, pokud do patra není denně přístup.
- Obytné plochy střešních podlaží by měly být započítány do počtu podlaží bez ohledu na sklon střechy.
- Budovy s různým počtem podlaží, které spadají do tříd následků, mají být klasifikovány podle nejvyšší třídy.
- Budovy se smíšeným využitím, které spadají do tříd následků, mají být klasifikovány v závislosti na nejvyšší třídě.
- Suterénní podlaží jsou definována tak, že vnější úroveň terénu by měla být alespoň 1,2 m nad horním povrchem suterénu po dobu minimálně 50 % půdorysu budovy. Při určování počtu podlaží mohou být vyloučena suterénní podlaží za předpokladu, že podzemní podlaží splňují požadavky třídy následků 2b skupiny se středním rizikem. V případě třídy následků 3 musí podlahy suterénu splňovat požadavky třídy.
- Podlaží přízemí lze vyloučit z celkového počtu podlaží pro klasifikaci budovy, pokud jsou všechny jeho konstrukční prvky včetně styčnicků navrženy jako klíčové prvky. V případě využití přízemního podlaží jako parkoviště, může být vyloučeno z počtu podlaží, pokud platí všechny podmínky:
 - Parkování je výhradně pro uživatele objektu.
 - Přízemní podlaží nesmí být přístupné pro širokou veřejnost.
 - Všechny konstrukční prvky přízemí a jejich styčníky jsou navrženy jako klíčové prvky.

- U budov, které procházejí přestavbami, úpravami nebo přístavbami, které mají za následek změnu třídy následků, by měla být budova klasifikována do nejvyšší třídy.
- U budov, které procházejí přestavbami, úpravami nebo přístavbami, které mají za následek změnu třídy následků, by měla být budova klasifikována do nejvyšší třídy.

Tabulka 2. Kategorizace tříd následků v platné EN 1990 a EN 1991-1-7 příloha A

Třída následků (CC)	Popis	Příklady typu a obsazenosti
1	Malé následky ztrát na lidských životech a ekonomické, sociální nebo environmentální následky malé nebo zanedbatelné	Samostatné obytné domy do 4 podlaží Zemědělské budovy, kam lidé běžně nevstupují (např. skladovací budovy), skleníky Budovy, do kterých lidé chodí jen zřídka, a je ve vzdálenosti 1,5násobku výšky stavby od ostatních
2a (Skupina menšího rizika)	Střední následky ztrát na lidských životech, ekonomické, sociální nebo environmentální následky značné	Samostatné 5 podlažní obytné domy Hotely, rezidence, kanceláře ≤ 4 podlaží Průmyslové stavby ≤ 3 podlaží Obchodní plochy ≤ 3 podlaží a < než 1000 m ² podlahové plochy v každém podlaží Jednopodlažní školní budovy Budovy ≤ 2 podlaží pro veřejnost s podlahovou plochou ≤ 2000 m ² v každém podlaží
2b (Skupina většího rizika)		Hotely, rezidence, kanceláře > 4 podlaží, ale ≤ 15 podlaží Školní budovy > 1 podlaží, ale ≤ 15 podlaží Obchodní prostory > 3 podlaží, ale ≤ 15 podlaží Nemocnice ≤ 3 podlaží Kanceláře větší než 4 podlaží, ale ≤ 15 podlaží Budovy pro veřejnost s podlahovou plochou > 2000 m ² , ale ≤ 5000 m ² na každém podlaží Parkoviště ≤ 6 podlaží
3	Velké následky ztrát na lidských životech nebo velké ekonomické, sociální nebo environmentální následky	Budovy definované výše jako třída 2a a 2b, které překračují limity plochy a podlaží Budovy, do kterých je vpuštěno velké množství veřejnosti (např. koncertní sály, tribuny atd.) Stadióny s více než 5000 diváky Budovy s nebezpečnými látkami/procesy
Poznámka: Tabulka není kompletní a lze ji upravit.		

4 Identifikované hrozby

4.1 Úvod

Návrh na robustnost stavebních konstrukcí lze provést buď s ohledem na přímé účinky extrémního zatížení, nebo na konkrétní rozsah poškození neznámou/nepředvídanou událostí. Je zřejmé, že metody z první kategorie vyžadují identifikaci hrozby a definici zatížení. Typickými příklady jsou požár, výbuch, exploze nebo náraz. U některých akcí lze míru ohrožení snížit nebo i eliminovat nekonstrukčními nebo jinými opatřeními, např. aktivní požární ochranou - sprinklery, větracími otvory pro výbuchy plynů, ochranou konstrukce proti nárazu pomocí dopravních patníků nebo zvýšením odstupů pro případ výbuchu. V některých případech může dojít k rozvoji lokálního poškození, ale ne neúměrně velké původní příčině. Některá mimořádná zatížení jsou podrobně popsána v evropských návrhových normách:

- Zemětřesení: na návrh konstrukcí vystavených zemětřesení se vztahuje Eurokód, EN 1998;
- Požár: návrh konstrukcí vystavených požáru je zahrnut v části 1-2 jednotlivých Eurokódů.

Za určitých okolností mohou zatížení překročit podmínky uvažované v normách, například při scénářích kaskádového zatížení, např. zemětřesení po zemětřesení, požár po zemětřesení nebo požár po výbuchu.

Účinky identifikovaných zatížení na konstrukci by měly být provedeny s ohledem na vhodné metody analýzy, které závisí na bezpečnostní kategorii nebo třídě následků (EN 1991-1-7):

- Třída následků 1: žádné konkrétní zohlednění mimořádného zatížení
- Třída následků 2: v závislosti na konkrétních okolnostech dané konstrukce: zjednodušená analýza pomocí statických modelů ekvivalentního zatížení pro identifikovatelná nahodilá zatížení a/nebo použitím normových pravidel návrhu
- Třída následků 3: rozsáhlé studie scénářů nehod s využitím dynamických analýz a případně nelineárních analýz

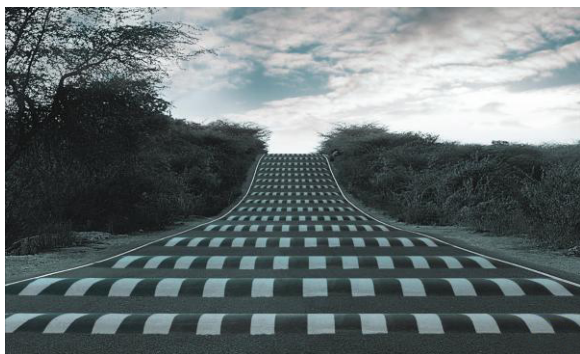
Kapitola zahrnuje návrh pro identifikovatelná mimořádná zatížení:

- Náraz (Kapitola 4.2)
- Vnější výbuch (Kapitola 4.3)
- Vnitřní výbuch plynu (Kapitola 4.3)
- Požár (Kapitola 4.4)
- Zemětřesení (Kapitola 4.5).

4.2 Náraz

4.2.1 Prevence a eliminace nebezpečí

Nebezpečí vyplývající z nárazu je spojeno s nehodou zahrnující vozidla. Následky nárazu vozidla silně závisí na hmotnosti, rychlosti a směru (ve vztahu k budově) vozidla. Preventivní opatření jsou součástí bezpečnosti budovy zaměřené na zpomalení vozidla a omezení přístupu do budovy. Toho lze dosáhnout vhodným řešením příjezdových komunikací, které neumožňují přímý příjezd velkých automobilů k budově a omezují rychlost vozidel. K dispozici jsou různá zařízení počínaje jednoduchými zpomalovacími nárazníky na silnici přes automatické blokátory a bezpečnostní zábrany, jak je znázorněno na obrázku 6 až 9.



Obrázek 6. Nárazníky na silnici



Obrázek 7. Nárazníky na parkovišti



Obrázek 8. Automatický silniční kap. a závora



Obrázek 9. Hydraulické bloky silničního zabezpečení

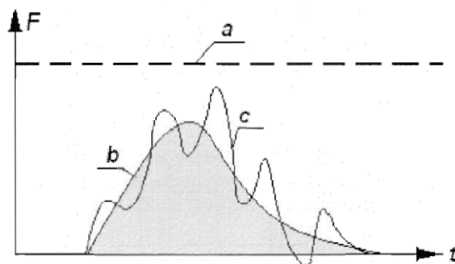
4.2.2 Explicitní návrh

Dopady nárazu jsou zahrnuty v kapitole 4 normy EN 1991-1-7 (2006). Norma pokrývá několik situací, ve kterých může dojít k nárazu. Nezávisle na situaci náraz zahrnuje interakci mezi kolidujícím objektem (zdroj nárazu) a zasaženým objektem (např. sloup budovy).

V závislosti na třídě následků konstrukce jsou povolena zjednodušení (viz obrázek 10), a to následovně:

- Pro konstrukce ve třídě malých a/nebo středních následků (do CC2 – viz čl. 3) postačuje statická analýza, jako je ekvivalentní statický přístup podle EN 1991-1-7, jak je popsáno v kapitole 4.2.2.1.
- U konstrukcí ve třídě velké závažnosti (CC3 – viz čl. 3) je vyžadována dynamická analýza. Analýza může být zjednodušená (EN 1991-1-7) nebo plná dynamická analýza, viz čl. 4.2.2.2 a 4.2.2.3.

Při ekvivalentního statického přístupu podle EN 1991-1-7 je zasažený předmět považován za tuhý, to znamená, že narážející předmět absorbuje veškerou energii nárazu (tvrdý náraz), což je konzervativní. Při dynamických analýz je povolen tvrdý i měkký náraz. Při měkkém nárazu se bere v úvahu kapacita nárazového předmětu při rozptýlení zatížení nárazem.



Key :
a : equivalent static force
b : dynamic force
c : structural response

Obrázek 10. Znárodnění zatížení nárazem (EN 1991-1-7, 2006)

4.2.2.1 Návrhový postup pomocí ekvivalentní statické síly

Při tomto postupu je zatížení nárazem nahrazeno ekvivalentní statickou silou F , která zohledňuje účinky zatížení na konstrukci. Pro všechny typy nárazů, kterými se zabývá čl. 4 normy EN 1991-1-7, jsou uvedeny hodnoty statických ekvivalentních sil pro různé typy vozidel (auta, nákladní auta, vlaky, lodě...) s vysvětlením, jak je aplikovat na konstrukci.

Nejčastější situací v budovách je náraz vozidla do jednoho z nosných sloupů. Aplikace návrhového postupu pro případ je znázorněna na obrázku 11, poloha (výška h a plocha a) síly ve sloupu závisí na typu vozidla (osobní nebo nákladní), přičemž velikost síly F je závislá na typu silnice, po které vozidlo jede (tj. největší rychlost, kterou může dosáhnout).

Nárazový prvek (a okolní konstrukce) by měl být zkontrolován, když je vystaven ekvivalentní statické síle F a dalším stálým a proměnným zatížením, s uvažováním náhodné kombinace zatížení. U prvku má být zkontrolován MSÚ bez jakýchkoli omezení z hlediska deformace.



Obrázek 11. Kolizní síla na nosné spodní stavby v blízkosti jízdních pruhů pro mosty a nosné konstrukce budov

4.2.2.2 Zjednodušená dynamická analýza

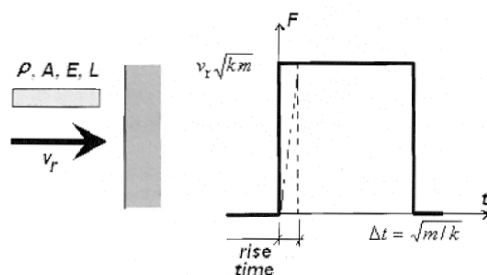
Tento přístup lze nalézt v příloze C normy EN 1991-1-7 a lze jej popsat pomocí modelu na obrázku 12. Posouzení nárazové síly F závisí na typu nárazu (měkký nebo tvrdý náraz):

- Při *tvrdém* nebo *měkkém* nárazu, při kterém se narážející nebo narážený předmět lineárně deformuje, lze použít vztah (rov. (2)), kde k je tuhost narážejícího předmětu (tvrdý náraz) nebo naráženého předmětu (měkký náraz); v_r je rychlost nárazu a m je hmotnost narážejícího předmětu.

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} \quad (2)$$

- U *měkkého* nárazu, kdy je energie nárazu absorbována prostřednictvím plastických deformací, je požadováno, aby tažnost konstrukce byla dostatečná k absorpci celkové kinetické energie $\frac{1}{2} m v_r^2$ narážejícího předmětu. Za předpokladu tuhé plastické odezvy konstrukce je požadavek splněn, pokud je splněna podmínka daná rovnicí (3), kde F_0 je plastická únosnost konstrukce a y_0 - její deformační kapacita.

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_0 y_0 \quad (3)$$



Obrázek 12. Model nárazu (EN 1991-1-7, 2006)

Pro konkrétní případ nárazu vozidla do nosného prvku konstrukce navrhuje EN 1991-1-7 některé hodnoty parametrů, které ovlivňují sílu nárazu, jako je hmotnost, rychlost, plastická únosnost F_0 , zpomalení vozidla atd. v závislosti na typu vozidla a typu komunikace. V informativní příloze EN 1991-1-7 je konkrétní případ vysvětlen podrobněji.

4.2.2.3 Úplná dynamická analýza

V úplné dynamické analýze se inženýr může rozhodnout mezi analýzami, kde je náraz explicitně modelován, nebo prostřednictvím metody ekvivalentních modelů zatížení (nebo analýzy ztráty sloupu), kde není explicitně modelováno zatížení, ale jeho důsledek, tj. ztráta sloupu. Z praktického hlediska je druhý přístup atraktivnější, protože může poskytnout dobrý odhad robustnosti konstrukce bez složitosti potřebné k modelování zatížení nárazem.

V rámci analýzy ekvivalentních modelů zatížení je zvažováno několik možností, které se liší svou složitostí (lineární/nelineární, statické/dynamické atd.); návrhové pokyny pro jejich jsou popsány v části 5 příručky, proto pravidla nejsou popsána. Některé parametry jsou zdůrazněny jako důležité pro dobrý odhad robustnosti konstrukce vystavené nárazu jako například:

- Dynamické účinky lze zohlednit vyhodnocením doby trvání ztráty sloupu nebo nosného prvku. Například lze postupovat podle návrhů GSA (GSA, 2003).
- Vliv rychlostí deformace na materiály konstrukce lze posoudit pomocí součinitele DIF. Pro zatížení nárazem vyvolávající rychlost deformace mezi 10^{-1} až 10 se součinitel DIF, který má být aplikován na elastickou pevnost ocelového materiálu, pohybuje od 1,1 do 1,3. Pro mechanické vlastnosti šroubu lze rozumně předpokládat součinitel DIF 1,1. V literatuře je k dispozici mnoho modelů, které to přesněji zohledňují, jako je model Johnson-Cook (Johnson a Cook, 1983).

4.3 Výbuch

Exploze je rychlé uvolnění energie ve formě tlakové vlny, tepla, zvuku a světla (Hall, 2017). Výsledkem exploze může být náraz primárními úlomky a/nebo sekundárními úlomky. I když to vše může ovlivňovat budovy a obyvatele různými způsoby, kapitola se omezuje především na reakci konstrukcí na tlakové zatížení. Nejsou uvedeny žádné pokyny pro zohlednění tepelného dopadu nebo dopadu létajících úlomků, i když účinky mohou být významné.

Výbušné materiály mohou být pevné látky, plyny, páry nebo prach. V závislosti na povaze výbušného materiálu a místních podmínkách se může výbuch rozvinout jako deflagrace nebo se rychle rozpínat a vytvářet rázové vlny (detonaci). Více informací lze nalézt v (Demonceau a kol., 2021).

Obecně platí, že budovy nejsou navrženy pro zatížení způsobené výbuchy, s výjimkou zařízení tak, aby odolávala takovým účinkům (např. budovy odolné proti výbuchu) nebo budovy, kde se spaluje nebo reguluje plyn. Pokud jsou budovy vystaveny tak extrémnímu zatížení, mohou utrpět rozsáhlé škody (Ellingwood a kol., 2007; Somes, 1973; Burnett, 1975a; EN 1991-1-7, 2006). Musí se vzít v úvahu, že primární komponenty mohou selhat, a musí být přijata opatření ke zmírnění rizika, například prevencí progresivního zřícení po ztrátě sloupu (CSA, 2012). V následujícím textu jsou uvedeny podrobnosti o hlavních charakteristikách výbuchů a možných návrhových přístupech. Jsou uvedena opatření ke snížení nebo zabránění nebezpečí výbuchu.

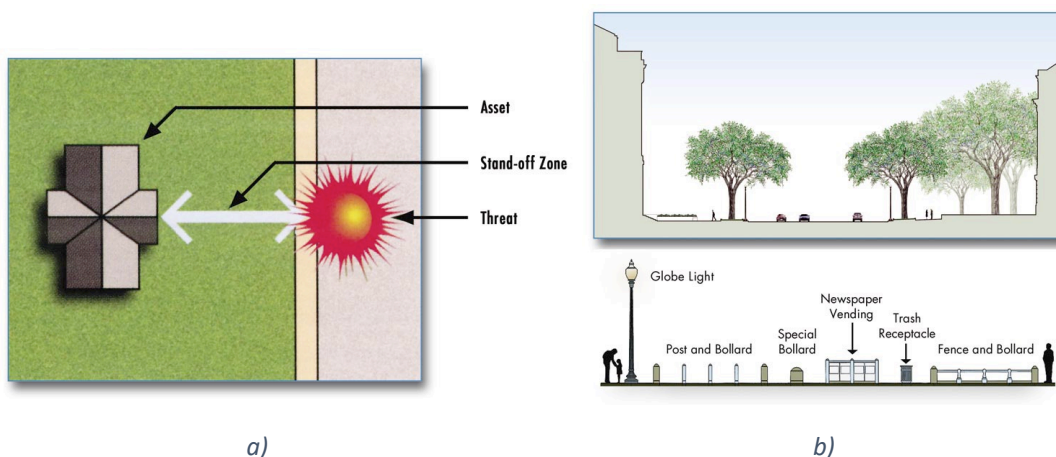
4.3.1 Prevence a eliminace nebezpečí

4.3.1.1 Vnější výbuch

Existuje několik metod, jak snížit nebo eliminovat vnější nebezpečí výbuchu bez jakéhokoli zásahu do konstrukčních systémů. Tlak výbuchu se se vzrůstající vzdáleností výrazně snižuje, proto maximalizace

odstupové vzdálenosti sníží účinky výbuchu (obrázek 13a). V případě veřejných prostranstvích, kde není možné vytvořit/kontrolovat určitou odstupovou vzdálenost, mohou být jako překážky použity patníky, stromy, městský mobiliář, jak je znázorněno na obrázku 13b. Pro oblast s vyšším rizikem lze postavit stěnu odolnou proti výbuchu, což je barikáda, která chrání konstrukci před výbuchem. Hlavním cílem stěny je zabránit energii předávané výbuchem, aby se dostala ke konstrukci, která je nyní chráněna před trvalým poškozením a může pokračovat v provozu po výbuchu.

Volba tvaru budovy a materiálů může zmírnit účinek výbuchu. Je třeba se vyhnout nekonstrukčním prvkům připevněným k vnější části budovy, aby se omezily poletující úlomky a zlepšil se přístup k nouzovým východům a jejich průchodnost. Pokud jsou použity, měly by být navrženy pomocí lehkých materiálů s přípoji navrženými tak, aby měly únosnost jako prvek. Okna jsou nejzranitelnější částí budovy a způsobují vážná zranění. V závislosti na míře rizika by měl být použit vhodný typ zasklení a zmenšená plocha oken na exponovaných fasádách. Bylo zjištěno, že konstrukční tvary a rozměry mají značný vliv na návrhové zatížení výbuchem. Čtvercový okrajový úsek má za následek vyšší špičku odráženou tlakem ve srovnání s dlouhým obdélníkovým okrajovým úsekem vystaveným otřesům. V případě kruhového tvaru je nejvyšší vrchol přetlaku pozorován v bodě na okraji, který je nejbližší výbuchu. Tento tlak se zmenšuje směrem k oběma stranám středu. Je v moderních budovách pozorováno, že fasáda parabolického nebo krychlového tvaru funguje lépe než svislá fasáda. Analýzou tvaru budovy lze návrh upravit tak, aby používal tvar, který má za následek nejmenší návrhové tlakové zatížení a současně poskytuje užitnou plochu.



Obrázek 13. Zmírnění účinků výbuchu: a) koncepce odstupové vzdálenosti; b) uliční bezpečnostní prvky (FEMA 426)

4.3.1.2 Vnitřní výbuch plynu

Prevence výbuchů plynu snížením pravděpodobnosti náhodného úniku a vznícení, není dostatečná. Pokud je správně implementována, může dobrá technická praxe snížit následky (Bjerketvedt a kol., 1997a):

- S nebezpečím výbuchu plynu se uvažuje již na začátku projektu. V rané fázi projektu jsou přijímána zásadní rozhodnutí, jako je umístění oblastí, oddělení oblastí a celkové uspořádání (které ovlivní uspořádání ventilace a samotný proces).
- Budovy vystavené možným vnitřním explozím by měly mít pevnou prutovou konstrukci podpírající střechní a všechna patra. Stěny by měly být otevřené. Pokud je potřeba pevná stěna, použijte stěnové panely s nízkou hmotností, aby se usnadnilo včasné odvětrání výbuchu.
- Větrací plochy jsou důležité nejen z hlediska velikosti, ale z hlediska umístění. Pokud je v blízkosti bodu zážehu dostatečné větrání (viz a) pro důležitost koncepčního návrhu, rychlost plamene bude nízká a turbulence generované za překážkami budou omezené.

- d) Obecně platí, že odvětrávání výbuchu plynu by mělo směřovat do otevřených prostor s minimem překážek.
- e) Částečné ucpání větracího otvoru může mít za následek silné zvýšení tlaku.

4.3.2 Vnější výbuch – Explicitní návrh

4.3.2.1 Definice zatížení výbuchem

Nejprve je definován scénář výbuchu, včetně očekávané hmotnosti nálože W , typu výbuchu a vzdálenosti od budovy R .

Závislost tlaku na čase související s rázovou vlnou lze idealizovat pomocí křivky zobrazené na obrázku 14. Pokud nejsou k dispozici lepší informace, lze parametry tlakové zátěže určit pomocí diagramů na obrázku 15, které zahrnují výpočet redukované vzdálenosti Z , která závisí na hmotnosti výbušniny W (v kg TNT) a skutečné vzdálenosti od středu kulové exploze R (v m). Kromě tlaků a rychlosti jsou všechny ostatní hodnoty na obrázku 15 redukovány součinitelem $W^{1/3}$ tak, aby zohlednily skutečnou velikost nálože.

Idealizovaný diagram tlaku v závislosti na čase pro přední stěnu lze sestavit pomocí následujících vztahů:

$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r} \quad (4)$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}} \quad (5)$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r} \quad (6)$$

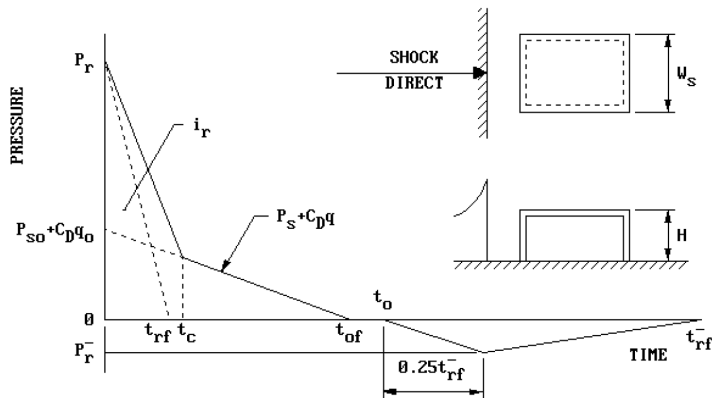
kde:

- t_c je čas během kterého klesne odrazný přetlak na hodnotu přetlaku dopadajícího plus dynamický tlak
- S menší z hodnot výšky budovy H nebo poloviční šířky budovy $W/2$
- C_r rychlost zvuku v odraženém prostředí
- R poměr S/G , kde G je větší z hodnot výšky budovy H nebo poloviční šířky $W/2$
- t_{of} fiktivní čas ($t_{of} < t_o$, kde t_o je skutečné trvání přetlakové fáze) dopadající vlny
- i_s hodnota impulsu přetlakové fáze tlakové vlny
- P_{s0} největší tlak v čele dopadající vlny
- t_{rf} fiktivní čas odražené vlny
- i_r celkový odražený impuls
- P_r největší tlak odražené vlny

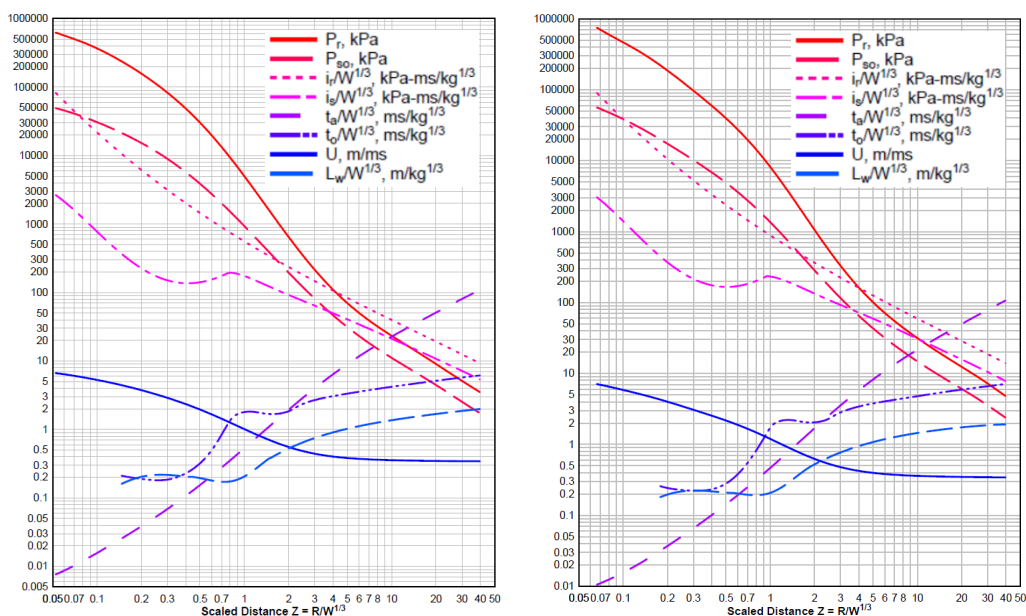
Největší dynamický tlak q_o je vypočítán z obrázku 16. Tento parametr je nutný pro výpočet hodnoty $P_{s0} + C_D q_o$, viz obrázek 14, který je určen pomocí $C_D = 1$ pro součinitel odporu.

Poznámka: Pro přetlakovou fázi odražené vlny jsou sestaveny a porovnány dvě křivky P_r-t : jedna odpovídá nekonečným podmínkám povrchu a druhá odvozená za předpokladu, že konečná geometrie povrchu ovlivňuje hodnotu tlaku odražené vlny. Křivka, která se má použít pro zatížení konstrukce, je ta, která vytváří nejmenší hodnotu impulsu (JRC).

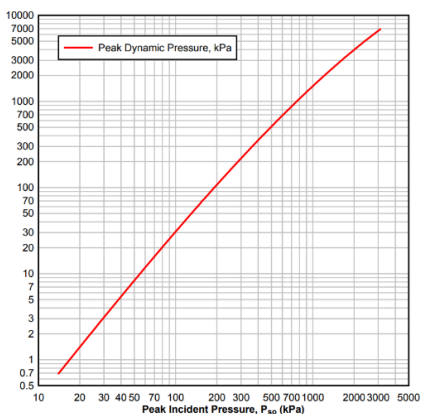
Zatížení vypočtená pro čelní stranu konstrukce jsou aplikována v konstrukčním návrhu budovy pomocí pravidel kombinace zatížení v EN 1990 pro mimořádné návrhové situace. V závislosti na složitosti budovy a třídě následků mohou být vyžadovány různé typy analýzy, např. ekvivalentní SDOF, dynamická nelineární analýza, jak je uvedeno v dalších částech.



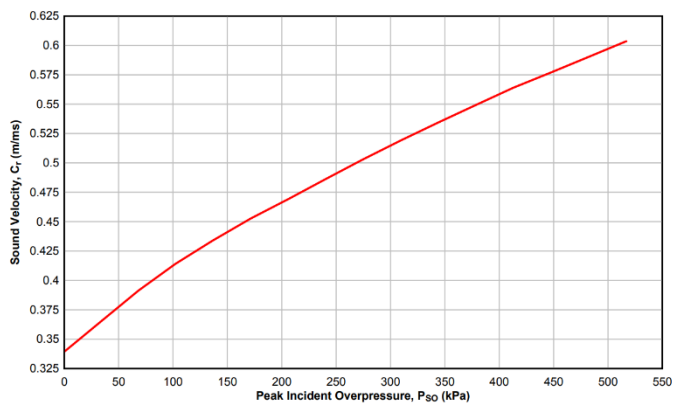
Obrázek 14. Tlak na přední stěnu



Obrázek 15. Parametry přetlakové fáze rázové sférické vlny z výbuchu nálože TNT ve volném vzduchu (vlevo) a povrchových výbuchů (vpravo) (upraveno z (DoD, 2008))



Obrázek 16. Závislost maximálního dynamického tlaku q_0 na maximálním tlaku v čele dopadající vlny (upraveno z (DoD, 2008))



Obrázek 17. Rychlost zvuku v oblasti odraženého přetlaku (upraveno z (DoD, 2008))

4.3.2.2 Ekvivalentní analýza s jedním stupněm volnosti

U jednoduchých konstrukcí lze pro vyhodnocení odezvy provést dynamickou analýzu. Pro účely praktického návrhu je třeba provést aproximace, které umožní návrh s přiměřenou přesností. Toho lze dosáhnout transformací konstrukce na ekvivalentní systém SDOF s jedním stupněm volnosti, kde jsou rozložení hmoty, okrajové podmínky, únosnost a historie zatížení idealizovány.

Pro definici ekvivalentního systému s jedním stupněm volnosti je potřeba vyhodnotit parametry systému; totiž ekvivalentní hmotnost m_E , ekvivalentní konstanta pružiny k_E a ekvivalentní zatížení F_E . Navíc musí být stanovena funkce délky zatěžení $F(t)$. Většinu mimořádných zatížení, včetně výbuchů, lze definovat jedním z následujících čtyř typů funkcí zatížení a doby trvání s omezeným trváním t_d : náhle konstantní zatížení, trojúhelníkové zatížení, symetrické trojúhelníkové zatížení a konstantní síla s konečnou dobou růstu. V závislosti na poměru mezi trváním, t_o , a periodou, T_n , tlakové zatížení lze modelovat pomocí trojúhelníkové funkce zatížení-čas, malé t_o , velké T_n , nebo náhle konstantní zatížení, velké t_o , malé T_n . Ale lze tlakové zatížení modelovat pomocí trojúhelníkové funkce zatížení-čas.

Perioda systému s jedním stupněm volnosti se stanoví pomocí vztahu:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E} \quad (7)$$

Také ekvivalentní charakteristiky hmotnosti a zatížení lze definovat a získat pomocí transformačních součinitelů pomocí následujících rovnic:

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \quad (8)$$

$$K_m = \frac{m_E}{m} \quad (9)$$

kde:

- K_L je součinitel zatížení, F_E je ekvivalentní zatížení a F je skutečné celkové zatížení konstrukce;
- K_m součinitel hmotnosti, m_E je hmotnost ekvivalentního systému a m je celková hmotnost skutečného prvku.

V praxi jsou v literatuře uvedeny tabulkové hodnoty pro různé konstrukční systémy. Příklady hodnot jsou uvedeny v příloze A.6. Na základě těchto hodnot je pak možné předpovědět odezvu systému s jedním stupněm volnosti z hlediska maximálního posunutí a z hlediska nároků na tažnost pomocí jednoduchých přístupů podle předpokládaného chování, tj. pružné nebo pružnoplastické (viz níže).

Pružné systémy s jedním stupněm volnosti SDOF

Největší odezva systémů s jedním stupněm volnosti s pružnou odezvou je definována dynamickým součinitelem zatížení (dynamic load factor DLF) a největší dobou odezvy, t_m . Dynamický součinitel zatížení je definován podle rovnice (10) nebo jej lze určit pomocí obrázku 152 z přílohy A.6.2.

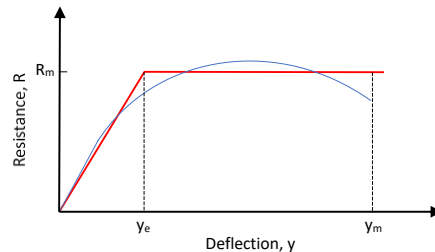
$$DLF = \frac{y_{max}}{y_{st}} \quad (10)$$

kde:

- y_{max} je největší dynamická výchylka
- y_{st} průhyb způsobený statickým působením amplitudy zatížení F_m

Pružnoplastické systémy s jedním stupněm volnosti SDOF

Odezva systému s jedním stupněm volnosti s pružnoplastickou odezvou je definována z hlediska jeho největší únosnosti R_m , a maximálního průhybu y_m . Funkce únosnosti $R - y$ jsou idealizovány jako bilineární funkce charakterizované následujícími parametry: elastická tuhost k , elastická deformace y_e , největší deformace y_m , a největší únosnost R_m , viz obrázek 18.



Obrázek 18. Funkce únosnosti vs. průhyb pro pružnoplastický systém s jedním stupněm volnosti

Výsledek pro největší posunutí je prezentován ve formě grafu jako skupina křivek R_m/F_m a udává požadovanou tažnost μ , danou poměrem y_m/y_e , jako funkci t_d/T_n , podle tabulkových údajů v Příloze A.6.

4.3.2.3 Diagramy: tlak-impuls

Konstrukční přístup uvedený v předchozí části (4.3.2.2) bere v úvahu účinky přetlaku pro popis odezvy prvku. A pro krátké doby trvání přetlakových fází, vzhledem k přirozené periodě T_n , je odezva konstrukce citlivá na související impuls, ne na největší tlak. Odezvu prvku lze plně reprezentovat křivkou odezvy nazývanou tlak-impuls (P-I) diagram. P-I diagramy mohou být použity pro hodnocení chování konstrukčního systému nebo komponenty za předpokladu, že parametry použité při generování zvoleného P-I diagramu představují zatížení (od výbuchu), tvar porušení a dynamické charakteristiky uvažovaného systému. P-I diagramy mohou být generovány pomocí SDOF nebo numerické analýzy (FEM, AEM), nebo mohou být přizpůsobeny příslušným experimentálním datům. Hodnocení výkonu probíhá v následujících krocích:

- Nejprve je definován tvar zatížení. To by mělo být v souladu s hrozbou výbuchu.
- Analýza SDOF (nebo jiné přístupy) se používá ke stanovení odezvy součásti ve formě koncového natočení θ , a součiniteli tažnosti μ , definovaného jako poměr mezi maximálním posunutím při uvažovaném tlakovém zatížení a pružným posunem, tzn., posunutí, když se v uvažovaném systému vytvoří plastický kloub.
- Výše vypočítaná odezva je porovnána s limity systému. Takové limity jsou dostupné pro celé budovy, jednotlivé konstrukční prvky nebo okna, viz tabulka 5.
- Na základě úrovně poškození stanovené v předchozím kroku je úroveň ochrany, třída následků, poskytnuta porovnáním výsledků s informacemi na obrázku 19.

Tabulka 3. Příklad limitů odezvy pro konstrukční ocel válcovanou za tepla*(CSA, 2012)

Typ prvku		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}
Ohyb	Nosník s kompaktní částí †	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Nosník s nekompaktním průřezem †, ‡	0,7	-	0,85	3°	1	-	1,2	-
	Ohyb desky k měkké ose	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Tlak	Nosník-sloup s kompaktním průřezem †, čl.	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Nosník-sloup s nekompaktním průřezem †, čl.	0,7	-	0,85	3°	0,85	3°	0,85	3°
	Sloup (osové porušení) **	0,9	-	1,3	-	2	-	3	-

* Kde je zobrazena pomlčka (-), odpovídající parametr nelze použít jako limit odezvy.

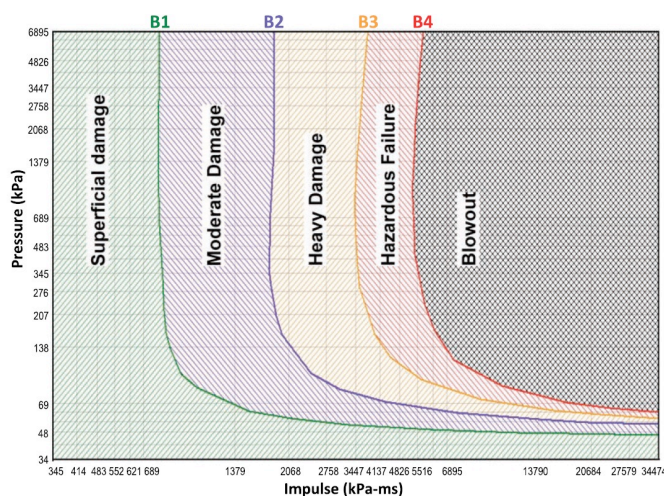
† Limitní poměry šířky k tloušťce pro kompaktní a nekompaktní průřezy jsou definovány v CSA 2012.

‡ Mezní hodnoty odezvy jsou použitelné pro posouzení ohybu stávajících prvků, které splňují požadavky na návrh podle článků 6 až 8, ale nespĺňují požadavky na podrobnosti v kapitole 9, a nesmějí být použity pro návrh nových prvků.

čl. Pokud existuje smyková rovina procházející kotevními šrouby spojujícími základovou desku sloupu se základem, použije se limit odezvy pro povrchové poškození pomocí smykové únosnosti přípoje spíše než únosnosti prvku v ohybu jako mezní únosnosti pro analýzu.

** Poměr tažnosti je založen spíše na osové deformaci než na deformaci v ohybu.

Poznámka: Převzato z PDC-TR 06-08



Obrázek 19. Vztah tlak-impuls pro deformace odpovídající limitům poškození (B1 až B4) (CSA, 2012)

4.3.2.4 Plně dynamický přístup

Posouzení únosnosti konstrukce při působení zatížení výbuchem vyžaduje výpočet únosnosti a tažnosti. Vzhledem ke složitosti problému lze použít pokročilejší plně dynamické numerické přístupy, jako je analýza aplikovaných prvků (AEM). S použitím konstitutivních modelů je třeba zacházet opatrně a uživatel si musí být vědom výhod a omezení modelů (NISTIR). Pokyny pro takovou analýzu jsou uvedeny níže:

- i) Zatížení výbuchem
 - Výbuch je uvolnění energie v krátkém čase; proto je výsledné zatížení dynamické. Protože se dynamické zatížení mění s časem, chování konstrukce, vnitřní síly a geometrie jsou funkcí času.
 - Pokud je hmotnost prvku nastavena na nulu, pak je analýza statická, protože setrvačné síly budou nulové. Je nutná vhodná definice hmotností prvků.
- ii) Materiálové modely
 - V ocelových a ocelobetonových konstrukcích mohou být materiálové modely lineární, bilineární, multilineární nebo uživatelsky definované;
 - Ocelové a betonové modely lze již integrovat do knihovny programu.
- iii) Kritéria selhání
 - Elastické materiály se chovají lineárně bez jakýchkoliv plastických deformací. Lze nastavit předdefinovaný bod porušení.
 - Mohou být použita různá kritéria porušení.
 - Ocel: kritérium porušení je založeno na hlavním tahovém přetvoření.
 - Ocelová výztuž: kritérium porušení je dosaženo, když výsledné napětí dosáhne meze únosnosti výztužné tyče.
 - Beton: Pevnost v tahu; pevnost v tlaku; stříh; Pokud je materiál vystaven kombinovaným normálovým tlakovým napětím a smykovým napětím, porušení materiálu může sledovat Mohr-Coulombovu obálku (Applied Science International, 2021).
 - Mohou být přijata jiná kritéria založená na výsledcích testů, tabulkových hodnotách nebo konstrukční praxi.
- iv) Časový krok výpočtu
 - Nastavení časových kroků je kontinuální během celé analýzy. Numerické řešení předpokládá malý časový krok, který může sledovat chování konstrukce.
 - Příliš krátký časový krok povede k dlouhé době analýzy, zatímco velkého časového kroku povede k méně přesné analýze a numerické řešení nemusí konvergovat.
 - Pokud je časový krok ΔT , pak nejkratší perioda, kterou lze v analýze uvažovat, je $2\Delta T$ (nejvyšší frekvence je $\pi/\Delta T$). Všechny frekvence vyšší neovlivní analýzu.
 - Analýza výbuchem vyžaduje ΔT 0,00001 sek.
- v) Scénáře výbuchu
 - Výbuch lze modelovat jako tlakovou vlnu ve volném poli na povrchu. Tlak vyplývající z tlakové vlny je funkcí hmotnosti výbušniny, vzdálenosti k výbušnině a času. Alternativně lze použít uživatel výbuchu (viz (Laszlo et al. 2020)). V případě potřeby lze použít pokročilé techniky předpověď zatížení včetně CFD.
- vi) Okrajové podmínky a počáteční stav
 - Okrajovými podmínkami mohou být buď zabránění posunutí nebo zabránění rotace. Také podpěry mohou být tuhé podpěry a/nebo deformovatelné podpěry.
 - Pro numerické řešení časově závislého problému jsou vyžadovány počáteční podmínky (hodnoty rychlosti a zrychlení na začátku pohybu, $t = 0,0$). Ve výchozím nastavení jsou počáteční podmínky těla (konstrukce) nastaveny na nulu, pokud pohyb začíná z klidu.
- vii) Rovnovážné rovnice
 - Celková rovnovážná množina rovnic v dynamické úloze je:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (11)$$

kde $[M]$ je matice hmotnosti, $[C]$ je matice tlumení, $[K]$ je matice tuhosti, $\{f\}$ je vektor vnějšího zatížení a $\{x\}$ je vektor posunutí.

Řešení dynamických problémů využívá metodu integrace krok za krokem. Řešení rovnic rovnováhy se řeší pomocí exaktního řešiče (v ELS, Choleského rozklad).

4.3.3 Vnitřní výbuch plynu – Explicitní návrh

4.3.3.1 Obecné (EN 1991-1-7 2006)

Vnitřní exploze musí být zohledněny při návrhu částí budovy, kde se spaluje nebo reguluje plyn, nebo kde je skladován nebo přepravován výbušný materiál, jako jsou výbušné plyny nebo kapaliny tvořící výbušnou páru nebo plyn, např. obydlí s plynovými instalacemi. Konstrukce musí být navrženy tak, aby odolávaly postupnému zhroucení vlivem vnitřního výbuchu. Návrh umožňuje zřícení omezené části konstrukce za předpokladu, že nezahrnuje klíčové prvky, na kterých závisí stabilita celé konstrukce (viz tabulka 6). Mělo by se předpokládat, že výbušný tlak působí účinně současně na všechny ohraničující povrchy uzavřeného prostoru, ve kterém k výbuchu dojde. Při výpočtu odezvy konstrukce lze použít trojúhelníkovou funkci zatížení-čas s dobou trvání 0,2 s. Měla by být provedena studie citlivosti na funkci zatížení-čas, aby se určila doba největší zátěže v průběhu 0,2 s.

Tabulka 6. Návrhové úvahy pro výbuch plynu jako funkce tříd následků (EN 1991-1-7, 2006)

CC1	Není potřeba žádné zvláštní posouzení účinků výbuchu, kromě dodržování pravidel pro styčníky a vzájemné působení mezi komponentami v EN 1992 až EN 1999
CC2	Klíčové prvky konstrukce mohou být navrženy tak, aby odolávaly zatížení pomocí ekvivalentního statického modelu zatížení
CC3	Měla by být použita dynamická analýza

4.3.3.2 Ekvivalentní přiblížení statického tlaku

Podle EN 1991-1-7 lze ekvivalentní statický tlak související s výbuchy zemního plynu vypočítat pomocí následujících vzorců:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (12)$$

nebo

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2} \quad (13)$$

podle toho, co je větší.

kde:

- p_d je nominální ekvivalentní statický tlak pro návrh konstrukce [kN/m²];
- p_{stat} rovnoměrně rozložený statický tlak, při kterém ventilační komponenty selžou [kN/m²];
- A_v volná plocha výfukových otvorů v [m²];
- V celkový vnitřní objem objektu v [m³].

Pokud stavební prvky s různými hodnotami p_{stat} přispívají k ventilační oblasti, pak má být použita největší hodnota p_{stat} . Neměla by být brána v úvahu hodnota p_d větší než 50 kN/m². Poměr plochy ventilačních otvorů a objemu by měl odpovídat následujícímu vzorci:

$$0.05m^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15m^{-1} \quad (14)$$

4.3.3.3 Dynamický přístup (metoda TNT ekvivalentu)

Principem metody TNT ekvivalentu je přeměna hmotnosti plynu (nebo oblaku páry) na ekvivalentní nálož TNT. Ekvivalentní nálož TNT se odhaduje z obsahu energie v explodujícím oblaku plynu. Ekvivalentní hmotnost W_{TNT} lze vypočítat na základě následujícího vztahu:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}} \quad (15)$$

kde:

- η je TNT ekvivalent založený na energii (účinnostní faktor) [-];
- W_g hmotnost páry v oblaku plynu (= hmotnost vzduchu a směsi hořlavých plynů) [kg];
- E_c spalné teplo uvažované hořlaviny [kJ/kg];
- E_{TNT} výbuchové energie TNT [4680 kJ/kg].

U typických uhlovodíků (např. metan, propan, butan) lze energii ($\frac{E_c}{E_{TNT}}$) uvažovat jako 10. Pro výbuch zemního plynu, pokud je TNT ekvivalent výbušniny uvažován jako 20 %, $\eta = 0,2$, lze odhadnout ekvivalentní hmotnost TNT (za předpokladu počátečního atmosférického tlaku) pomocí následujícího vztahu (Bjerketvedt a kol., 1997b; Harris a Wickens, 1989):

$$W_{TNT} \cong 0.16V [kg] \quad (16)$$

kde:

- $V [m^3]$ je menší z celkového objemu naplněné oblasti nebo objemu oblaku plynu.

Pokud je známa ekvivalentní hmotnost TNT, pak lze výbuchové charakteristiky tlakové vlny (tlak, impuls, trvání) určit pomocí metod v čl. 4.3.2.

Omezení metody TNT ekvivalentu jsou:

- Tuto metodu lze s uspokojivými výsledky použít u silných výbuchů oblaků plynu. Pro tlaky výbuchu pod 1 bar bude metoda TNT ekvivalentu nadhodnocovat tlak.
- Odchylka je malá pro popis efektů ve vzdálené oblasti, zatímco je velká pro popis efektů v blízké oblasti.
- Metoda TNT ekvivalentu může být užitečná jako hrubá aproximace, pokud se použije TNT ekvivalent 20 % a vhodná hodnota pro V (nebo odpovídající hmotnost uhlovodíku).

4.4 Požár jako mimořádná událost

Při navrhování ocelových a ocelobetonových konstrukcí se má uvažovat pomocí normativního přístupu podle Eurokódu. Konstrukční přístupy jsou uvedeny v částech 1-2 EN 1993 a EN 1994 a jsou podrobně popsány v podkladech FAILNOMORE (Demonceau a kol., 2021).

Požár jako mimořádná událost by měla být chápána jako událost, na které se z hlediska intenzity nebo umístění stavební předpisy nevztahují z důvodu jejich nízké pravděpodobnosti vzniku, ale které mohou být spojeny s významnými následky (Wald a kol, 2009).

4.4.1 Prevence a eliminace nebezpečí

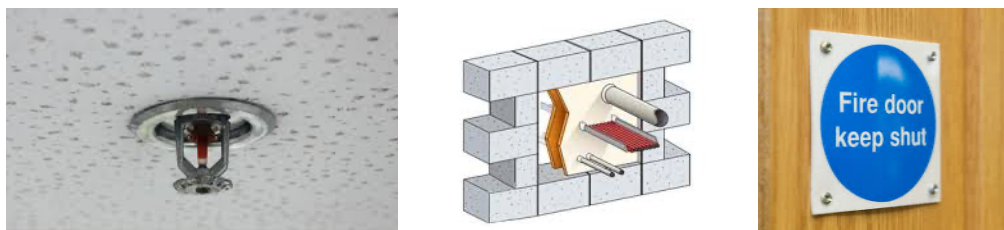
Požár v budovách může být důsledkem událostí, jako je výbuch a zemětřesení, nebo může být zapálen (nedbalé zápalek, cigaret a dýmek, vadná elektroinstalace nebo elektrické zařízení, nedbalé používání kuchyňského vybavení atd.). Prvním krokem k zamezení vznícení ohně je vyloučení jakýchkoliv vznětlivých materiálů v budově (sklad chemikálií, benzínu).

Stavební předpisy stanovují pravidla pro skladování materiálů v budovách – je skladování kolem sloupů zakázáno. Dalšími aspekty, které zákon upravuje, jsou materiály používané na fasády a vzdálenost mezi budovami pro snížení rizika šíření požáru mezi budovami a podél budovy. Mezi další systémy zabraňující šíření požáru (pasivní i aktivní) a zmírňující účinek nebezpečí patří:

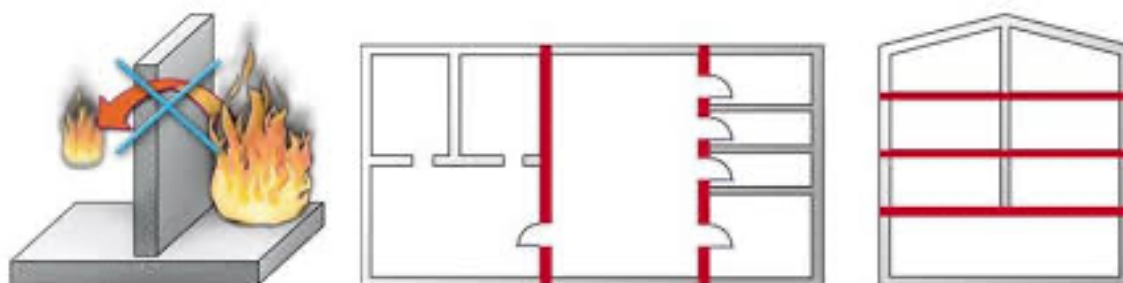
- Hasicí přístroje – aktivují se ručně, když se objeví požár
- Sprinklery – automatické systémy aktivované při vzniku kouře nebo vysoké teploty
- Protipožární stěny – svislé izolace zabraňující šíření požáru
- Odvzdušňovací izolátory – izolace jakýchkoli otvorů mezi oddíly
- Rozčlenění na požární úseky – rozdělení budovy na části, mezi kterými se nešíří požár

Důležitá je rychlá detekce požáru a systémů včasného varování a evakuace, které umožňují rychlou evakuaci osob a aktivaci hasičů a systémů k zastavení požáru. Pro účel lze uvažovat o následujícího vybavení:

- detektory kouře;
- tepelné detektory;
- poplašné systémy;
- značení únikových cest.



Obrázek 20. Sprinkler, odvzdušňovací izolátory, protipožární dveře



Obrázek 21. Požární stěna a rozdělení na požární úseky



Obrázek 22. Hasicí přístroje a systémy včasného varování.

4.4.2 Strategie návrhu

Příkladem požáru jako mimořádné události je lokální požár kolem sloupu, když by za normální situace požární zatížení nemělo být umístěno, vlivem mimořádného tepelného zatížení. Toto zatížení lze

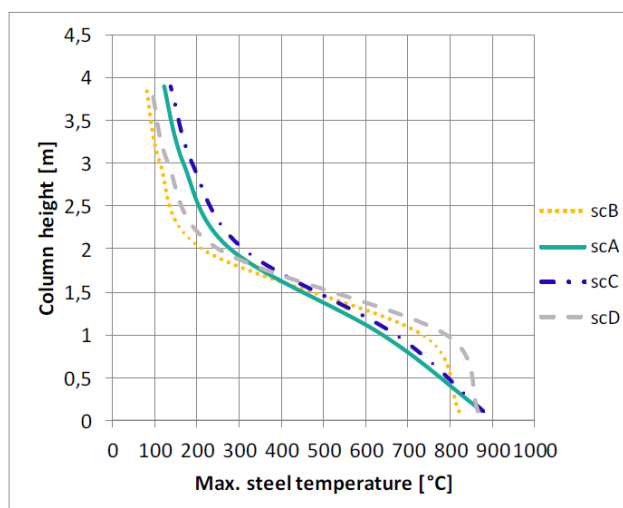
uvažovat pomocí modelu definovaného v příloze C normy EN 1991-1-2 a/nebo pomocí pokročilých modelů požáru, jako jsou oblastíové modely nebo CFD modely. Vzor přílohy C je uveden v čl. 4.4.2.1, zatímco doporučení pro pokročilé modelování požáru jsou uvedena v čl. 4.4.2.2.

Na základě nedávných výsledků výzkumu lze zdůraznit, že zvýšení teploty vlivem neočekávané lokální požární situace pravděpodobně nepovede ke zřícení některých nosných prvků a ke ztrátě stability konstrukce, pokud konstrukce byla navržena na zatížení požárem podle pravidel Eurokódu a národních požadavků.

Tabulka 7 ukazuje čtyři požární scénáře a zatížení, které bylo analyzováno s ohledem na lokální požár vedle sloupu. Výsledné rozložení teploty podél sloupů je znázorněno na obrázku 23. Jak je vidět, ve spodní části sloupu (do 1 m) je dosahováno významných teplot oceli, které by mohly způsobit místní vyboulení nebo plastickou poruchu.

Tabulka 4. Různé lokální požární scénáře pro kancelářské budovy a komerční prostory (Demonceau a kol., 2021)

Scénář	Průměr základny požáru	Rychlost uvolňování tepla	Hustota požárního zatížení	Rychlost růstu požáru
A	2 m	250 kW/m ² (kancelářská budova)	511 MJ/m ² (kancelářská budova)	300 s (kancelářská budova)
B	1 m	500 kW/m ² (kancelářská budova)	511 MJ/m ² (kancelářská budova)	300 s (kancelářská budova)
C	2 m	250 kW/m ² (komerční prostory)	730 MJ/m ² (komerční prostory)	150 s (komerční prostory)
D	1 m	500 kW/m ² (komerční prostory)	730 MJ/m ² (komerční prostory)	150 s (komerční prostory)



Obrázek 23. Zvýšení teploty podél výšky sloupu pro různé scénáře lokálního požáru (Demonceau a kol., 2021)

Závažnější situace z hlediska robustnosti, s požárem definovaným jako mimořádné zatížení, nastává, když se uvažuje sled scénářů mimořádných událostí, jako je požár po zemětřesení, nárazu nebo explozi. V těchto situacích je konstrukce poškozena již po první události, takže běžný požární návrh již neplatí, protože návrh bere v úvahu, že konstrukce je nepoškozená. Požár by proto měl být považován za mimořádné zatížení. Pro případy lze pro návrh robustnosti zvážit scénáře ztráty sloupu, viz čl. 5, jako bezpečný přístup.

4.4.2.1 Model lokálního požáru

V Eurokódu je model lokálního požáru, nebo požár před vzplanutím, uvažován jako požár, kde je nepravděpodobné, že by došlo k celkovému vzplanutí. V závislosti na velikosti požáru a požárního úseku může nebo nemusí lokální požár zasáhnout strop úseku. V tomto modelu není teplota plamene, kouře a okolních plynů rovnoměrná. Tento model je popsán v příloze C normy EN 1991-1-2.

Lokální požár se dotýká stropu požárního úseku při délce plamene L_f , stanoveného podle rovnice (17), když je jeho délka stejná nebo vyšší než vzdálenost mezi zdrojem ohně a stropem H :

$$L_f = 0,0148Q^{0,4} - 1,02D \quad (17)$$

kde D je průměr ohně a Q je rychlost uvolňování tepla, příloha E normy EN 1991-1-2.

Teplota plamene podél symetrické svislé osy plamene, když $L_f < H$ se stanoví podle rovnice (18):

$$\theta_{(z)} = 20 + 0,25Q_c^{2/3}(z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad (18)$$

kde Q_c je konvekční část rychlosti uvolňování tepla ($=0,8Q$); Z je výška plamene podél jeho osy; Z_0 , je virtuální počátek požáru (podle vztahu (19)).

$$Z_0 = -1,02D + 0,00524Q^{2/5} \quad (19)$$

Pro případy, kdy plamen dosahuje stropu, je čistý tepelný tok dopadající na jednotku povrchové plochy v úrovni stropu vystavené účinkům požáru dán vztahem (20):

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) - \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4] \quad (20)$$

kde \dot{h} je tepelný tok dopadající na jednotku povrchové plochy v úrovni stropu; α_c je součinitel přestupu tepla prouděním; θ_m je teplota na povrchu prvku; Φ je polohový faktor; ε_m je povrchová emisivita prvku (0,7 – uhlíková ocel; 0,8 nerezová ocel) ε_f je emisivita požáru; σ je Stefan-Boltzmannova konstanta ($= 5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$).

4.4.2.2 Pokročilé modely požáru

Pro pokročilých modelů požáru je potřeba použít specifický software.

- Zónové modely – viz příloha D EN 1991-1-2 pro základní rovnice zachování hmoty a energie. Příklady softwaru, který lze použít, jsou CFAST od NIST nebo OZONE vyvinutý na Univerzitě v Liege.
- CFD model (Computational Fluid Dynamic Model) – návrhy viz příloha D normy EN 1991-1-2. Příkladem softwaru, který lze použít pro analýzu CFD, je FDS od NIST.

4.5 Zemětřesení jako mimořádná událost

Seismické riziko vyplývá z interakce seismického nebezpečí a zranitelnosti konstrukce. Proto lze zemětřesení považovat za mimořádnou událost, když platí:

- Konstrukce není vůbec dimenzována na seismické působení, např. je dimenzována na účinky stálého zatížení a zatížení větrem (např. když staveniště není v době výstavby považováno za seismické) nebo je dimenzováno pro nižší seismické nebezpečí je výjimečné.
- Konstrukce je seismicky zranitelná (existující poškození, systém není navržen podle aktuálních normových požadavků).

4.5.1 Prevence a eliminace nebezpečí

Zemětřesení je náhlé uvolnění napětí nahromaděné v zemské kůře. Jsou způsobena prasknutím geologických zlomů. Mezi další příčiny patří vulkanická činnost, sesuvy půdy (vše s přirozenými příčinami), ale lidské činnosti (výbuchy v dolech, jaderné testy, těžba ropy/plynu). Vzhledem k jeho

povaze není možné seizmickému ohrožení zabránit ani jej eliminovat. Proto je redukce a prevence následků (např. konstrukční/nekonstrukční poškození) úzce spojena s konstrukcí budovy a integrovanými systémy, které pomáhají budově adekvátně reagovat na seizmické působení, viz další sekce.

4.5.2 Návrhové normy

I když nejsou vyhodnoceny vlastnosti konstrukce v případě seizmické události, normativní požadavky mohou zlepšit seizmickou odezvu s minimálním inženýrským úsilím a konstrukčními zásahy. Přístup je zvláště výhodný pro neseizmické oblasti. Upřednostňuje systémy, materiály a detaily s chováním prokázaným při minulých seizmických událostech. Výběr konstrukční konfigurace a znalosti o stavu budovy, kroucení, tlumení, tažnosti, pevnosti, tuhosti mohou pomoci určit nejvhodnější strategii návrhu, kterou je třeba použít:

- Konfigurace budovy: pojem definuje velikost a tvar budovy a konstrukční a nekonstrukční prvky. Konfigurace budovy určuje způsob distribuce seizmických sil v konstrukci, jejich relativní velikost a další aspekty návrhu. Budovy s běžnou konfigurací mají obecně:
 - Nízké poměry výšky k základně
 - Stejně výšky podlaží
 - Symetrický půdorys
 - Jednotné řezy a pohledy
 - Největší kroucí odolnost
 - Krátké rozpětí a tvarovou přeurčitost
 - Přímé trajektorie zatížení
 - Návrh sekundárních/nekonstrukčních prvků, aby se zabránilo úlomkům.
- Kroucí efekty: vznikají vlivem asymetrického rozložení setrvačných hmot a/nebo tuhostí. Symetrické uspořádání povede k vyvážené tuhosti a snížení kroucích účinků. Doporučuje se pravidelnost v půdorysu a ve výškách podlaží.
- Kontrola vibrací: budovy špatně absorbují dynamické rázy a rozptylují vibrace tím, že je pohlcují. Ke zlepšení odezvy lze použít systémy:
 - Izolaci základů oddělit budovu od země takovým způsobem, že seizmická energie přenášená do horní stavby je výrazně snížena. Nejvhodnějšími pro izolaci základů jsou nízké až středně vysoké budovy postavené na pevných půdách. Výškové budovy nebo budovy postavené na měkkých půdách nejsou pro izolaci základů vhodné.
 - Systémy pasivního tlumení. Nejběžnější aplikací je zařízení hmotnostního tlumiče (TMD), které se skládá z hmoty, pružiny a tlumiče, který je připevněn ke konstrukci. Seizmická energie je rozptýlena setrvačnou silou tlumiče na konstrukci.
 - Systémy aktivního tlumení. Aktivní tlumiče hmoty ruší vibrace působením proti budícím silám narušeného hlavního systému. Každý tlumič se skládá z pohonu, řídicího systému a napájecí elektronické jednotky. Všechny komponenty tlumiče jsou vzájemně vyváženy, takže síla tlumiče působí přesně v opačném směru než budící síla.
 - Poloaktivní tlumicí systémy, které využívají nejlepších vlastností pasivních i aktivních tlumících systémů. Termín poloaktivní se používá k označení toho, že provoz těchto systémů vyžaduje malé množství externí energie. Tlumicí síly jsou vyvíjeny prostřednictvím vhodného nastavení charakteristik tlumení nebo tuhosti.
- Pevnost a tuhost: Pevnost je vlastnost materiálu, který je schopen odolávat působícím silám. Tuhost materiálu je stupeň odolnosti proti průhybu. Výběr únosnosti a tuhosti by měl být proveden s ohledem na rovnováhu mezi deformovatelností a kapacitou únosnosti.
- Tažnost: Tažnost je vlastnost materiálu (jako je ocel) nebo prvku odvádět část energie plastickou deformací. Tažné prvky typicky selhávají až po vzniku značných plastických

deformací. Neduktilní prvky, jako jsou slabě vyztužené betonové prvky, se porušují křehkým lomem, bez plastických deformací. Požadavky na tažnost se mohou vztahovat jak na prvky, tak na jejich přípoje.

- U prvků se hlavní požadavky zaměřují na štíhlost a prevenci nestability (např. klopení nosníků) před dosažením jejich plastické pevnosti. Na úrovni průřezu jsou upřednostňovány duktilní nebo poloduktilní průřezy (třída 1, třída 2).
- Pro přípoje se doporučují symetrické konfigurace, protože mohou poskytnout stabilnější hysterézní odezvu během po sobě jdoucích cyklů. Také komponenty, u kterých může dojít ke křehkému porušení (např. svary, šrouby), musí být navrženy se zvýšenou pevností. Pro zajištění tažného chování styčnicků lze dodržet doporučení z čl. 2.2.

4.5.3 Strategie návrhu

Po zemětřesení je primárním zájmem stav konstrukce a to, zda je zajištěna před kolapsem při působení stálého zatížení, následných otřesů a před dalšími nebezpečími (FEMA P-2090, 2021). Pokud konstrukce postrádá robustnost, existuje riziko dalšího poškození nebo postupného zhroutení při následném otřesu nebo jiných nebezpečích, a to i když konstrukce zpočátku odolává pohybu země. Aby se předešlo takovému katastrofickému scénáři, je třeba posoudit zbytkovou únosnost budovy. Zbytkovou únosnost po zemětřesení lze definovat jako závislost:

- Příčné vyztužení prutové soustavy a minimálního zrychlení, které odpovídá lokálnímu nebo globálnímu zřícení během následného otřesu.
- Tíhová únosnost a nejmenší úrovně gravitačního zatížení, které odpovídá lokálnímu nebo globálnímu zřícení po ničivém zemětřesení.

Postup pro posouzení robustnosti při zemětřesení je uveden dále.

i) Krok 1: Návrh pro trvalé a seismické návrhové situace

Konstrukce je nejprve navržena tak, aby splňovala požadavky v Eurokódu, viz obrázek 24.a, pro nové konstrukce. Seismickou odezvu lze vypočítat pomocí nelineární statické analýzy (metoda N2, EN 1998). Má se postupovat podle doporučení z EN 1993-1-14 (2020) pro vhodných materiálů a modelování konstrukčních prvků.

Obecný vztah zatížení-deformace konstrukčního prvku lze charakterizovat pomocí prEN 1998-1-2 2019, příloha L (obrázek 24.b). Komponentní model by měl být definován charakteristikami:

- efektivní elastická tuhost, K_e zohledňující jak ohybovou, tak smykovou deformaci.
- mez kluzu, která je definována efektivní mezí kluzu Q_y^* a odpovídající deformací na mezi kluzu δ_y^* .
- rozsah po dosažení meze kluzu, ve kterém konstrukční prvek vykazuje zpevnění před dosažením své největší pevnosti, Q_{max}^* .
- plastická deformace před dosažením maxima, δ_p^* definuje plastickou deformaci až do největší odezvy konstrukčního prvku.
- odezva po dosažení maxima je reprezentována plastickou deformací prvku, δ_{pc}^* .

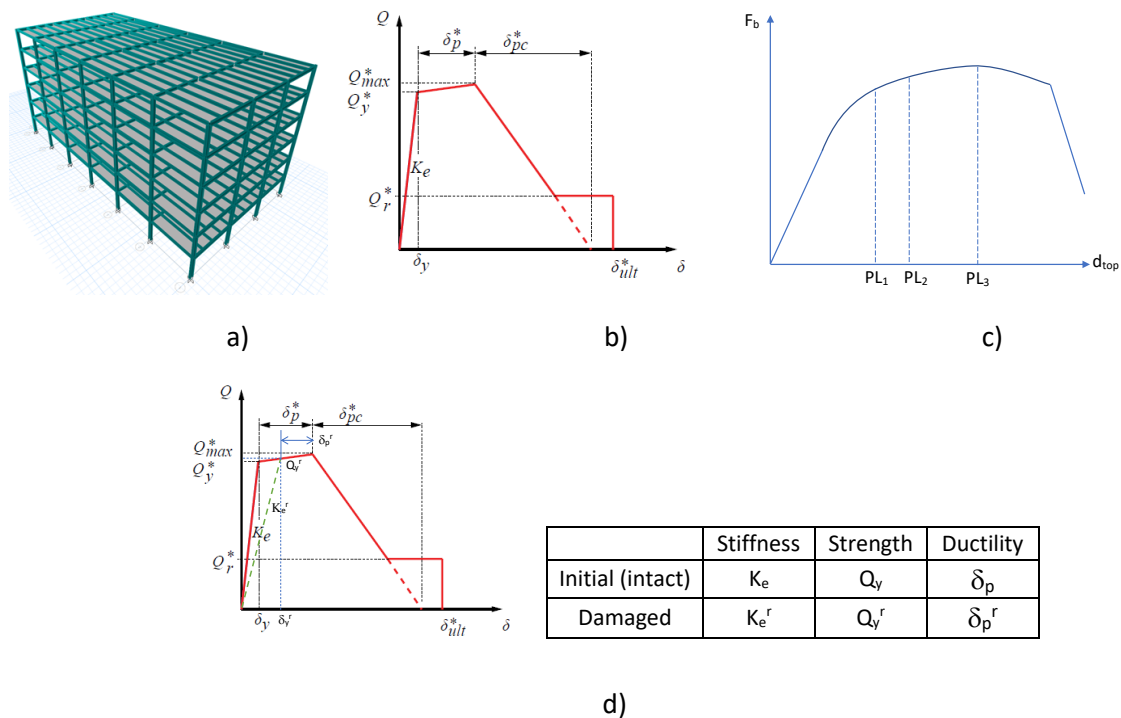
Globální seismické chování lze prezentovat ve formě závislosti smykové síly a horního posunutí $F_b - d_{top}$, viz obrázek 24.c. Úrovně výkonu (PL) jsou definovány odpovídajícím maximálním horním posunutím, tj., PL_1 (omezené poškození), PL_2 (střední poškození) and PL_3 (velké škody). V závislosti na úrovni nebezpečí se očekává určitá úroveň poškození.

ii) Krok 2: Vyhodnocení zbytkové kapacity po zemětřesení

Po vyhodnocení lokálních a globálních požadavků na tažnost (Krok 1) jsou pro poškozené prvky (tj. prvky s plastickou deformací) zavedeny úpravy, jejichž výsledkem je upravený nelineární model, viz obrázek 24.d. Zbytková pevnost sloupu se konzervativně považuje za nulovou, pokud je největší odezvy dosaženo během seismického pohybu. Je třeba počítat s P- Δ efektem (zejména jsou-li zbytkové příčné deformace po zemětřesení významné).

Odolnost prutové konstrukce proti následnému seismickému otřesu může být vyhodnocena pomocí nelineární analýzy (např. analýza náhradní vodorovnou silou, pushover).

Odolnost prutové konstrukce proti postupnému zhroucení při stálém zatížení lze vyhodnotit statické analýzou pomocí metod v kapitole 5.3.



Obrázek 24. Kroky vyhodnocení seismické robustnosti pro prutové konstrukce (upraveno podle Polese a kol., 2012): a) pohled s modelem budovy; b) obecná definice vztahu zatížení-deformace pro ocelové a ocelobetonové konstrukční prvky; c) křivka seismické kapacity získaná v nelineární statické analýze pro nepoškozenou (počáteční) konstrukci; d) parametry modelování pro poškozené plastické klouby

5 Neidentifikované hrozby

5.1 Výběr strategií návrhu

Neidentifikované hrozby se vztahují k mimořádným akcím, které nejsou konkrétně brány v úvahu normami nebo indikované klientem nebo jinými zúčastněnými stranami, nebo k jakýmkoli jiným akcím vyplývajícím z nespécifikovatelných příčin. Kvůli nejistotám ohledně povahy, velikosti a místa působiště (oblasti) neidentifikované náhodné akce je nemožné odhadnout požadované chování konstrukce. V současné době se strategie návrhu, které mají dosáhnout adekvátní úrovně robustnosti konstrukce, snaží především omezit rozsah lokálního poškození, ať už je iniciační příčina jakákoli.

Identifikaci lokálního poškození, které je třeba zvážit, se zabývá čl. 5.2, zatímco strategie návrhu pro kontrolu přiměřené úrovně robustnosti jsou popsány v čl. 5.3 (alternativní metody trajektorie zatížení), 5.4 (metoda klíčových prvků) a 5.6 (metoda segmentace).

5.2 Identifikace místních škod

Obecně je hlavním cílem návrhu konstrukce na robustnost zajistit, aby jakékoli lokální poškození vyplývající z nepředvídaných extrémních událostí nezpůsobilo nepřiměřené zhroucení. V tomto ohledu musí být jakýkoli scénář lokálního poškození nezávislý na hrozbě. V souladu s tím je třeba identifikovat lokální poškození, které je třeba uvažovat při návrhu.

Pokud se postupuje při navrhování podle EN 1991-1-7, pak lokální poškození, které je třeba uvažovat u stavebních konstrukcí zařazených do vyšších tříd následků (CC2b a CC3), je odnětí každého sloupu nebo každého nosníku podpírajícího sloup nebo jakékoli části nosné stěny (jedné ve stejném čase a v každém podlaží budovy).

Koncept fiktivního odnětí nosných prvků uvedený v EN 1991-1-7 představuje odnětí sloupu na světlé výšce mezi styčníky v úrovni podlah. Prvky jsou odstraněny bez ovlivnění koncových styčnic/styčniců. Pomyslné odnětí sloupu nemusí být konzervativní vlivem nekonečným možnostem scénářů zatížení a interakce zatížení a konstrukce. Pro proveditelné posouzení schopnosti konstrukčního systému přenášet zatížení alternativními cestami je teoretické odnětí považováno za efektivní a praktické.

V evropských návrhových normách není uvedeno, zda toto teoretické odnětí sloupu lze modelovat jako okamžité nebo kvazistatické. Úvaha o kvazistatickém odnětí umožňuje (i) jednodušších nástrojů, protože není třeba počítat s mi dynamickými vlivy, a (ii) mít dobrý přehled o schopnosti konstrukce aktivovat alternativní dráhy zatížení. Při lokální části ztrátě konstrukce se maximalizují setrvačné účinky; zejména náhlá ztráta sloupu přináší velkou následnou reakci stavebních konstrukcí ve srovnání s poškozením sloupu vlivem výbuchu (Gudmundsson a Izzuddin, 2010). Poškozené prvky mají zbytkovou kapacitu, která se konzervativně nebere v úvahu. S výjimkou metody zbytkové pevnosti.

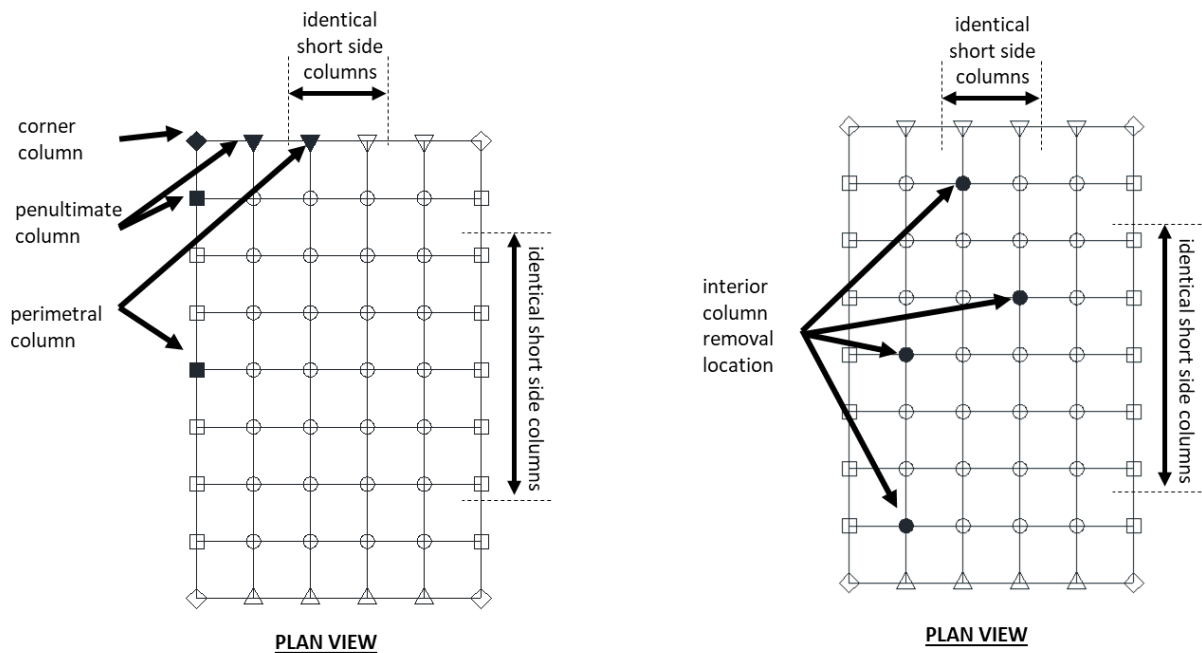
Podle EN 1991-1-7 se uvažuje postupné odnětí nosných prvků, což vyžaduje značné množství výpočtů. Existují možnosti snížení počtu scénářů lokálního poškození, které je třeba uvažovat při navrhování. Uplatní se v běžných konstrukcích, pro které lze identifikovat scénáře návrhu s ohledem na symetrii konstrukce, okrajových podmínek a další principy inženýrského uvažování. Podle UFC 04-023-03 (DoD, 2016) je třeba uvažovat nejméně ztrátu sloupů pro půdorys podlaží, viz obrázek 25:

- vnější sloupy a vnitřní sloupy blízko středu krátké strany a středu dlouhé strany;
- roh budovy;
- sloupy v místech, kde se výrazně mění půdorysná geometrie konstrukce, jako je náhlé zmenšení velikosti pole nebo vnitřní rohy;

- sloupy s vedlejšími sloupy lehce zatíženými nebo sousední pole s různými velikostmi rozponů;
- místa, kde se prvky spojují v orientacích nebo výškách;
- místa, kde má konstrukce jakoukoli svislou nespojitost zatížení (tj. podmínky přenosu) (GSA, 2016).

Pro umístění z hlediska samotného podlaží je třeba uvažovat následující:

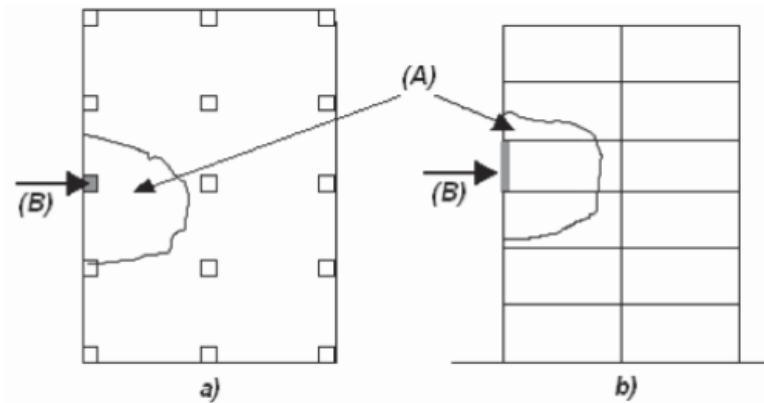
- první nadzemní podlaží;
- podlaží pod střechou;
- podlaží ve střední výšce;
- podlaží nad místem přípoje sloupu nebo změnou velikosti sloupu.



Obrázek 25. Scénáře fiktivního odnětí vnějších a vnitřních sloupů (DoD, 2016)

Pro uvažovaný scénář lokalizované poruchy by měl být omezen rozsah škod, které by způsobil. Příloha A normy EN 1991-1-7 a příloha E návrhu druhé generace EN 1990 (prEN 1990, 2019) specifikuje limit jako 15 % podlahové plochy nebo 100 m², podle toho, která z hodnot je menší, a to na každém ze dvou přilehlých podlaží, viz obrázek 26. Přijatelná mez poškození může být definována objednatelem nebo orgány na základě požadavků na chování konstrukce souvisejících s významem konstrukce a důsledky takového poškození na bezpečnost života, ochranu cenných obsahů nebo minimalizaci provozních nákladů.

Pokud pro příslušný scénář nelze dodržet limit poškození, znamená to, že scénář (lokální poškození) nemůže nastat, a proto je třeba zabránit selhání nosného prvku, o kterém se předpokládalo, že se ztratí, a navrhnout jej jako klíčový prvek.



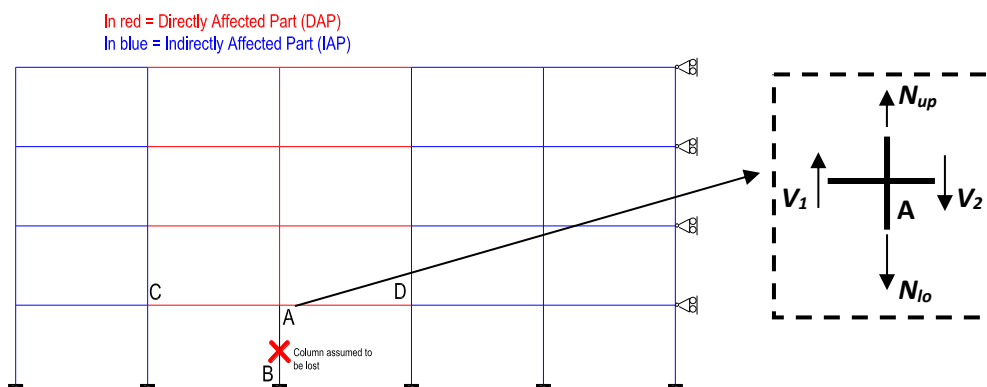
Obrázek 26. Přijatelný limit poškození v případě odnětí sloupu v prutové konstrukci. Limit A je 15 % podlahové plochy nebo 100 m², podle toho, která hodnota je menší, v každém ze dvou sousedních podlaží. B je sloup pomyslně odstraněný. a) Půdorys b) Řez (EN 1991-1-7, 2006)

5.3 Metoda alternativního přenosu zatížení

Stavební konstrukci, která je vystavena ztrátě sloupu, lze rozdělit na dvě hlavní části, jak je znázorněno na obrázku 27:

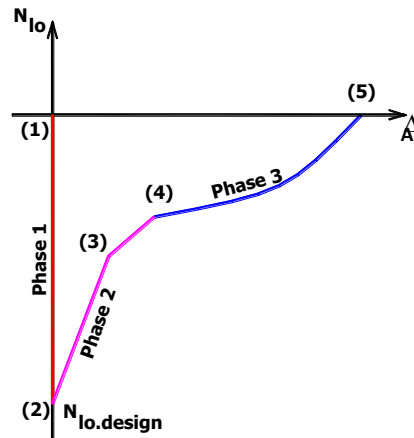
- Ovlivněná (Directly Affected Part, DAP), představuje část budovy ovlivněnou ztrátou sloupu, tj. nosníky, sloupy a styčníky mezi nosníky a sloupy, které jsou těsně nad porušeným sloupem;
- Neovlivněná (Indirectly Affected Part, IAP) zahrnuje zbytek konstrukce; toto je ovlivněno zatížením vznikajícím v ovlivněné části; ale je zřejmé, že síly jsou samy ovlivňovány vlastní reakcí neovlivněné části.

Pokud dojde rozdělení konstrukce v horní části porušeného sloupu, viz obrázek 27, jsou identifikovány různé vnitřní síly ve svislém směru: (i) smyková zatížení V_1 a V_2 na koncích nosníku v blízkosti selhávajícího sloupu, (ii) osová síla N_{up} ve sloupu těsně nad vadným sloupem a (iii) osová síla N_{lo} v selhávajícím sloupu.



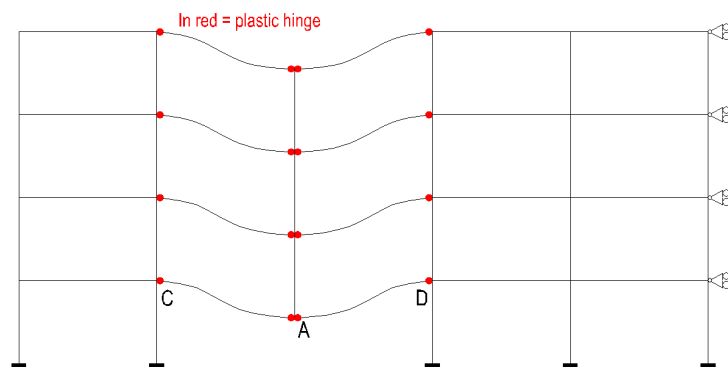
Obrázek 27. Schéma prutové konstrukce při ztrátě sloupu (DAP červeně, IAP modře)

Na obrázku 28 je křivka představující průběh svislého posunutí Δ_A pro sílu N_{lo} v porušeném sloupu během mimořádné události.



Obrázek 28. Průběh N_{lo} v závislosti na vertikálním posunutí v horní části porušeného sloupu

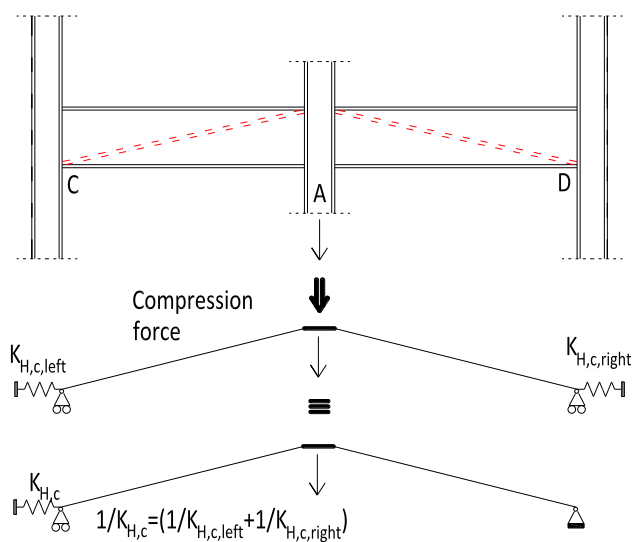
- Od bodu (1) do bodu (2) (1. fáze) roste osová síla N_{lo} ve sloupu AB, dokud nedosáhne hodnoty $N_{lo.design}$ pro mimořádná návrhová zatížení, o kterých se předpokládá, že působí, když nastane mimořádná událost; (N_{lo} je na obrázku uváděno se záporným znaménkem v tlaku), zatímco Δ_A zůstává během fáze přibližně rovna 0.
- Od bodu (2) do bodu (5) je sloup vlivem mimořádné události postupně odstraňován. Tlaková síla ve sloupu AB se snižuje, dokud nedosáhne hodnoty rovné 0 v bodě (5). Sloup je považován za zcela odstraněný. Současně se zvyšuje hodnota Δ_A . Během fáze odtížení lze identifikovat různé odezvy konstrukce, které by se mohly vyvinout:
 - Z bodu (2) do bodu (4) (Fáze 2): během fáze přechází ovlivněná součást z plně elastického chování (z bodu (2) do bodu (3)) ke globálnímu plastickému mechanismu. V bodě (3) se v ovlivněné části objevují první plastické klouby, zatímco v bodě (4) se vyvinuly mechanismy nosníku. Je zřejmé, že příspěvek, který je znázorněn na obrázku 29, může nastat tehdy, když styčníky s částečnou nebo plnou únosností spojují konce nosníku se sloupy; u styčnic s částečnou únosností se plastické klouby vyskytují ve styčnicích, zatímco u styčnic s plnou nebo zvýšenou únosností se vyvíjejí v koncových částech nosníku, viz čl. 2.2.1.



Obrázek 29. Rozvoj plastických mechanismů v nosnicích v ovlivněné oblasti

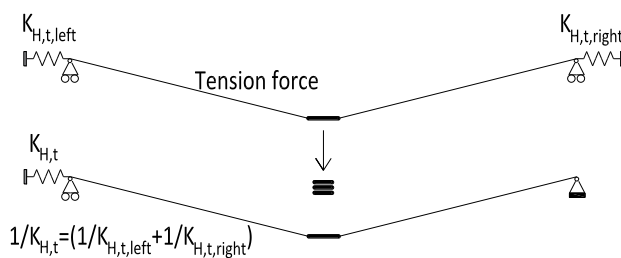
V některých specifických situacích, které budou podrobně popsány v následujících částech, je příspěvek plastického mechanismu k robustnosti doplněn příspěvkem tzv. klenbový efekt. Tento efekt klenby je znázorněn na obrázku 30 pro spodní nosníky DAP konstrukce zobrazené na obrázku 29. Ve skutečnosti, vzhledem ke skutečné nenulové výšce nosníku a kinematickým podmínkám, které je třeba respektovat při vytváření mechanismu, body C a D se musí nejprve od sebe oddálit, než se budou postupně přibližovat, když se svislé posunutí stane významným.

To indukuje membránové tlakové síly v nosnících, a tak je umožněn rozvoj klenbového efektu (který může být zobrazen ve formě oblouku vyplývajícího ze sklonu úhlopříček nosníku na obrázku 30). Únosnost oblouku je závislá na schopnosti bodů C a D pohybovat se k sobě navzájem. Podélná pružina $K_{H,c}$ na obrázku 30 představuje relativní pohybovou kapacitu. V konkrétní konstrukci znázorněné na obrázku 30 je horizontálnímu posunutí bodu D zabráněno přítomností systému ztužení na pravé straně konstrukce (systém je znázorněn bočními podpěrami v každém podlaží na obrázku 29). Výsledkem je nekonečná hodnota tuhosti $K_{H,c,right}$. Na druhé straně pro bod C je schopnost vodorovného posunu spojena s tuhostí $K_{H,c,left}$ na levé straně neovlivněné části při působení tlakové síly generované při klenbovém efektu. Pokud je na levé straně konstrukce instalováno druhé ztužidlo, pak by tuhost pružiny $K_{H,c,left}$ byla téměř nekonečná a výsledný efekt oblouku by byl poměrně výrazný. Pokud je naopak $K_{H,c,left}$ spíše nízká, bude efekt klenby zcela zanedbatelný. Pro jednoduchost jsou obě hodnoty $K_{H,c,right}$ a $K_{H,c,left}$ sloučeny, jak je znázorněno na obrázku 30, v ekvivalentním součiniteli tuhosti $K_{H,c}$. Geometrie a vlastnosti styčníků nosníku na sloup mohou ovlivnit klenbový účinek; o tom bude pojednáno v příslušných částech.



Obrázek 30. Vývoj klenby v ovlivněné části

- Od bodu (4) do bodu (5) (3. fáze): během fáze (obrázek 31) jsou pozorovány velké posuny v ovlivněné části, a proto hrají důležitou roli účinky druhého řádu. Ve spodních nosnících v zasažené části se vyvine výrazná tažená membrána. Jak je vysvětleno níže, po vytvoření mechanismu nosníku se oba body C a D přiblíží k sobě. Pokud je tomuto pohybu jakkoli zabráněno ($K_{H,c}$ je nyní nahrazeno $K_{H,t}$), objeví se v nosníku osové tahové membránové síly, které vedou k novému významnému příspěvku k robustnosti konstrukce.



Obrázek 31. Přechod do tažené membrány v ovlivněné oblasti

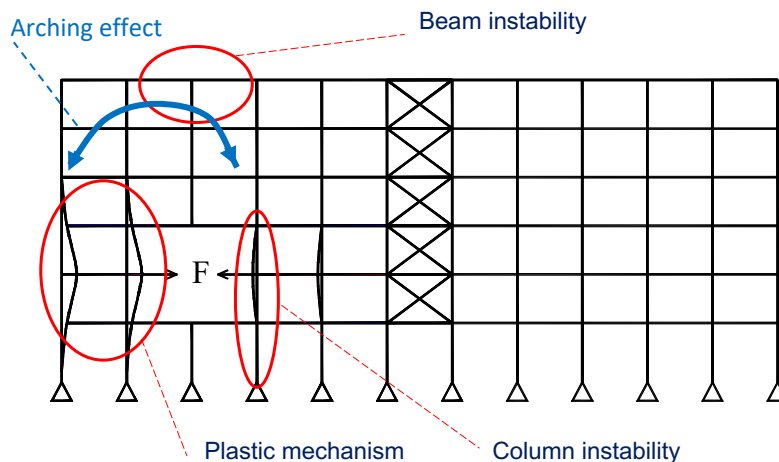
Podle typu styčnicků a konstrukčního systému se tři příspěvky k robustnosti mohou nebo nemusí vyskytovat. Tento bod bude v případě potřeby řešen v následujících částech.

Je třeba poznamenat, že je potřeba bezpodmínečně dodržovat podmínky, aby bylo možné těžit z výše příspěvků k robustnosti:

- únosnost ovlivněné části a jejich součástí (nosníků a styčnicků) je dostatečně velká;
- různé konstrukční prvky mají dostatečnou tažnost a/nebo rotační kapacitu, aby dosáhly svislého posunutí Δ odpovídajícího bodu (5); v blízkosti styčnicků s plnou únosností je tažnost vyžadována od styčnicku a od připojeného nosníku, zatímco v případě styčnicků se zvýšenou únosností je tažnost vyžadována v průřezu nosníku.

Kromě toho by zatížení, která jsou přenášena z ovlivněné části na neovlivněnou část, neměla způsobovat předčasné selhání prvků v části. Z hlediska lze identifikovat tři způsoby selhání (obrázek 32):

- vybočení sloupů v neovlivněné oblasti sousedících s porušeným sloupem, který bude vystaven dodatečným tlakovým silám;
- vývoj globálního plastického mechanismu v neovlivněné části působením membránových sil přenášených z na neovlivněnou část konstrukce;
- vybočení v tlaku horních nosníků v ovlivněné části vlivem možného progresivního vývoje klenbového efektu vyvolaného kyvnou deformovatelností levé části v neovlivněné konstrukci, viz obrázek 32.



Obrázek 32. Možné způsoby porušení v neovlivněné oblasti

Všechny podmínky, jak pro ovlivněné, tak pro neovlivněné části, bude potřeba zvážit a řádně zkontrolovat, aby byla zaručena požadovaná úroveň robustnosti konstrukce, která bude spojena se třemi výše definovanými příspěvky (plastický mechanismus, klenbový efekt nosníku a tažená membrána).

Nakonec je třeba zdůraznit významný příspěvek betonových desek k robustnosti konstrukce. Pokud jsou desky spojeny s ocelovými nosníky, takže se vytvoří ocelobetonový účinek, jejich přínos pro DAP (mechanismus nosníku, klenbový efekt nebo taženou membránu) může být vyvážen deformací ocelobetonových nosníků. Pokud se neuvažuje o ocelobetonovém působení mezi betonovými deskami a ocelovými nosníky, lze při hodnocení robustnosti uvažovat specifickým způsobem vlastní úroveň únosnosti desky. Kromě toho, ať už jde o jakýkoli případ (spřažení nebo ne), desky mají vliv na hodnoty součinitele tuhosti K_c a K_t .

Různé aspekty budou uvedeny v dalších částech, které se postupně zabývají čtyřmi možnými metodami návrhu pro implementaci alternativního přenosu zatížení: metoda vazeb čl. 5.3.1, analytická metoda (čl. 5.3.2), zjednodušená numerická metoda (čl. 5.3.3), pokročilá numerická metoda čl. 5.3.4.

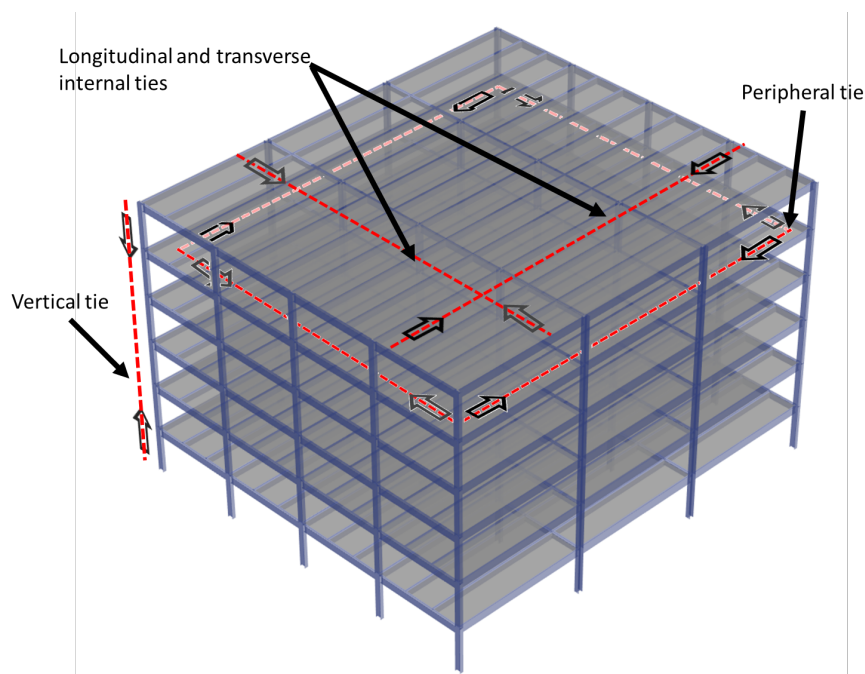
Z těchto metod se tři z nich zaměřují na kvantifikaci tří výše příspěvků k robustnosti konstrukce: analytická metoda, zjednodušená numerická metoda a pokročilá numerická metoda. Naopak, metoda vazeb navrhuje soubor ověření, která nejsou navázána na platné odezvu konstrukce.

Pokud mají být uvažovány dynamické účinky, které by nebyly pokryty aplikací pokročilé analytické metody, zjednodušené numerické metody nebo pokročilé numerické metody, existuje možnost odvodit dynamickou odezvu ze statické. Tento postup je uveden v čl. 5.3.5.

5.3.1 Metoda vazeb

Metoda vazeb je normativní metoda nepřímého návrhu, u které se předpokládá, že poskytuje nejmenší úroveň robustnosti konstrukce a únosnosti proti progresivnímu/neúměrnému zhroucení. Metoda zejména zajišťuje, že je dosaženo nejmenší úrovně spojitosti a únosnosti mezi různými konstrukčními prvky pomocí vodorovných a svislých vazeb, jak je znázorněno na obrázku 33, což má za následek zvýšenou celkovou integritu konstrukce. Tento přístup je převzat návrhových norem a doporučován různými návrhovými směrnici pro zvýšení únosnosti při postupném a/nebo neúměrném zhroucení konstrukcí s nízkým a středním rizikem, např. v EN 1991-1-7: 2006, UFC 4-023-03 (DoD, 2016), ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) a IBC 2009 (ICC, 2018).

Požadavky na vazby jsou typicky specifikovány buď pro vodorovné prvky/komponenty, nebo pro vodorovné a svislé prvky/komponenty v závislosti na úrovni rizika spojeného s konstrukcí a následcích jejího zřícení. Zejména v EN 1991-1-7 je vodorovná vazba vyžadována pro nižší skupinu třídy následků 2 (CC2a – viz čl. 3), zatímco vodorovná i svislá vazba je vyžadována pro vyšší skupinu třídy následků 2 (CC2b – viz čl. 3).



Obrázek 33. Typické vazby pro prutové konstrukce (Styliandis, 2011)

5.3.1.1 Vodorovné vazby

5.3.1.1.1 Metoda navržená v EN 1991-1-7

Podle EN 1991-1-7 se mají vodorovné vazby provést po obvodu každého podlaží, v úrovni střechy a ve vnitřních částech kolmo na sebe tak, aby se zajistilo bezpečné provázání sloupů a stěn s dalšími konstrukcemi budovy, viz obrázek 34. Obecně mohou být vodorovné vazby tvořeny ocelovými nosníky (a jejich koncovými přípoji), betonářskou výztuží v betonové desce nebo výztužnými sítěmi a profilovaným ocelovým plechem v ocelobetonových stropěch. Aby se bylo možno spolehnout na ocelový plech, vazba by měla působit ve stejném směru jako profilovaný plech a plech připevněn k ocelovému nosníku pomocí spřahovacích prostředků (spřahovací prostředky jsou přivařené k pásnici nosníku přes plech).

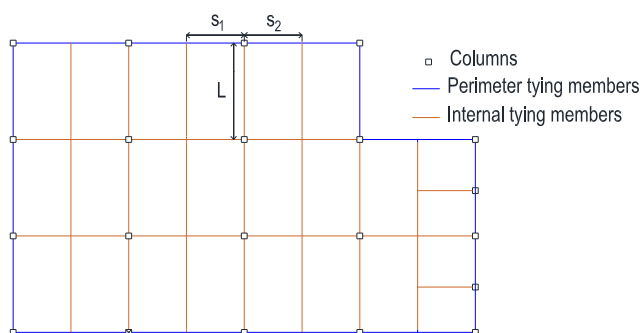
Podle normových předpisů musí být vodorovné vazby, včetně prvků a styčniců, navrženy tak, aby byly schopny odolat minimálním úrovním vazných sil. Nejmenší návrhové síly v tahu jsou uvedeny v EN 1991-1-7. U prutových konstrukcí je lze odhadnout pomocí následujícího vztahu:

$$F_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{nebo} \quad 75 \text{ kN, podle toho, co je větší} \quad (21)$$

$$F_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{nebo} \quad 75 \text{ kN, podle toho, co je větší} \quad (22)$$

kde:

- F_i je návrhové zatížení v tahu pro vnitřní vazby;
 F_p návrhové zatížení v tahu pro obvodové vazby;
 g_k stálé plošné zatížení na uvažované podlaží;
 q_k proměnné plošné zatížení na uvažované podlaží;
 s průměrná vzdálenost sousedních vazeb ($s = (s_1 + s_2)/2$ – viz);
 L rozpětí vazby, viz obrázek 34;
 ψ je příslušný součinitel ve výrazu pro kombinaci účinků v mimořádné návrhové situaci, jak je definováno v EN 1990.



Obrázek 34. Vnitřní a obvodové vodorovné vazby v podlaží budovy

Kromě toho EN 1991-1-7 specifikuje některá další ustanovení, která se mají použít. Uvádí, že vodorovné vazby mají být zajištěny:

- v souvislých liniích;
- v případě obvodových vazeb uspořádané co nejbližší k okrajům podlaží;
- v případě vazeb umístěných na liniích sloupů uspořádaných co nejbližší k liniím sloupů;
- takové, aby 30 % nebo více vazeb bylo umístěno v těsné blízkosti os sloupů.

Jak bylo uvedeno výše, prvky a styčniců na jejich koncích musí být schopny nést vazné síly, o kterých se předpokládá, že působí samostatně, i když jsou prvky použity k nesení tíhových zatížení (například

podlahové nosníky používané jako vazné prvky). Prvky namáhané tahem lze snadno kontrolovat. Charakteristiky styčníků namáhaných tahem a zejména předpověď jejich plastické a mezní únosnosti v tahu není v současně platném Eurokódu výslovně zahrnuta. Pravidla jsou navržena v příloze A.1 umožňující popis chování konstrukčních styčníků při osovém zatížení. V rámci přístupu lze tahová zatížení porovnat s mezní únosností konstrukčních prvků.

Kromě toho, aby byla zajištěna účinnost metody vazeb a tím i možná aktivace vazebných prvků, je požadováno, aby byla zaručena nejmenší úroveň tažnosti, zejména na koncích nosníků a aby byla umožněna nejmenší deformační kapacita vazných prvků konstrukčního systému. Potřeba nejmenší úrovně tažnosti je jasně uvedena v EN 1991-1-7. Nejsou podána konkrétní doporučení, jako nejmenší úrovní tažnosti a její zaručení.

Pokud jsou na koncích nosníků použity přípoje se zvýšenou pevností, bude tažnost vyžadována na úrovni samotného nosníku. V takové situaci se doporučuje použít průřezy třídy 1 v ohybu (pro kladný i záporný moment). V případě styčníků s plnou únosností je tažnost vyžadována od přípoje a od nosníku, zatímco v případě styčníků s částečnou únosností nebo jednoduchých styčníků bude tažnost/deformační kapacita vyžadována na úrovni styčníků. Lze odkázat na čl. 2.2, kde jsou uvedena kritéria pro zajištění nejmenší deformační kapacity konstrukčních styčníků.

Nejmenší návrhové tahové síly vypočtené pomocí výše uvedeného postupu jsou definovány tak, aby byla zajištěna nejmenší úroveň tvarové přeurtivosti v podlaží a neodrážejí úroveň tahových sil, které by mohly nastat v případě úplné ztráty sloupu, které jsou mnohem vyšší. nelze stanovit vztah mezi kapacitou vazby a skutečnou únosností při progresivním zřícení (Nethercot a kol., 2010; Vlassis a kol., 2008), a tak účinnost metody zůstává sporná.

5.3.1.1.2 Specifika ocelobetonových stropů

V případě ocelobetonových stropů, strop z ocelových profilů s horní pásnicí spojenou s betonovou deskou, lze s jistotou použít výše popsanou metodu při zanedbání spřažení podlahy. V případě scénáře ztráty sloupu takové konstrukční řešení umožňuje vývoj membránového působení v ocelobetonových nosnicích a ve spojované desce, což vede k aktivaci alternativního přenosu zatížení. Účinnost řešení byla prokázána experimentálními testy provedenými v Evropě (Kuhlmann a kol., 2017; Zandonini a kol., 2014).

Pro zajištění účinnosti spřažení se doporučuje ocelových nosníkových roštů s horní pásnicí nosníků ve dvou hlavních směrech připojených k desce, aby byla zaručena dobrá spolupráce mezi ocelovými prvky a deskou v obou směrech, ale aby se umožnilo správné ukotvení desky na bočních nosnicích, když se vyvinou membránové síly.

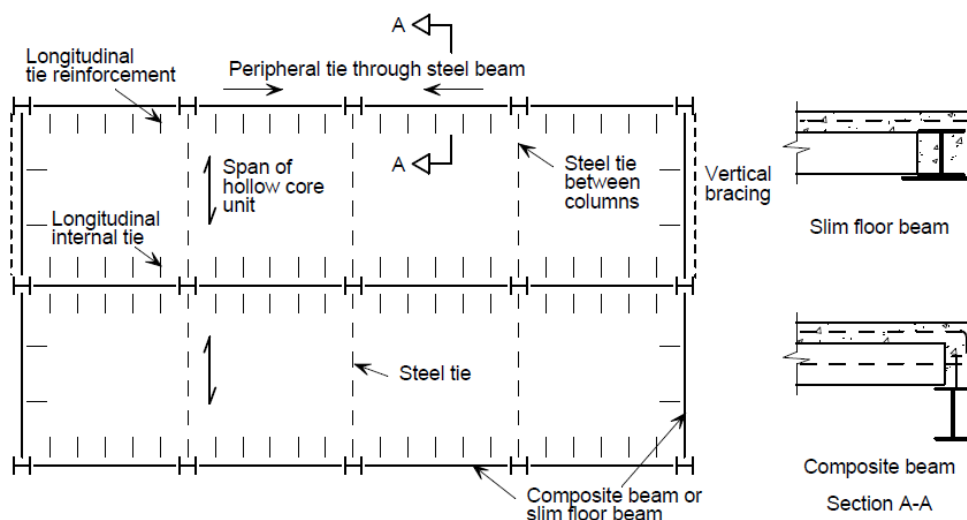
Ve studiích (Demonceau a kol., 2013; Kuhlmann a kol., 2017) bylo prokázáno, že (i) membránové síly se vyvíjejí hlavně v desce ocelobetonových stropů, zatímco omezené tahové síly se vyvíjejí v ocelobetonových nosnicích a (ii) aktivace těchto membránových sil vyžaduje mnohem menší deformační únosnost na úrovni konstrukčních nosníků. Aktivace alternativního přenosu zatížení v ocelobetonových podlahách bude vyžadovat (i) ocelobetonové nosníky s nejmenší úrovní tažnosti na svých koncích, aby bylo možné vyvinout plastický mechanismus, a (ii) společnou desku s vhodnými konstrukčními detaily, zejména z hlediska výztuže.

Ocelobetonové nosníky budou vystaveny především ohybovým momentům, přičemž tahové síly vznikající v nosnicích jsou omezené. V souladu s tím je tažnost na koncích ocelobetonových nosníků vyžadována při namáhání ohybovým momentem. V praxi se lze setkat se čtyřmi situacemi podle povahy styčníků na koncích ocelobetonových nosníků:

- *Styčníky se zvýšenou pevností. Tažnost se řeší u ocelobetonových nosníků.* Vzhledem k tomu, že cílem je vyvinout plastický mechanismus s nejmenší úrovní deformační kapacity, doporučuje se průřezů třídy 1 při namáhání ohybovým momentem.
- *Styčníky s částečnou únosností. Tažnost se volí ve styčnicích.* V takové situaci se odkazuje na čl. 2.2, kde jsou uvedena návrhová doporučení pro zajištění nejmenší úrovně tažnosti styčniců s částečnou únosností.
- *Kloubové styčníky. U styčniců se vyžaduje nejmenší rotační kapacita.* V takové situaci se opět odkazuje na čl. 2.2, kde jsou uvedena návrhová doporučení pro zajištění nejmenší úrovně natočení kloubových styčniců.
- *Styčníky s plnou únosností. Tažnost se požaduje u styčniců a nosníků.*

U desky, lze uvažovat o řešeních: železobetonová deska plně odlitá na místě, železobetonová deska pomocí prefabrikovaných betonových prvků nebo ocelobetonové desky. V EN 1994-1-2: 2005 nejsou uvedena konkrétní návrhová doporučení nebo konstrukční detaily, které by zaručovaly možnost aktivace membránových sil v desce. Nejmenší požadavky, jak zajistit aktivaci vazeb v desce, jsou uvedeny v EN 1992-1-1: 2005 čl. 9.10.2. U ocelobetonových podlah se doporučuje dodržovat nejmenší požadavky EN 1992-1-2:2005.

Pro železobetonovou desku betonovanou na místě lze použít požadavky z EN 1992-1-2:2005. Pro desky využívající prefabrikované betonové prvky jsou v (CEN/TC250/SC4, 2020) navržena specifická pravidla, která doplňují výše požadavky Eurokódu 2, aby bylo zajištěno správné ukotvení desky k jejím podporám, viz obrázek 35.



Obrázek 35. Vazby v podlaží s využitím prefabrikovaných desek (po N 2040, 2020)

Pro ocelobetonové desky nejsou k dispozici doporučení. Prostřednictvím testů na Univerzitě v Temešváru (Dinu a kol., 2015) bylo prokázáno, že při vzniku významných deformací, které by mohly omezit možnost vzniku významných membránových sil v desce, může dojít k rozpojení mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem.

5.3.1.1.3 Metoda navržená pracovní skupinou 6 CEN TC250

V (CEN/TC250/WG6, 2020) je navržena metoda vyvinutá Izzuddinem jako alternativa k metodě vazeb v současnosti doporučené v EN 1991-1-7. Metoda umožňuje lepší predikci tahových zatížení, které mají být podporovány vazebnými prvky v případě scénáře ztráty sloupu, zohledňující různé úrovně tažnosti, typologii podlahy a možné dynamické efekty. Obecná formulace pro výpočet nejmenší tahové síly, která má být přenášena, je následující:

$$F \geq \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{i_f}{\bar{\alpha}} \right) \cdot P \quad (23)$$

kde:

- F je tahové zatížení, které má přenést uvažovaný vazebný prvek;
- η součinitel zesílení pro zohlednění možných dynamických jevů;
- ρ redukční součinitel pro zohlednění účinků, jako je deformační zpevnění interakce mezi tahovým zatížením a ohybem;
- i_f součinitel velikosti vazebné síly v závislosti na uvažovaném systému;
- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0,2}$ součinitel rotační kapacity nosníku α (v rad) pro různé typologie konstrukce;
- P ekvivalentní zatížení zohledňující zatížení na uvažovanou konstrukci stropu.

Vztah lze použít bez ohledu na materiály a konstrukční typologii. Vyžaduje vhodné stanovení součinitelů. V (CEN/TC250/WG6, 2020) jsou navrženy různé hodnoty i_f a P pro nosníky o dvou polích, dvouosé vazby v podlaží a jednoosé vazby v podlaží vystavené různým podmínkám zatížení. Pro výpočet α je jasně uvedeno, že rotační kapacita, která má být vypočítána, není ta, která odpovídá rotační tažnosti, tj. rotace, během které je konstrukční prvek schopen udržet plastickou únosnost, ale ta, která odpovídá selhání konstrukčního prvku. V případě styčníků s částečnou únosností lze pro α použít hodnoty rotační tažnosti podle doporučení v části 2.2.3. Vztah platí při nejmenší úrovni rotace α_{min} . Kritéria pro definici hodnoty α_{min} jsou navrženy v (CEN/TC250/WG6, 2020).

Dynamický součinitel η se uvažuje při nedostatku informací hodnotou $\eta = 2$, kterou lze považovat za bezpečný odhad součinitele. Rovnice pro výpočet přesnějších hodnot pro součinitel jsou navrženy v (CEN/TC250/WG6, 2020).

Metoda je založena na předpokladech o chování okolní konstrukce a doporučuje se ji zkontrolovat vazebnými silami. Ověřit, zda vykazuje dostatečnou tuhost při působení vazebných zatížení. Navrhovaná formulace je založena na předpokladu, že vodorovné tuhost na koncích vazebných prvků je vysoká. V (CEN/TC250/WG6, 2020) jsou uvedena kritéria pro dostatečnou tuhost. U konstrukcí, ve kterých lze aktivovat membránové síly, lze předpokládat, že kritéria jsou splněna.

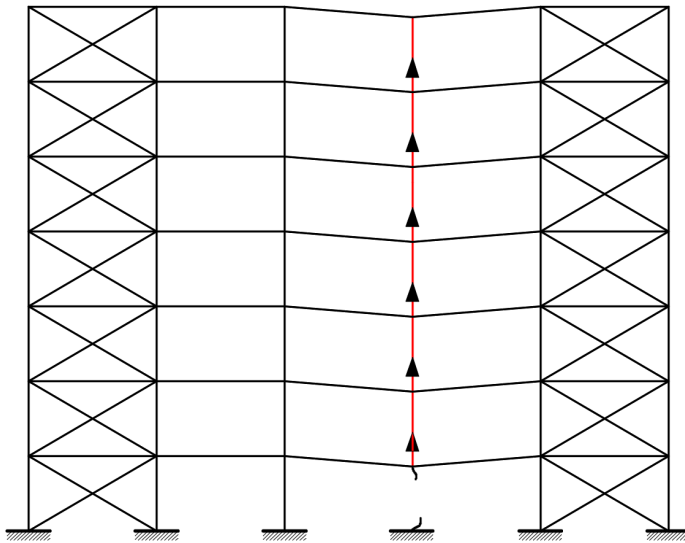
Metoda vyžaduje definování parametrů a zejména analýzu okolní konstrukce. To je důvod, proč ji lze vnímat jako hybridní metodu kombinující metodu vazeb a analytické přístupy.

5.3.1.2 Svislé vazby

Svislé vazby umožňují přerozdělení zatížení prostřednictvím vývoje alternativních trajektorií zatížení, jak je znázorněno na obrázku 36. Svislé vazby se řídí hlavně kapacitou styčníků sloupů v tahu. Přípoje proto musí být schopny odolat tahovým silám, které mohou vzniknout vlivem ztráty sloupu, aby bylo možné zavěsit výše konstrukce stropu a přenést zatížení na zbytek nepoškozené konstrukce.

V EN 1991-1-7 jsou uvedeny požadavky na svislé vazby:

- všechny sloupy v konstrukci mají být souvisle svázány od základů ke střeše;
- táhlo má být schopné odolat tahové síle odpovídající největší návrhové reakci na svislé stálé a proměnné zatížení za normálních návrhových podmínek na sloup z kteréhokoli podlaží.



Obrázek 36. Alternativní přenos zatížení prostřednictvím svislé vazby

Posouzení styčniců sloupů namáhaných tahem není v evropských návrhových normách výslovně zahrnuto. V příloze A.1 jsou navržena pravidla pro popis chování styčniců při zatížení tahem.

5.3.2 Analytické přístupy

V části budou navrženy různé analytické přístupy, od nejjednodušších po ty nejpokročilejší. Nejjednodušší přístupy jsou založeny na předpokladech, které umožňují bezpečný odhad odezvy konstrukce vystavené ztrátě sloupu ve srovnání s nejpokročilejšími, které umožňují přesnější předpověď.

Kapitola se nejprve zaměří na možný přínos betonové desky k únosnosti. Následně budou navrženy zjednodušené analytické metody pro různé typologie konstrukce. Nakonec bude krátce pojednáno o pokročilejší analytické metodě.

V kap. 5.3.2.2 (zjednodušené analytické metody pro konstrukce s kloubovými spoji), čl. 5.3.2.3 (zjednodušené analytické metody pro konstrukce se styčnicí s částečnou únosností) a čl. 5.3.2.4 (zjednodušené analytické metody pro konstrukce se styčnicí s plnou únosností), se předpokládá přítomnost betonových desek, které jako účinné membrány, na úrovni každého podlaží. Proto lze neovlivněnou oblast považovat ve vodorovném směru za nekonečně tuhou, což vyvolává rovnoměrné rozložení membránových sil v podlažích umístěných nad porušeným sloupem. U konstrukcí, kde podmínka není splněna, se membránové síly rozloží mezi podlaží podle jejich relativních příčných tuhostí.

V takové situaci jsou vyžadovány pokročilejší modely a lze odkázat na čl. 5.3.2.5 (pokročilý analytický přístup) nebo na čl. 5.3.3 a 5.3.4 (numerické přístupy). Mohou nastat způsoby porušení související s touto změnou tuhosti v neovlivněné části, což bude potřeba zkontrolovat. Způsoby porušení jsou znázorněny na obrázku 32:

- vývoj plastického mechanismu v neovlivněné části působením membránových sil přenášených z neovlivněnou oblast konstrukce;

- vybočení v tlaku horních nosníků v ovlivněné oblasti vlivem možného progresivního vývoje, v celé konstrukci, klenbového efektu vyvolaného deformovatelností levé části neovlivněné části konstrukce.

Ověření vzpěrné únosnosti sloupů v neovlivněné oblasti přiléhajících k porušenému sloupu, viz obrázek 32 bude muset být dosaženo ve případech, bez ohledu na tuhost neovlivněné oblasti. Kontrola bude provedena za předpokladu, že jednotlivé přetížení těchto sloupů bude po události rovné polovině $N_{Io,design}$ ve 2D konstrukcích a jedné čtvrtině $N_{Io,design}$ ve 3D konstrukcích.

5.3.2.1 Příspěvek betonové desky

V kap. 5.1 je uvedeno, betonové desky hrají klíčovou roli v tom, jak se bude konstrukce chovat po ztrátě sloupu.

Událost vede u desek umístěných nad ztraceným sloupem ke ztrátě jedné z jejich svislých podpěr a tím k výraznému zvětšení jejich volného rozpětí a ke vzniku velkých průhybů.

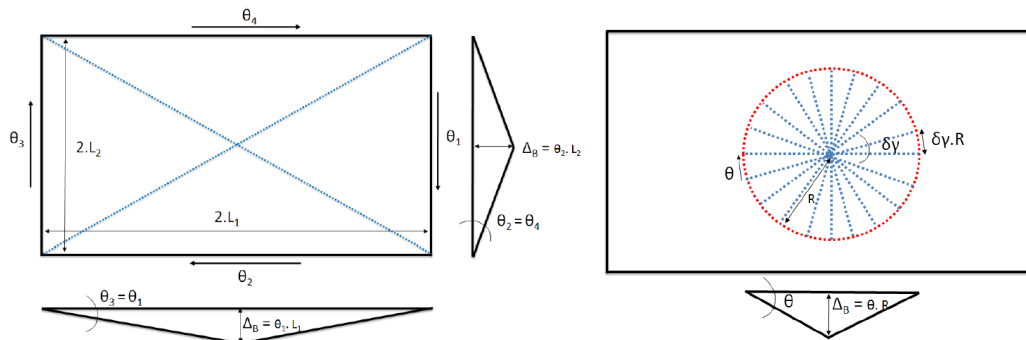
Chování železobetonových desek podléhajících velkým průhybům je zkoumáno již mnoho let a v literatuře byly navrženy modely s různým stupněm složitosti. Většina z nich je založena na předběžné aplikaci známé teorie plastických linií prvního řádu navržené Johansenem (Hognestad, 1953). Teorie vyžaduje nejprve vybrat plastický mechanismus porušení v desce a poté pomocí principu virtuálních prací vypočítat únosnost pro plastické zatížení jako horní mez únosnosti. Pokud je dosaženo plastické únosnosti, předpokládá se, že trhliny a zakřivení desky jsou koncentrovány podél plastických linií, viz příklady na obrázku 37. Předpokládá se, že bloky obklopené těmito plastickými liniemi zůstávají elastické a rovinné a otáčí se kolem plastických linií. Tvar plastických linií je ovlivněn několika parametry, jako jsou plastické momentové únosnosti průřezů desky, vlastnosti podpor a geometrie desky. Modely navržené pro železobetonové desky lze snadno a bezpečně rozšířit na spřažené desky uvážením příspěvku železobetonových desek umístěných nad žebry, tj. zanedbáním příspěvků ocelového plechu a betonu uvnitř žeber. Tento postup platí, když ať jsou desky připojeny nebo nejsou k ocelovým nosníkům, ale přítomnost spojené desky může ovlivnit průběh plastických linií. Na obrázku 39 se levý průběh plastických linií může vztahovat na obě situace, zatímco pravý představuje možný vzor plastických linií v nepřítomnosti připojených nosníků.

Aplikací teorie na desky umístěné nad ztraceným sloupem lze odvodit plasticky odolné povrchové zatížení, které je třeba porovnat s aplikovaným povrchovým zatížením (pro náhodnou kombinaci). Pokud je toto plastické zatížení větší než zatížení v každém podlaží nad ztraceným sloupem, jsou desky schopny samy vydržet nahodilá zatížení, a proto lze konstrukci považovat za robustní. Pokud tomu tak není, vytvoří se v deskách plastické mechanismy a budou muset být aktivovány další příspěvky, aby odolaly ztrátě sloupu.

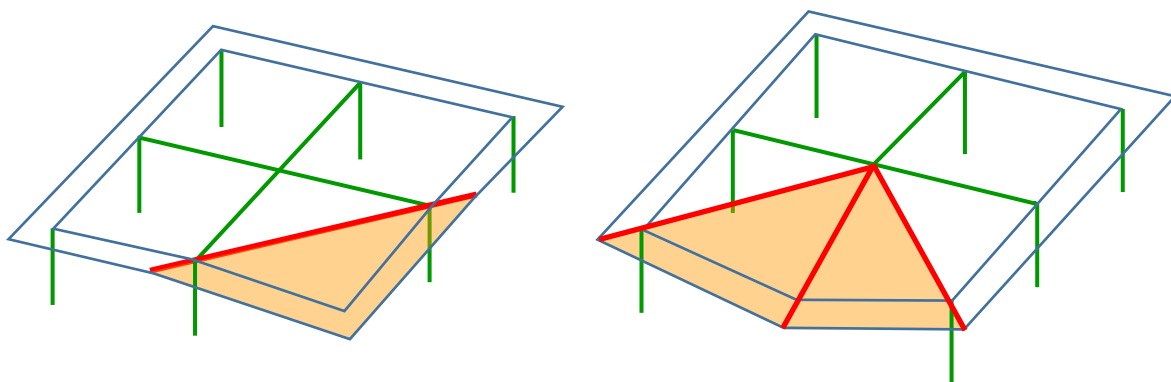
V tomto případě je první možností aktivace membránových efektů. Pokud dojde ke ztrátě vnitřního sloupu, lze použít metodu vyvinutou Baileyem (Bailey, 2001). Bailey ve své práci zkoumal únosnost ortotropních příčně nepodepřených desek s jednou vrstvou výztuže pomocí rovnovážné metody a zohledněním membránových sil. Použitím metody lze vyhodnotit únosnost desky. V rámci projektu RobustImpact RFCS (Kuhlmann a kol., 2017) byla testována účinnost kombinované metody Johansen/Bailey na scénářích ztráty sloupu. Výsledky byly porovnány s výsledky numerického MKP modelu s dobrou shodou. Alternativně lze k predikci odezvy betonových desek použít numerické nástroje, ale to nespadá do rozsahu části věnované analytickému přístupu. Tuto alternativu naleznete v části 5.3.4.

Pokud dojde ke ztrátě vnějšího sloupu, příspěvek pocházející z vývoje plastického mechanismu v desce lze vysvětlit pomocí plastických linií znázorněných na obrázku 38. Možnost aktivovat membránové síly je omezená a lze ji proto zanedbat.

Možnosti aktivace jiných příspěvků k robustnosti konstrukce než mechanismus plastických linií a membránové účinky v desce silně závisí na konfiguraci stropní desky a obecněji na konstrukci. Těmito možnostmi se budeme zabývat v následujících podkapitolách pro různé typologie konstrukce.



Obrázek 37. Příklady mechanismů porušení pro ztrátu vnitřního sloupu (Lemaire 2010)



Obrázek 38. Příklady mechanismů porušení pro ztrátu externího sloupu

5.3.2.2 Zjednodušené analytické metody pro konstrukce s kloubovými styčníky

Pokud desky nejsou schopny přenést zatížení související se scénářem ztráty sloupu, viz čl. 5.3.2.1, zbývá zkontrolovat možný příspěvek nosné ocelové konstrukce (viz čl. 5.3). Vzhledem k tomu, že na koncích nosníků působí kloubové přípoje, nelze očekávat příspěvek k robustnosti plastického mechanismu a možnost vzniku klenbového efektu v nosníku je značně diskutabilní. Ale na druhé straně může dojít k velkým posunům v konstrukčním systému, což vede k vysokým membránovým silám.

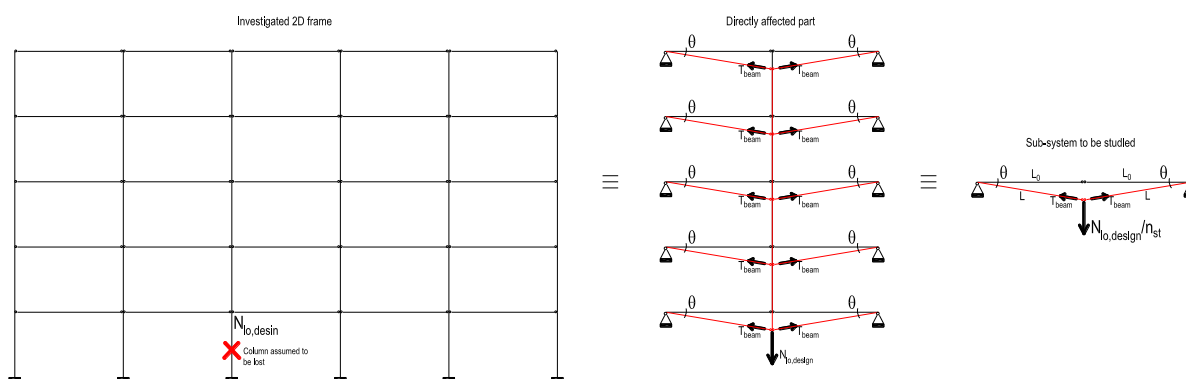
Příspěvek vyplývající z aktivace těchto membránových sil nelze kumulovat s příspěvkem desky. Ve skutečnosti, jak bylo uvedeno výše, aktivace membránových sil v nosnících je možná pro velká posunutí, která nejsou kompatibilní s deformační kapacitou desky. V souladu s tím je konečným cílem zjistit, zda lze nalézt rovnováhu mezi aktivovanými membránovými silami v nosnících a zatížením spojeným se ztrátou sloupu, jak je vysvětleno dále.

Vývoj membránových sil silně závisí na tuhosti $K_{H,t}$ neovlivněné části, viz čl. 5.3. Pokud je tuhost malá, vyvinou se v ovlivněné části zanedbatelné membránové síly, takže konstrukce bude považována za nerobustní. Na druhou stranu, pokud je tuhost významná, vyvinou se velké membránové síly a v deformovaném tvaru může být nalezen nový rovnovážný stav.

Pokud byla deska navržena tak, aby fungovala jako diafragma, lze předpokládat, že je ve své rovině tuhá. Proto hodnota tuhosti $K_{H,t}$ neovlivněné části v kapitole 5.3 může být považována za nekonečnou, přičemž konce ovlivněné části jsou zcela fixovány ve vodorovném směru. Pokud se konce nosníků pohybují vodorovně, konstrukce se dostane do přímého kontaktu s deskami v podlažích; kontakty zabraňují pohybu těchto konců aktivací desky v tlaku. Na základě předpokladu lze snadno předpovědět

odezvu konstrukce na ztrátu sloupu pomocí statických a kinematických zákonů, tj. pomocí rovnic rovnováhy a vyjádřením posunutí.

Na obrázku 39 je uveden příklad pro 2D rámy s kloubovými přípoji, ve kterých jsou betonové desky jako příčné stěny umístěny na úrovni každé stropní konstrukce. U prutové konstrukce lze membránové síly T_{beam} vyvíjející se v nosnicích ovlivněné části předpovědět s odkazem na systém znázorněný na obrázku 39. Vzhledem k přítomnosti desek v každém podlaží (nekonečná hodnota $K_{H,t}$), stejná tahová síla se vyvíjí ve nosnicích (předpokládá se, že jsou stejné v každé úrovni stropní konstrukce) ovlivněné části. V souladu s tím bude každý nosník odolávat síle $N_{lo,design}$ stejným způsobem. Osově zatížení je zpočátku přítomné ve sloupu před ztrátou sloupu a lze jej vyhodnotit při mimořádnou kombinaci zatížení (EN 1990, 2002). Proto lze chování prutové konstrukce studovat pomocí systému z obrázku 39 vystaveného síle $N_{lo,design}/n_{st}$, kde n_{st} je počet podlaží aktivovaných v ovlivněné části.



Obrázek 39. Zjednodušený analytický přístup – od 2D prutové konstrukce k modelu systému

Pro definovaný systém lze na základě rovnovážných a geometrických úvah napsat rovnice:

$$\frac{N_{lo,design}}{n_{st}} = 2 \cdot F_{beam} \cdot \sin \theta \quad (24)$$

$$L = L_0 / \cos \theta \quad (25)$$

kde L je délka jednotlivých nosníků v deformované soustavě a L_0 je jejich počáteční délka. V elastickém rozsahu souvisí prodloužení nosníků s tahovou silou, kterou přenáší:

$$\Delta L = L - L_0 = F_{beam} \cdot \frac{L_0}{E \cdot A} \quad (26)$$

kde E je Youngův modul pružnosti materiálu nosníku a A je plocha průřezu nosníku.

Nahrazením L za $L_0 / \cos \theta$ v rovnici lze získat dvě rovnice se dvěma neznámými, T_{beam} and θ :

$$\frac{N_{lo,design}}{n_{st}} = 2 \cdot F_{beam} \cdot \sin \theta \quad (27)$$

$$F_{beam} = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \cdot E \cdot A \quad (28)$$

Řešením systému rovnic je tak možné předpovědět (i) tahové zatížení F_{beam} , které má být neseno nosníky a přípoji na jeho koncích, a (ii) rotační únosnost θ u kloubových spojů.

Jak již bylo zmíněno, předpokládá se, že nosníky ovlivněné části zůstávají v elastické oblasti; podle toho je potřeba zkontrolovat, zda jsou nosníky, které jsou vystaveny ohybovým momentům (pocházejícím

z gravitačního zatížení) a tahovému zatížení F_{beam} , zůstávají v pružné oblasti. Pro kontrolu kloubových styčniců z hlediska únosnosti F_{beam} a rotační kapacity θ , lze odkázat na čl. A.5.1 a A.2.

Tento model lze snadno rozšířit na 3D konstrukce, jak je uvedeno v části A.7.

5.3.2.3 Zjednodušené analytické metody pro konstrukce se styčnicí s částečnou únosností

Pokud jsou na koncích nosníků použity styčnice s částečnou únosností, povede scénář ztráty sloupu k vývoji plastického mechanismu v ovlivněné části, viz kap. 5.1, a vznikem plastických kloubů ve styčnicích s částečnou únosností. Plastické zatížení spojené s vytvořením plastického mechanismu v nosníku se styčnicí s částečnou únosností, obrázek 40, se získá pomocí rovnice, za předpokladu, že přípoje na koncích nosníku jsou stejné:

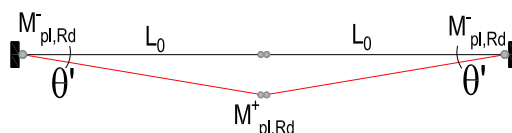
$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M_{Rd,i}^- + 2 \cdot M_{Rd,i}^+}{L} \quad (29)$$

kde $M_{Rd,i}^-$ je návrhová plastická únosnost styčnicí s částečnou únosností na koncích nosníku i při namáhání záporným momentem a $M_{Rd,i}^+$ je návrhová plastická únosnost styčnicí při namáhání kladným momentem.

Tento vzorec lze použít pro nosníky každého podlaží nad ztraceným sloupem. Součet získaných hodnot $N_{pl,i}$ dává plastickou sílu N_{pl} potřebnou k vytvoření plastického mechanismu v ovlivněné části:

$$N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (30)$$

Pokud získaná hodnota N_{pl} je větší než $N_{lo,design}$ viz čl. 5.3.2.2, pak nosníky ovlivněné části mohou udržet ztrátu sloupu a konstrukci lze považovat za robustní.



Obrázek 40. Plastický mechanismus vyvíjející se v nosníku se styčnicí s částečnou únosností

Pokud je N_{pl} menší než $N_{lo,design}$, příspěvek z nosníků, rovnice (31) lze navýšit o příspěvek vyplývající z vývoje mechanismu plastických linií v betonové desce, viz čl. 5.3.2.1. Toto je třeba vyhodnotit aplikací příčného lokálního zatížení na desku v úrovni ztraceného sloupu. Pro specifický stav lze vypočítat pomocí Johansenovy teorie lokálního zatížení $N_{pl,slab,i}$ související s tvorbou plastického mechanismu v desce v každém podlaží i , viz čl. 5.3.2.1. Nakonec plastická síla $N_{pl,slab}$ odpovídající vzniku plastického mechanismu v betonových deskách v ovlivněné části je dána vztahem:

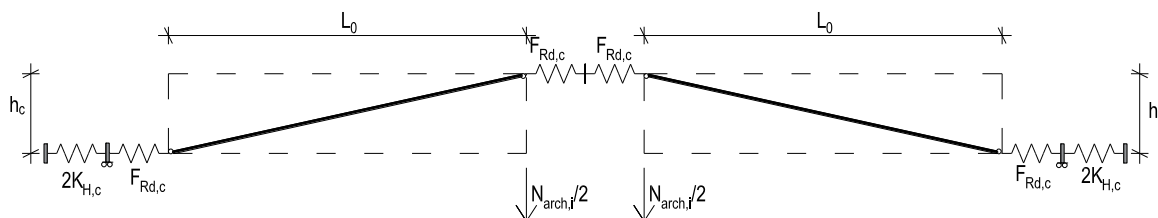
$$N_{pl,slab} = \sum_i N_{pl,slab,i} \quad (31)$$

Pokud je $N_{pl} + N_{pl,slab}$ větší než $N_{lo,design}$, viz čl. 5.3.2.2, pak nosníky a desky v ovlivněné části mohou přenést ztrátu sloupu a konstrukci lze považovat za robustní.

Pokud ne, je potřeba hledat další možné příspěvky. Aktivace posledně jmenovaného silně závisí na způsobu porušení na úrovni styčniců s částečnou únosností, jak je vysvětleno níže.

Pokud je způsob porušení spojen s komponentami v tahu, ohybu nebo smyku, znamená to, že komponenty v tlaku (stojina sloupu v tlaku nebo pásnice nosníku a stojina v tlaku) ještě nedosáhly své

plastické únosnosti. Za podmínek může být v nosnících v ovlivněné části aktivován klenbový efekt, jak je schematicky znázorněno na obrázku 41, jakmile je vytvořen plastický mechanismus. Tento klenbový efekt (i) zabraňuje vzniku významných svislých posunů v ovlivněné části a (ii) umožňuje mobilizaci dodatečných reakcí v systému. Klenbový efekt zmizí, když je dosaženo únosnosti v tlaku na jednom z konců tyče představující klenbu, $F_{Rd,c}$ je na obrázku 41, na kterém se předpokládá, že přípoje na koncích nosníků jsou stejné.



Obrázek 41. Schematický pohled na klenbový efekt v nosníku v ovlivněné části

Pro predikci sil, které mohou být aktivovány prostřednictvím klenbového efektu, lze použít postup, ve kterém se předpokládá, že tuhost v neovlivněné části $K_{H,c}$ je nekonečná, viz obrázek 41. Navrhovaný postup lze přizpůsobit jiným situacím, ale bude vyžadovat přesnější analytické modely popsané v části 5.3.2.5.

První krok spočívá ve vyhodnocení svislého posunutí $\Delta_{pl,i}$ nosníků na každé úrovni podlaží i , když se vytvoří nosníkový mechanismus. Odpovídající hodnota získaná pomocí analýzy druhého řádu se rovná:

$$\Delta_{pl,i} = \frac{N_{pl,i} \cdot (2 \cdot L_0)^3}{192 \cdot E \cdot I_{y,i}} + L_0 \cdot \frac{\tan\left(\frac{M_{Rd,i}}{S_{j,ini,i}}\right)}{\eta} \quad (32)$$

kde E je Youngův modul pružnosti oceli, $I_{y,i}$ je moment setrvačnosti nosníků, $M_{Rd,i}$ - únosnost přípoje v ohybu na koncích nosníku, $S_{j,ini,i}$ - počáteční tuhost přípoje, všechny tři hodnoty na úrovni i . η je součinitel změny tuhosti a je definován v tabulce 5.2 EN 1993-1-8.

Rovnice je platná pro ocelové nosníky se styčníky vykazujícími stejnou tuhost a únosnost při kladném i záporném momentu na každém konci, ale lze ji přizpůsobit jiným konfiguracím.

Pokud se plastický mechanismus vytvoří v nosnících v úrovni i , vodorovné pružiny na obrázku 41 představující komponenty v tlaku, jsou již vystaveny síle F_t (odpovídající součtu tahových zatížení v řadách šroubů v tahu, vlivem vodorovné rovnováhy ve styčníku). V souladu s tím pružiny vykazují zkrácení rovné:

$$\delta_{c,el} = \frac{F_t}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (33)$$

kde $k_{eff,c}$ je efektivní součinitel tuhosti řady šroubů vypočítaný podle čl. 6.3.3.1 EN 1993-1-8.

Poloha oblouku klenby při formování plastického mechanismu v nosníku je znázorněna oranžově na obrázku 42. Délka oblouku klenby L_D v tomto okamžiku je rovna:

$$L_D = \sqrt{(L_0 + 2\delta_{c,el})^2 + (h_c - \Delta_{pl,i})^2} \quad (34)$$

Únosnosti klenby je dosaženo při dosažení únosnosti řady šroubů $F_{Rd,c}$, což odpovídá deformaci na úrovni řady v tlaku podle vztahu:

$$\delta_{c,pl} = \frac{F_{Rd,c}}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (35)$$

a sklonu oblouku klenby θ , viz obrázek 42 podle:

$$\theta_r = \text{Acos} \left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl} + \delta_K}{L_D} \right) = \text{Acos} \left(\frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl}}{L_D} \right) \quad (36)$$

kde $\delta_K = \frac{F_{Rd,c} - F_t}{K_{H,c}}$ je vodorovné posunutí neovlivněné části; které se rovná 0 pro předpoklad, že tuhost $K_{H,c}$ je nekonečná. V rovnici se důvodně předpokládá, že délka oblouku klenby L_D zůstává konstantní. Vodorovná pružina odrážející chování neovlivněné části je aktivována při vytvoření plastického mechanismu, tj. když se rozvine klenbový efekt. Ve skutečnosti před vývojem plastického mechanismu nebyly v části žádné vodorovné síly, protože nosníky pracují v ohybu.

Z hodnoty θ lze vyjádřit příspěvek klenbového efektu $N_{Arch,i}$ vyjádřením vodorovné rovnováhy systému podle vztahu:

$$N_{Arch,i} = 2 \cdot \text{Tan}(\theta_r) \cdot (F_{Rd,c} - F_t) \quad (37)$$

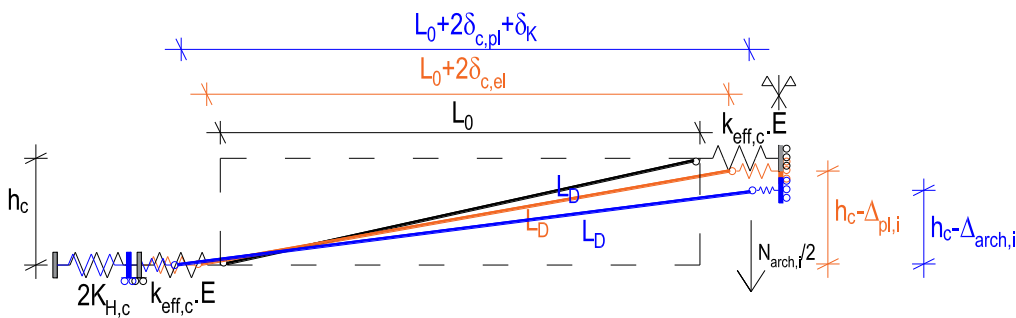
Je zřejmé, že pokud je únosnost styčnicku na koncích nosníků spojena s komponentou v tlaku, F_t je rovné $F_{Rd,c}$ (vlivem zachování rovnováhy) a tak nemůže být mobilizován klenbový efekt na úrovni podlaží i , $N_{Arch,i} = 0$.

Tento příspěvek lze započítat tehdy, je-li oblouk klenby vystaven tlaku rovnému $N_{Arch,i} / \cos(\theta_r)$ a je schopen sílu přenášet. Únosnost oblouku klenby lze důvodně předpokládat, že je rovna únosnosti nosníku v tlaku $N_{b,Rd}$. Únosnosti klenby $N_{Arch,i}$ lze bezpečně předpokládat, že se rovná $N_{b,Rd} \cdot \cos(\theta_r)$. Totéž platí pro neovlivněnou část, která musí být schopna vydržet vodorovné zatížení rovné $(F_{Rd,c} - F_t)$.

Konečně příspěvek klenbového efektu N_{Arch} v ovlivněné části se rovná:

$$N_{Arch} = \sum_i N_{Arch,i} \quad (38)$$

Tento příspěvek lze kumulovat k příspěvkům vyplývajícím z mechanismů nosníků a desek, protože aktivace klenbového efektu vyžadovala omezené deformační kapacity.



Obrázek 42. Pozice oblouku klenby během ztráty sloupu

Pokud je $N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch}$ větší než $N_{I_0,design}$, viz čl. 5.3.2.2, konstrukci lze považovat za robustní.

Pokud tomu tak není, dojde k výraznému vertikálnímu posunu ovlivněné části, jakmile bude klenbový efekt překonán. Se vznikem svislých posunů lze předvídat vývoj membránových sil v ovlivněné části,

ale nový příspěvek $N_{membrane}$ nelze sčítat ani s příspěvkem klenbového efektu (který mizí po vytvoření mechanismu), ani plastického mechanismu desky (který mizí, když je dosaženo výrazných deformací, vlivem jeho snížené deformační schopnosti). Proto je příspěvek zajímavý, pokud:

$$N_{pl} + N_{membrane} > N_{lo,design} > N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch} \quad (39)$$

Předpověď příspěvku $N_{membrane}$ vyžaduje provedení analýzy druhého řádu. Kromě toho je třeba uvažovat interakci M-N (viz čl. 2.2.1) ve styčnicích s částečnou únosností, viz A.1, což vyžaduje přijetí pokročilých metod návrhu. Lze odkázat na čl. 5.3.2.5, 5.3.3 nebo 5.3.4, kde jsou navrženy pokročilé analytické a numerické metody návrhu. Je třeba připomenout, že vývoj velkých posunů v systému vyžaduje značnou deformační únosnost na úrovni styčniců s částečnou únosností (vystavených interakci M-N). Bohužel v takovéto situaci nemůže většina klasických styčniců vykazovat dostatečnou deformační kapacitu.

5.3.2.4 Zjednodušené metody pro konstrukce se styčnicí se zvýšenou únosností

V konstrukcích, když se vytvoří nosníkový plastický mechanismus, klouby se vyvinou v nosnicích, a ne v přípojích. V souladu s tím se vztahy pro zohlednění specifického příspěvku k robustnosti (řešení v předchozí části) stanoví podle:

$$N_{pl,i} = \frac{2.M_{pl,Rd,i}^- + 2.M_{pl,Rd,i}^+}{L} \text{ a } N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (40)$$

kde $M_{pl,Rd,i}^-$ je návrhová plastická únosnost nosníku v úrovni stropní konstrukce i při namáhání záporným momentem a $M_{pl,Rd,i}^+$ při namáhání kladným momentem.

Pokud získaná hodnota N_{pl} je větší než $N_{lo,design}$, viz čl. 5.3.2.2, pak nosníky v ovlivněné části mohou odolat ztrátě sloupu a konstrukci lze považovat za robustní.

Pokud tomu tak není, lze případný příspěvek plastického mechanismu z desky započítat, jak je popsáno v kapitole 5.3.2.3. Pokud je $N_{pl} + N_{pl,slab}$ větší než $N_{lo,design}$, viz čl. 5.3.2.2, pak nosníky a desky v ovlivněné části mohou přenést ztrátu sloupu a konstrukci lze považovat za robustní.

Pokud je $N_{pl} + N_{pl,slab}$ menší než $N_{lo,design}$, nelze aktivovat příspěvek klenbového efektu, popsaného v předchozí části. Ve skutečnosti, jak se plastické oblasti rozvíjejí v průřezu nosníku, obě části průřezu v plastických kloubech (tažená i tlačena vlákna) jsou za mezí kluzu, pak únosnost spojená s klenbovým efektem je roven nule.

Jediný další příspěvek, který lze započítat, je ten, který souvisí s rozvojem membránových efektů v nosnicích patřících k ovlivněné části, ale jak bylo uvedeno v předchozí části, dodatečný příspěvek nelze kumulovat s příspěvkem pocházejícím z plastického mechanismu betonové desky, protože požadavek na deformační únosnost na úrovni plastických linií by byl vysoký. Předpověď příspěvku $N_{membrane}$ u konstrukcí se styčnicí s částečnou únosností vyžaduje přijetí pokročilých metod návrhu. Lze odkázat na části 5.3.2.5, 5.3.3 nebo 5.3.4.

5.3.2.5 Pokročilý analytický přístup

Obecnější a podrobnější analytický přístup vyvinuli (Huvelle a kol., 2015). Tento model umožňuje předpověď chování odezvy 2D prutové konstrukce s jednoduchými, částečně únosnými styčnicí nebo styčnicí se zvýšenou pevností, když se membránové síly vyvíjejí v ovlivněné části v návaznosti na vytvoření plastických mechanismů v nosníku.

Model je založen na definici spodní stavby a na její charakterizaci za následujících předpokladů:

- předpokládá se progresivní (statická) ztráta sloupu;

- plastické klouby se mohou vyvinout v průřezech nosníku nebo v přípojích nosníku na sloup;
- všechny sloupy jsou vyrobeny z jedinečného typu průřezu a stejně nosníky;
- uvažuje se ztráta vnitřních sloupů (tj. sloupů, které nejsou v rozích);
- ve zbytku konstrukce (v neovlivněné části) nedochází k žádné plastifikaci (tj. předpokládá se, že její chování je nekonečně elastické).

Prostřednictvím navrženého analytického přístupu je získána sada N rovnic s N neznámými a může být řešena pomocí matematických řešitelů. Hlavním výsledkem přístupu je předpověď vývoje svislého posunu ovlivněné části vs. zatížení v selhávajícím sloupu. (v předchozí kap. označeno jako $N_{membrane}$).

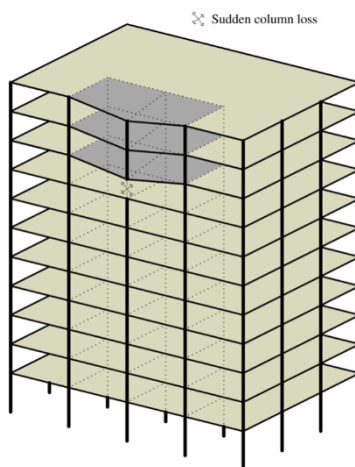
Podrobnosti o tomto pokročilém analytickém přístupu jsou uvedeny v příloze A.8. V příloze je vysvětleno, jak lze model rozšířit o předpověď odezvy 3D rámu.

5.3.3 Zjednodušené numerické přístupy

5.3.3.1 Úvod

V části je představen zjednodušený přístup pro hodnocení únosnosti vícepodlažních ocelových prutových stavebních konstrukcí při postupném/neúměrném zhroucení konstrukce z důvodu náhlé ztráty sloupu. Metoda nabízí kvantitativní přístup, který bere v úvahu tažnost, tvarovou přeuročitost, absorpci energie a dynamické efekty. Jednoduchost návrhového přístupu umožňuje jeho přímou aplikaci v projekční praxi. Navíc umožňuje kvantifikaci robustnosti pro scénáře náhlé ztráty sloupu, na rozdíl od preskriptivních metod popsaných v části 5.3.1.

Obecně je cílem návrhu na robustnost zajistit, aby jakékoli místní poškození způsobené nepředvídanými extrémními událostmi nezpůsobilo neúměrné zhroucení. Náhlá ztráta sloupu, jak je znázorněno na obrázku 43 (Izzuddin a kol., 2008), představuje vhodný návrhový scénář, který zahrnuje dynamické účinky, které mohou být spojeny se selháním svislých prvků při extrémních událostech, jako je výbuch a náraz; je nezávislý na události. Tento návrhový scénář není nutně identický v dynamickém účinku s poškozením sloupu vlivem výbuchu nebo nárazu. Může poskytnout horní hranici požadavků na deformaci konstrukce, ke které se přibližuje v limitu, když se úroveň zatížení výbuchem na postiženém sloupu zvýší (Gudmundsson a Izzuddin, 2010; Izzuddin, 2010). Navíc dokáže zachytit vliv selhání sloupu, ke kterému dojde během krátké doby v porovnání s dobou odezvy konstrukce. Lze jej považovat za standardní dynamický test robustnosti a může být aplikován na různé další extrémní dynamické události.



Obrázek 43. Vícepodlažní rámová konstrukce při scénáři náhlé ztráty sloupu (Izzuddin a kol., 2008)

5.3.3.2 Mezní stav robustnosti

Pro scénář náhlé ztráty sloupu je mezního stavu robustnosti definován hodnotou, po jejímž překročení lokální poškození míří ke kolapsu. Mezní stav robustnosti je založen na zabrání zřícení konstrukce vyšších podlaží v případě náhlé ztráty sloupu a zajištění toho, aby okolní sloupy odolávaly redistribuovanému zatížení. Zřícení jednoho patra může vést k požadavkům na nižší zasažené podlahy, které musí vydržet zatížení úlomky. Což zvýší zranitelnost konstrukce vůči postupnému/neúměrnému zhroucení. Mezní stav robustnosti je připraven na vzácné a extrémní náhodné události a jsou proto přijatelné velké deformace v horním patře. To umožní mobilizaci prospěšných klenebných účinků a tahových řetězových/membránových účinků, které se za běžných podmínek zatížení běžně nepoužívají. Navrhování konstrukcí stropu odolných gravitačnímu zatížení při nepřítomnosti sloupu pomocí metod založených na únosnosti by vedlo ke konstrukcím naddimenzovaným pro běžné zatížení.

Mezní stav robustnosti je pro náhlou ztrátu sloupu definován jako největší dynamická deformace v horních patrech překračující mez tažnosti. U konstrukcí s ocelovou prutovou konstrukcí s kloubovými nebo částečně únosnými styčníky může náhlá ztráta sloupu vést ke značné koncentraci deformací ve styčnicích ve výše podlažích. Limit je založen na porušení první komponenty, takže požadavek na tažnost při největší dynamické odezvě se rovná tažnosti v jednom ze styčniců. To lze zobecnit, aby se zohlednily následné poruchy více než jedné součásti. Proto lze nejobecnější případ mezního stavu robustnosti definovat z hlediska úrovně gravitačního zatížení, která překračuje největší únosnost konstrukce stropu před úplným zhroucením. To tvoří základní princip navrhovaného přístupu zaměřeného na tažnost, jak je popsáno v následujících částech.

5.3.3.3 Víceúrovňové posouzení duktility

Odezva vícepodlažní konstrukce vystavené náhlé ztrátě sloupu je dynamická a vysoce nelineární a zahrnuje značné materiálové a geometrické nelinearity. Mezní stav robustnosti diskutovaný v 5.3.3.2 je vyhodnocen stanovením největší dynamické odezvy konstrukce při gravitačním zatížení po náhlém odnětí sloupu a poté posouzením, zda kapacita tažnosti poskytovaná styčníkem je dostatečná pro pokrytí výsledných požadavků. Nelineární MKP dynamická analýza je považována za nejpresnější metodu pro stanovení maximálních požadavků kladených na styčníky. Je poměrně složitý a vyžaduje speciální odborné znalosti, které nemusí být snadno dostupné pro typické konstrukční postupy. Alternativně je prezentován praktičtější přístup, který vyžaduje spíše nelineární statickou než dynamickou analýzu s dynamickými účinky začleněnými zjednodušeným způsobem.

Navrhovaný postup se skládá ze tří hlavních fází:

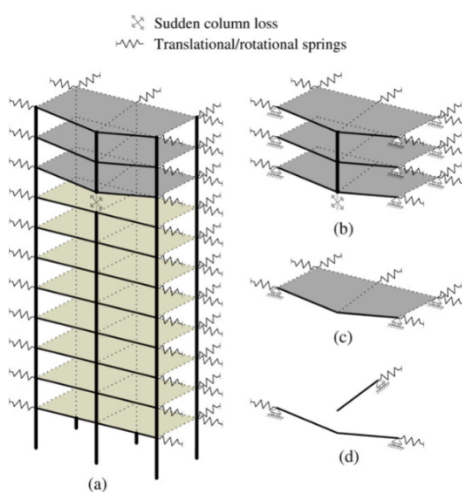
1. Nelineární statická odezva poškozené konstrukce při gravitačním zatížení.
2. Zjednodušené dynamické posouzení pro stanovení největší dynamické odezvy v případě náhlé ztráty sloupu.
3. Posouzení tažnosti styčniců.

Tento navrhovaný postup je založen na diskutovaném mezním stavu, kde hlavním cílem návrhu je zabránit zřícení horních pater v případě náhlé ztráty sloupu. Navržený postup nabízí důležitou vlastnost, kdy může být aplikován na úrovních idealizace konstrukce v závislosti na pravidelnosti konstrukce a aplikovaném zatížení, jak je diskutováno v části.

5.3.3.4 Idealizace konstrukce

Navrhovaný postup lze aplikovat na celkovou globální konstrukční úroveň, jak je znázorněno na obrázku 43, a na dalších úrovních konstrukce, jak je znázorněno na obrázku 44 (Izzuddin a kol., 2008).

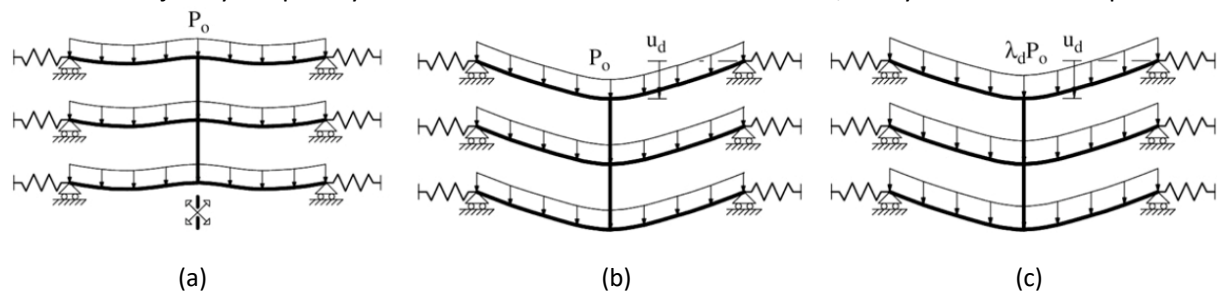
Úroveň idealizace konstrukce se určuje podle požadované přesnosti modelování a podle toho, zda je idealizace konstrukčního modelu proveditelná nebo ne, což do značné míry závisí na pravidelnosti budovy s ohledem na uspořádání konstrukce a zatížení. První úroveň idealizace/redukce konstrukce sestává z postižené části ve vícepodlažní budově, jak je znázorněno na obrázku 44a. V úrovni musí být přiřazeny vhodné okrajové podmínky, které reprezentují interakci uvažované části s okolní konstrukcí. Pokud je zajištěno, že okolní sloupy budou schopny odolat přerozdělené zátěži, lze uvažovat konstrukce stropu nad ztraceným sloupem, kde se koncentruje deformace, což vede k dalšímu zmenšení modelu, jak je znázorněno na obrázku 44b, oblast nazvaná DAP – ovlivněná část (v předchozích částech). Pokud jsou dotčené stropní konstrukce podobné svou stavbou, zatížením a omezeními ovlivněné oblasti, viz čl. 5.3, lze mluvit o jednopodlažním systému, jak je znázorněno na obrázku 44c, kde lze předpokládat, že osová síla ve sloupech nad ztraceným sloupem je zanedbatelná. Nakonec lze uvažovat jednotlivé ocelové/ocelobetonové nosníky, jak je znázorněno na obrázku 44d, vystavené příslušným poměrům gravitačního zatížení, přičemž se ignorují plošné účinky uvnitř desky, tj. nebere se v úvahu vlastní únosnost desek, na rozdíl od odůvodněných případů v části 5.3.2.



Obrázek 44. Stupně idealizace konstrukce pro posouzení progresivního/neúměrného kolapsu. (a) Dotčená část, (b) Konstrukce stropu nad ztraceným sloupem, (c) Jedno podlaží nad ztraceným sloupem a (d) Samostatný ocelový/ocelobetonový nosník nad ztraceným sloupem (Izzuddin a kol., 2008)

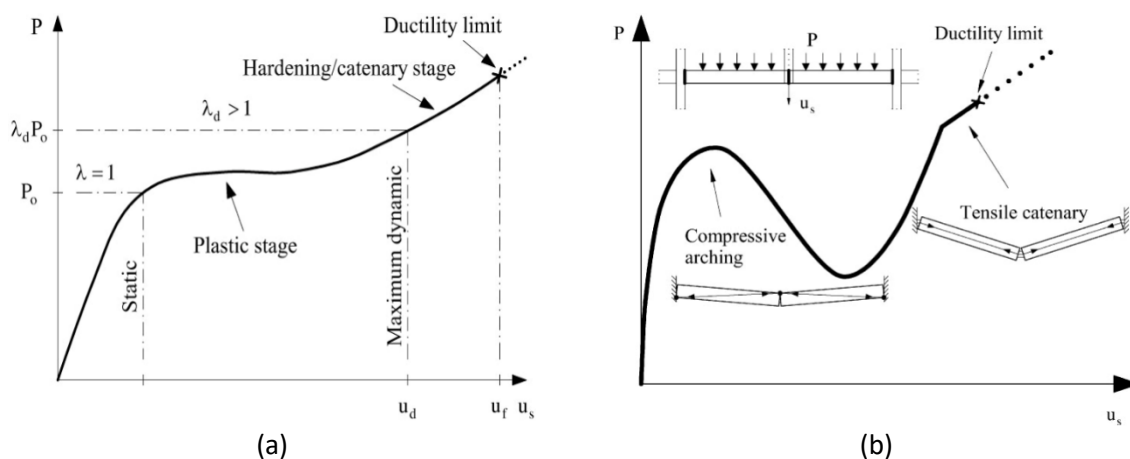
5.3.3.5 Nelineární statická odezva

Vliv náhlého odnětí sloupu lze považovat za podobný náhlému působení gravitačního zatížení (P_o) pro danou konstrukci, jak je znázorněno na obrázku 45 (Izzuddin a kol., 2008), zvláště když je velikost deformace konstrukce významná. Náhlé působení gravitačního zatížení je spojeno s dynamickými účinky, kdy všechny požadavky na tažnost pro všechny deformační stavy vedoucí k největší dynamické odezvě mají být splněny s dostatečnou rezervou tažnosti, aby nedošlo k porušení.



Obrázek 45. Modelování náhlého odnětí sloupu. (a) Náhlá ztráta sloupu, (b) Největší dynamická odezva a (c) Zvýšené statické zatížení (Izzuddin a kol., 2008)

Jak je znázorněno na obrázku 45c, navrhovaný postup umožňuje přesně odhadnout největší dynamickou odezvu z nelineární statické odezvy při zesíleném gravitačním zatížení ($\lambda_d P_o$) bez nutnosti provádění jakékoli složité dynamické nelineární analýzy. V tomto ohledu je získána nelineární statická odezva konstrukce s vyloučením poškozeného sloupu, takže gravitační zatížení se mění pomocí měřítka (λ), kde $P = \lambda P_o$ a je vyneseno proti statickému svislému posunu (u_s) v místě poškozeného sloupu. Typická nelineární statická odezva může být znázorněna na obrázku 46, kde je odezva základem pro stanovení největší dynamické odezvy (u_d) jak bude ukázáno v části. Jak je znázorněno na obrázku 46 (Izzuddin a kol., 2008), u konstrukcí není plastická ohybová únosnost dostatečná k přenesení zvýšeného statického zatížení ($\lambda_d > 1$) v případě náhlé ztráty sloupu. Je jasné, že největší dynamický posun (u_d) má být pod určitou hranicí, označovanou jako mez tažnosti, při které dojde k prvnímu porušení v jednom ze styčnicků. Kromě toho mohou některé systémy podléhat změkčující statické odezvě vlivem klenbového efektu (Izzuddin, 2010).



Obrázek 46. Nelineární statická odezva při proporcionálním gravitačním zatížení ($P = \lambda P_o$) (Izzuddin, 2010)

5.3.3.5.1 Nelineární statická odezva nosníku

5.3.3.5.1.1 Detailní modelování

Detailní modelování metodou konečných prvků lze použít k určení nelineární statické odezvy na úrovních idealizace konstrukce. Na úrovni nosníku lze použít elastoplastické prvky pro nosník a sloup s ohledem na materiálovou a geometrickou nelinearitu. Kromě toho lze spřažené působení mezi betonovou deskou a ocelovým nosníkem modelovat s ohledem na vliv částečných/plných smykových spojovacích prostředků. Nelineární chování styčnicku lze uvažovat pomocí mechanického modelu využívajícího metodu komponent založeného na principech v EN 1993-1-8 (2005) a EN 1994-1-1 (2004). Nedávno byl navržen postup modelování ocelových a ocelobetonových šroubovaných styčnicků na základě metody komponent, který bere v úvahu kombinovaný účinek ohybových momentů a osových sil (interakce M-N) a uvažuje takzvané skupinové účinky mezi po sobě jdoucími řadami šroubů (Demonceau a kol., 2019; Alhasawi a kol., 2017), jak je znázorněno v jiných částech dokumentu. Další pokyny lze nalézt v EN 1993-1-14 (2020), která uvádí některá pravidla pro numerických metod při navrhování ocelových konstrukcí.

5.3.3.5.1.2 Zjednodušené modelování

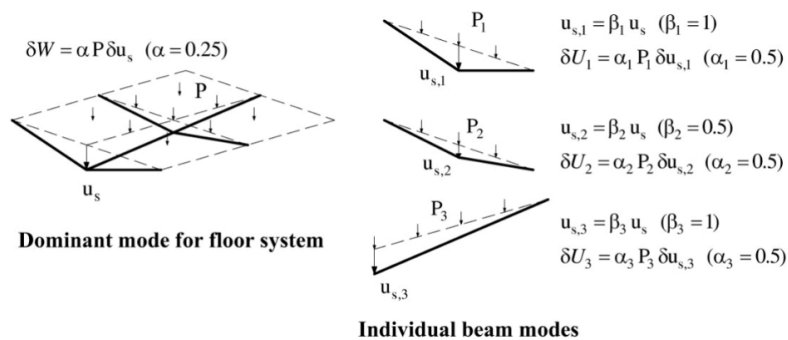
Nelineární statickou odezvu pro jednotlivé ocelové nebo ocelobetonové nosníky lze získat pomocí analytických výrazů, které zohledňují explicitní modelování chování přípoje a využívají tradiční principy analýzy bez potřeby podrobného a složitého modelování metodou konečných prvků, jak je znázorněno v čl. 5.3.2.5. Přístup by byl v běžných návrhových postupech praktičtější než nelineární modely metodou konečných prvků umožňující snadný přechod od normativních pravidel a souvisejících omezení k přesnějšímu přístupu při posuzování robustnosti konstrukce. Tento přístup byl zmíněn v čl. 5.3.2.5 a podrobnosti jsou uvedeny v příloze A.8.

5.3.3.5.2 Zjednodušená nelineární statická odezva pro jedno podlaží

Zjednodušené modelování lze použít k určení nelineární statické odezvy jednopodlažního systému pomocí sestavování odezvy jednotlivých nosníků v aproximaci ignorující membránové účinky desky. Jak je znázorněno na obrázku 47, pro dominantní deformační způsob je celková odezva jednopodlažního systému (P, u_s) složena z jednotlivých nosníků ($P_i, u_{s,i}$) a vyjádřena podle vztahu:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_i \alpha_i \beta_i P_i \quad (41)$$

kde β_i je součinitel kompatibility vztahující se k posunutí jednotlivého nosníku k referenčnímu posunutí podlaží ($u_{s,i} = \beta_i u_s$), jak je znázorněno na obrázku 47, α_i je bezrozměrný faktor, který závisí na předpokládaném rozložení zatížení na nosníku a může záviset na přírůstcích deformace při platné úrovni zatížení (tj. 0,5 pro rovnoměrně rozložené zatížení a 1 pro bodové zatížení), a α je faktor, který závisí na rozložení gravitačního zatížení na nosníku (tj. 0,25 pro rovnoměrně rozložené zatížení).



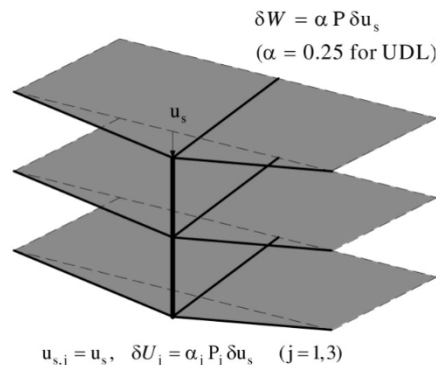
Obrázek 47. Aproximace jednopodlažního systému

5.3.3.5.3 Zjednodušená nelineární statická odezva pro více podlaží

Podobně lze zjednodušené modelování využít k určení nelineární statické odezvy vícepodlažního systému nad poškozeným sloupem sestavením jednotlivých odezev stropních konstrukcí. Za předpokladu deformačního režimu SDOF, jak je znázorněno na obrázku 48 (Izzuddin, 2010), ve kterém je posun stropní konstrukce ($u_{s,j}$) měřený podél linie porušeného sloupu konstantní pro všechna podlaží, lze celkovou odezvu z jednotlivých podlaží vyjádřit jako:

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_j \alpha_j P_j \quad (42)$$

kde α_j je součinitel pro podlaží (j) (tj. 0,25 pro rovnoměrně rozložené zatížení). Zatímco α je celkový součinitel pro celý systém (tj. 0,25 pro rovnoměrně rozložené zatížení).



Obrázek 48. Zjednodušený model pro vícepodlažní systém (Izzuddin, 2010)

Nakonec stojí za zmínku, že podrobné modelování lze použít na vícepodlažních a jednopodlažních úrovních, kde lze použít deskostěnové prvky s ohledem na materiálové a geometrické nelinearity spojené s prvky nosníku a mohou zachytit 2D membránové účinky ve stropní desce. To by bylo přesnější než případ zjednodušeného modelování jednotlivých podlaží pomocí aproximace, která ze své podstaty nemůže zohledňovat působení membránového efektu ve stropní konstrukci. Kromě toho lze podrobné modely použít v kombinaci se zjednodušenými modely, kde lze použít podrobné modelování na úrovni nosníku a nelineární statickou odezvu na vyšších úrovních idealizace konstrukce a pak vše sestavit pomocí zjednodušeného modelování.

5.3.3.6 Zjednodušené dynamické posouzení

V případě náhlé ztráty sloupu je typická odezva stavební konstrukce vysoce nelineární a dynamická, proto je třeba při posuzování výsledných požadavků na tažnost brát v úvahu největší dynamickou odezvu konstrukce. V tomto rámci je největší dynamická odezva určena pomocí zjednodušeného přístupu, jak je znázorněno v části 5.3.5, bez potřeby jakékoli složité nelineární dynamické analýzy, která není praktická pro typické/běžné návrhové situace. Navržený přístup je přesnější než přístup dynamických amplifikačních součinitelů, přičemž amplifikační součinitel závisí jak na úrovni gravitačního zatížení, tak na povaze nelineární odezvy, takže postrádá obecnost pro běžné typy nelineární statické odezvy (Izzuddin, 2010).

5.3.3.7 Posouzení tažnosti

Poslední fází navrhovaného postupu posouzení je porovnání maximálního dynamického posunu (u_d) získaného z pseudostatické odezvy při ($P = P_o$) s mezí tažnosti (u_f) za účelem vyhodnocení mezního stavu, jak je znázorněno na obrázku 49. Mez tažnosti (u_f) je určena jako nejmenší hodnota posunu (u_d), že požadavek na deformaci překročí únosnost tažnosti v kterémkoli ze styčnicků, jak je uvedeno v jiných částech dokumentu. Alternativně lze mezní stav stanovit porovnáním P_o s pseudostatickou kapacitou (P_f), kde P_f je definováno jako:

$$P_f = \max(P_n) \quad \text{pro} \quad 0 \leq u_{d,n} \leq u_f \quad (43)$$

P_f běžně odpovídá u_f na pseudostatické křivce odezvy, což neplatí při klenbovém působení.

V případě zjednodušeného modelování na úrovni posouzení systému, pro který se odezva systému získává ze zjednodušeného sestavení modelů nižší úrovně, lze posuny subsystémů určit z posunu u_d pomocí vhodných podmínek kompatibility. Deformace, kterým jsou styčnický vystaveny, pak mohou být určeny z posunů na nejnižší úrovni uvažovaného subsystému, které jsou reprezentovány buď detailními modely nosníků/stropů, nebo zjednodušenými modely nosníků. Musí se uvažovat jak rotační, tak osové deformace styčnicku, zejména pokud je zajištěno dostatečné osové podepření. Požadavky na tažnost v komponentách přípoje lze potom získat z celkových deformací přípoje a porovnat je s kapacitou tažnosti komponent. Zde je důležité poznamenat, že mezní stav systému je definován porušením jednoho přípoje tak, že požadavek na tažnost převyšuje únosnost tažnosti v jedné nebo více komponentách přípoje. Pokud by porucha jediného přípoje nevedla k poruše systému za přítomnosti zbytkové tvarové přeuvěžitosti a tažnosti, lze mezní stav pro systém znovu nastaven s vyloučením vadného přípoje a dotčených dílčích systémů za příslušnou mezí tažnosti.

5.3.3.8 Posouzení stropních konstrukcí vystavených účinkům zřícení vyšších podlaží

Zřícení jednoho patra může vést k obtížným požadavkům na nižší zasažená podlaží, které musí přenést zatížení úlomky, což zvyšuje zranitelnost konstrukce vůči postupnému/neúměrnému zhroucení. Za určitých okolností může dolní část konstrukce zastavit náraz a zabránit postupnému zhroucení. Situaci ovlivní: (i) počet selhávajících podlaží nad uvažovanou úrovní, (ii) snížení kinetické energie

prostřednictvím absorpce energie v poškozených podlažích a ztráta energie při nárazu a (iii) schopnost spodní stropní konstrukce přenést dodatečné zatížení úlomky, což zohledňuje související dynamické efekty. Vlassis a kol. (2007; 2009) navrhli návrhově orientovanou metodiku pro hodnocení únosnosti proti progresivnímu zřícení stropních systémů ve vícepodlažních budovách vystavených nárazu z jednoho vyššího selhávajícího patra. Navrženou metodu lze zobecnit pro řešení počáteční poruchy více než jednoho podlaží. Základem navrhovaného postupu je, že schopnost spodního podlaží zastavit padající podlaží závisí hlavně na množství kinetické energie, která je přenášena z horního podlaží během nárazu. Podobně jako výše diskutovaný zjednodušený postup posouzení pro vícepodlažní budovy podle scénářů náhlé ztráty sloupů, využívá navrhovaný přístup nelineární statickou odezvu zasažené stropní konstrukce spolu s přístupem energetické bilance k odhadu požadavků na největší dynamickou deformaci bez potřeby podrobné nelineární dynamické analýzy. Studie demonstruje extrémně náročné podmínky kladené na zasaženou podlahu, které mohou u konstrukcí typu vést ke zvýšené náchylnosti k postupnému zhroucení. Důležité je, že je identifikována pravděpodobnost smykového porušení kromě nedostatečné kapacity tažnosti při kombinovaných ohybových/osových zatíženích, což vytváří potřebu dalšího výzkumu dynamické smykové kapacity typů styčniců vystavených extrémním jevům.

5.3.4 Numerické řešení

Zvýšené výpočetní kapacity a dostupnost pokročilých numerických programů (FEM, AEM, DEM) schopných postihnout většinu jevů charakterizujících odezvu budovy při mimořádném zatížení otevřely cestu k návrhovým řešením založeným na plně numerickém přístupu. Efektivita dnes běžně používaného přístupu silně závisí na schopnosti projektanta identifikovat a modelovat klíčové ovlivňující odezvu konstrukce. Velká pozornost se věnuje disipaci energie aktivací plasticity, jako jsou plastické klouby a linie.

Při modelování materiálů lze použít různou míru přesnosti, od nejjednodušších, tj. lineárních elastických modelů, až po složitější nelineární, zahrnující degradaci únosnosti a tuhosti. Lineární elastické zákony mohou být použity v elastických modelech, které mohou být přijaty ve fázích předběžného návrhu k identifikaci kritických problémů odezvy konstrukce, které budou zkoumány v dalších přesnějších studiích. Scénáře zřícení vyvolávají velké posuny v konstrukci a aktivují nelineární odezvu materiálů, proto jsou nevhodnější nelineární materiálové modely. Nelineární chování materiálů je hlavním příspěvkem pro únosnost disipace energie a redistribuci vnitřních sil. Nelineární chování oceli musí být náležitě popsáno, protože umožňuje vývoj plastických kloubů a aktivaci řetězových/membránových efektů v nosnících. Za tímto účelem lze použít modely různého stupně přesnosti a složitosti. Užitečný návod týkající se vztahů mezi napětím a přetvořením oceli, který lze použít, lze nalézt v EN 1993-1-14 (2020). Také pro beton by měl být konstitutivní zákon správně modelován a měl by zahrnovat jeho asymetrickou odezvu v tahu a tlaku, aby bylo možné simulovat trhliny, což je důležité pro zachycení vývoje plastických linií v betonové desce.

Kromě toho lze použít přesné modely materiálů zahrnující zatěžovací a odtěžovací větve v nepružném stavu. Navíc, v závislosti na úrovni složitosti a přesnosti analýzy, uvážení kumulativního poškození materiálů umožní popsat místní poruchy a možné oddělení komponent.

Pokud to vyžaduje konkrétní scénář je třeba modelovat další materiálové modely. Například při zkoumání požárních scénářů je třeba uvažovat teplotní závislost mechanických vlastností materiálů. Návod pro beton a ocel poskytuje EN 1992-1-2 (2004) a EN 1993-1-2 (2005). Podobně, když scénáře zahrnují dynamická zatížení (např. exploze nebo náraz), měla by být zvážena citlivost materiálu na rychlost deformace. Účinky rychlosti deformace na pevnost materiálu jsou implementovány do

modelů zvažujících součinitel dynamického nárůstu (DIF) (Johnson a Cook, 1983; Malvar a Crawford, 1998).

Druhý klíčový prvek modelování je výběr konečných prvků (linie, plocha, objem nebo speciální prvky jako hmota, pružina...). Pořadí a typ zvolených konečných prvků podrobně souvisí s chováním konstrukce (velikost průhybů, deformací, rotací, napětí), se zvolenou metodou analýzy (lineární a nelineární) a s charakteristikou materiálu (lineární nebo nelineární).

V prutových konstrukcích jsou nosníky a sloupy modelovány pomocí nosníkových prvků s osou těžiště shodnou s těžištěm průřezů. Pokud jsou pro odezvu konstrukce významné excentricity, musí být buď explicitně zohledněny, nebo při interpretaci výsledků analýzy. Výběr prvku nosníku z hlediska DOF závisí na zkoumaném problému. Lokální chování, jako je boulení stojiny nebo desky, není pokryto modelováním nosníku a mělo by být zohledněno u pokročilejších modelů nebo dodatečných výpočtů.

K zohlednění příspěvku desky ve 3D modelech se používají deskostěnové nebo objemové prvky. První přístup, se vyznačuje vysokou výpočetní účinností, ztěžuje ale detailní zachycení chování desek v jednotlivých fázích odezvy od ohybové po membránovou. Proto by mělo být přijato úplné 3D řešení s objemovými prvky, které zohlední různé kombinované účinky odezvy ocelobetonová stropní konstrukce, jako je tečení a lom v ocelové výztuži a desce, drcení v betonové desce, nelineární chování spřahovacích prostředků. Aby se snížila výpočetní náročnost, může hybridní přístup nabídnout střední řešení, které spočívá v deskostěnových prvcích kombinovaných s nanesenou ocelovou vrstvou pro modelování výztuže ve dvou směrech. Kromě toho lze možnou ocelovou desku simulovat pomocí nosníkových prvků ve směru žebor ocelové desky a poté připojit k desce prostřednictvím vazeb. Tento přístup umožňuje uvažovat ocelové komponenty potřebné k simulaci tahové únosnosti desky, když se rozvine membránový efekt. Nakonec lze smykové přípoje mezi nosníkem a deskou modelovat pomocí vazeb vhodných pro reprezentaci smykového přípoje.

Přípoje (zejména mezi nosníky a sloupy) jsou klíčové pro zabránění postupného zhroucení. Detailně, v závislosti na úrovni analýzy, mohou být styčníky modelovány buď pokročile, tj. pomocí objemových nebo deskostěnových prvků nebo pomocí zjednodušeného přístupu, tj. pomocí nosníkových prvků, vazeb nebo pružin. Pro omezení složitosti analýzy se přijímají zjednodušené modely, jako je metoda komponent (EN 1993-1-8, 2005; EN 1994-1-1, 2004), a požaduje se, aby klíčové parametry tuhosti, únosnosti a deformační kapacity ocelových styčnic byly zachyceny s dostatečnou přesností. Další podrobnosti o charakterizaci styčnic jsou uvedeny v kapitole 2.2.

Další důležitou otázkou je definice okrajových podmínek: měly by realistickým způsobem odrážet skutečné podmínky podepření, které poskytuje kinematically stabilní statický systém a měly by být konzistentní s typem použitého konečného prvku. Interakce mezi různými částmi nebo komponentami modelu vyžaduje definici kontaktů. Programy využívající MKP, které jsou dnes k dispozici, umožňují vybrat různé typy modelů kontaktů. Jejich kalibrace vyžaduje přesnou identifikaci sady parametrů. Z důvodu umožňuje vložení kontaktů mezi součásti modelu realističtější simulaci odezvy konstrukce, ale za cenu delšího času návrhu a výpočtu.

Nakonec výběr typu analýzy: závisí na problému, který má být zkoumán. Lineární analýza je jednodušší a lze ji provádět prostřednictvím komerčního softwaru. Lineární analýza nemůže aktivovat hlavní zdroj nelinearity typických pro scénáře progresivního kolapsu, které vznikají z: i) velkých posunů a velkých deformací (geometrická nelinearita); ii) nelineární vztahy mezi napětím a přetvořením (materiálová nelinearita); iii) změna kontaktů mezi prvky (topologické/kontaktní, nelinearita). Proto by měla být provedena nelineární analýza, která vyžaduje pokročilých návrhových nástrojů.

Výsledky numerické analýzy mají poskytnout podklady nezbytné pro posouzení schopnosti konstrukce aktivovat alternativní přenos zatížení. Na základě známého pole posunů lze odhadnout požadované deformační kapacity v plastických oblastech a vyhodnotit dodatečné návrhové síly v konstrukčních prvcích; podle toho lze zkontrolovat, zda je konstrukce dostatečně robustní, aby dosáhla nového rovnovážného stavu (Demonceau a kol., 2018). Dodatečné síly mohou vést k různým potenciálním tvarům porušení, které je třeba vzít v úvahu:

- Porucha styčnicku: přípoje nosníku na sloup, které jsou přeneseny pro ohybového momentu a smykové síly, mají podporovat dodatečné tahové síly, které vznikají z přítomnosti řetězových/membránových efektů. To může vést k selhání některých komponent styčnicku. Pokud se použijí styčnicku s částečnou únosností, styčnicku plastizují a může dojít k porušení vlivem nadměrných deformací, tj. vlivem nedostatečné tažnosti.
- Porucha nosníku: u konstrukcí se styčnicku s plnou únosností se může na koncích nosníku vytvořit plastická oblastia. Jak se plastický kloub vyvíjí vlivem ohybového momentu, po kterém následují významné deformace pod vlivem interakce M-N, může plastická oblast selhat vlivem nedostatku deformační kapacity. Také nosníky v horní části prutových soustav mohou selhat vlivem nestability při ohybu a tlaku, přičemž tlak vzniká rozvojem klenbového efektu v konstrukci.
- Nestabilita sloupu: ve sloupech sousedících s porušeným sloupem se vyvíjejí dodatečné tlakové síly, což může vést k vybočení sloupu. Sloupy, na které působí řetězové/membránové síly, mohou být citlivější na vybočení, protože velké síly mohou vést k významným posunům mimo rovinu.

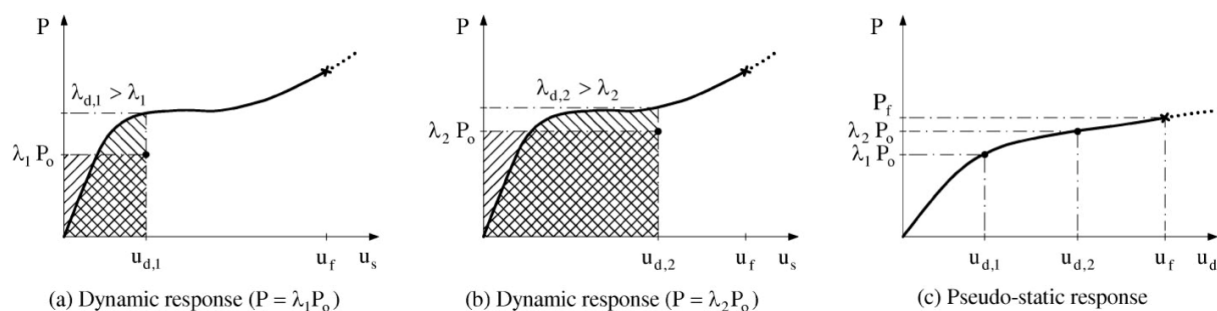
Pro výpočet účinků výbuchu lze použít podrobné numerické simulace. Je důležité si uvědomit, že numerické modely a postupy analýzy stále potřebují experimentální ověření. Jedním z nástrojů je software Extreme Loading for Structures (ELS), který umožňuje stavebním inženýrům navrhovat a analyzovat konstrukci vystavenou zatížení výbuchem s plnou 3D nelineární dynamickou analýzou. Výsledky umožňují uživatelům vizualizovat ve 3D, jak se bude budova nebo různé konstrukční součásti uvnitř budovy chovat za předepsaných podmínek. Software ELS je založen na metodě aplikovaných prvků (AEM), a tak mohou inženýři zobrazit efekt úlomků po výbuchu a jejich účinek na další konstrukční součásti a vytvořit obraz skutečného poškození po mimořádné události. V tomto softwaru lze rázové vlny při výbuchu vytvářet automaticky pomocí UFC 3-340-02 (Konstrukce odolávající účinkům náhodných výbuchů) nebo importováním vlastní historie zatížení tlakem při výbuchu.

5.3.5 Předpověď dynamické odezvy

Dynamickou odezvu lze určit zjednodušeného z nelineární statické odezvy. Principem zjednodušeného přístupu je, že náhlá ztráta sloupu ve skutečnosti připomíná náhlé působení gravitačního zatížení na ovlivněnou spodní konstrukci, zvláště když nastanou velké deformace. Ihned po ztrátě sloupu se konstrukce zrychluje z klidu. Gravitační zatížení převyšuje únosnost konstrukce a rozdíl mezi prací vykonanou zatížením a deformační energií se přeměňuje na kinetickou energii. Deformace se zvyšují, únosnost převyšuje zatížení a uložená deformační energie je větší než práce vykonaná gravitačním zatížením. Kinetické energie se, dokud není konstrukce uvedena zpět do klidu při maximálním dynamické výchylce, stále snižuje. Vzhledem k tomu, že odezva je ovládána jediným deformačním tvarem, největší dynamické odezvy je dosaženo, když se kinetická energie sníží zpět na nulu. Jinými slovy, když se práce vykonaná gravitačním zatížením stane stejnou s energií absorbovanou konstrukcí. Toho využívá metoda pseudostatické odezvy.

Největší dynamické posuny ($u_{d,1}$, $u_{d,2}$) spojené s náhlou aplikací gravitačního zatížení (λP_0) lze určit z energetické rovnováhy mezi prací vykonanou zatížením a vnitřní uloženou energií. V úvahu je brána nelineární odezva statického zatížení na průhyb pro danou vhodnou úroveň idealizace konstrukčního

systemu při dvou úrovních náhle působícího zatížení ($P = \lambda_1 P_0$) a ($P = \lambda_2 P_0$) jak je znázorněno na obrázku 49a a 49b (Izzuddin a kol., 2008).



Obrázek 49. Zjednodušené dynamické posouzení a definice pseudostatické odezvy (Izzuddin a kol., 2008)

Pro případ SDOF, lze ekvivalenci mezi externí prací (W_n) a vnitřní energií (U_n) získat tak, že se dvě zobrazené šrafované oblasti stanou identickými. Využití nelineární statické odezvy umožňuje pro úroveň náhle působícího gravitačního zatížení ($P_n = \lambda_n P_0$), stanovit výsledný největší dynamický posun ($u_{d,n}$) pomocí vztahů:

$$W_n = \alpha \lambda_n P_0 u_{d,n}; \quad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P du_s; \quad W_n = U_n \quad (44)$$

$$P_n = \lambda_n P_0 = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P du_s \quad (45)$$

kde integrál představuje plochu pod nelineární křivkou (P, u_s) až po $u_{d,n}$.

Pokud náhle gravitační zatížení P_n je vyneseno v závislosti na maximálním dynamickém posunu $u_{d,n}$ pro různé úrovně zatížení (λ_n), lze získat pseudostatickou odezvu, jak je znázorněno na obrázku 49c. Pro skutečné gravitační zatížení P_0 , největší dynamický posun lze snadno získat ze pseudostatické odezvy pro $P = P_0$. Kompletní pseudo-statická odezva poskytuje užitečné informace o účincích úrovní gravitačního zatížení při ztrátě sloupu a citlivosti maximálního dynamického posunu na změny v působícím gravitačním zatížení. Nakonec navrhovaný zjednodušený přístup umožňuje získat pseudostatickou odezvu z nelineární statické odezvy, na rozdíl od podrobné nelineární dynamické analýzy, která by vyžadovala velké množství simulací pro různé úrovně gravitačního zatížení.

Jednoduchý a přímočarý postup pro stanovení křivky pseudostatické odezvy a maximálního dynamického posunu je uveden v (Izzuddin a kol., 2008). Za předpokladu nelineární statické odezvy definované jako závislost (P, u_s), kterou lze získat z podrobného modelování metodou konečných prvků nebo pomocí zjednodušených analytických výrazů, předložený algoritmus lze použít ke stanovení pseudostatické odezvy (P, u_d) a dynamického posunu odpovídajícího náhle působícímu gravitačnímu zatížení $P = P_0$. V následujícím navrženém algoritmu, $P_{m \setminus n}$ odkazuje na náhle zatížení $\lambda_{m \setminus n} P_0$, zatímco $P_{d, m \setminus n}$ se týká zesíleného statického zatížení $\lambda_{d, m \setminus n} P_0$, přičemž m a n udávají začátek a konec aktuálního přírůstku.

1. V prvním kroku: $P_{d,m} = P_m = 0, u_{d,m} = 0, A_m = 0$; zvolí se malý přírůstek posunu Δu_d .
2. Nastaví se: $u_{d,n} = u_{d,m} + \Delta u_d$.
3. Určí se $P_{d,n}$ pro posun $u_{d,n}$ z nelineární statické odezvy (P, u_s); získá se platná plocha pod křivkou (P, u_s): $A_n = A_m + (P_{d,m} + P_{d,n}) \Delta u_d / 2$.
4. Určí se platné pseudostatické zatížení: $P_n = A_n / u_{d,n}$; stanoví se nový bod ($P_n, u_{d,n}$) na křivce pseudostatické odezvy (P, u_d).

5. Pokud je $(P_m < P_o \leq P_n)$, pak se určí dynamický posun odpovídající P_o : $u_d = u_{d,m} + (u_{d,n} - u_{d,m})(P_o - P_m)/(P_n - P_m)$.

Pokud je pro pseudostatickou křivku odezvy vyžadováno více bodů pak: $P_{d,m} = P_{d,n}$, $P_m = P_n$, $u_{d,m} = u_{d,n}$, $A_m = A_n$; a postup se opakuje od bodu 2.

5.4 Metoda návrhu klíčových prvků

Klíčovým prvkem je konstrukční prvek nebo část konstrukce, jejíž selhání má za následek další poškození, které ohrožuje očekávané chování konstrukce. Aby se předešlo lokálním poruchám, které překračují předpokládanou limitní hodnotu, musí být klíčové prvky identifikovány a navrženy. Podle aktuálních norem (EN 1991-1-7, 2006) musí být únosnost klíčových prvků zvýšena, aby přenesly danou úroveň namáhání.

Návrhová strategie se používá pro konstrukce s omezenou úrovní tvarové přeurčitosti, jako jsou tahové konstrukce, 2D a 3D příhradové systémy, visuté a zavěšené konstrukce. Klíčové prvky lze použít v kombinaci s dalšími konstrukčními prvky ke zlepšení robustnosti vysoce rizikových budov (Arup, 2011). Navíc je přístup jediným racionálním přístupem při modernizaci stávajících budov. V závislosti na kontextu mohou být potenciálními klíčovými prvky například sloupy, nosné stěny budovy, pilíře mostů nebo nosné kabely v konstrukci (Starossek a Haberland, 2012).

Podle EN 1991-1-7 (2006) má mimořádné zatížení pro návrh klíčových prvků hodnotu 34 kN/m^2 a je v libovolném směru. Toto zatížení, založené na zřícení budovy Ronan Point v Londýně, 1968 (Way, 2011), má představovat možný rozsah zatížení při nárazu a výbuchu a používá se jako nástroj pro navrhování klíčových prvků tak, aby byly robustnější, než je požadováno pro běžné konstrukční případy.

Klíčové prvky musí být navrženy tak, aby vyvinuly svou plnou únosnost bez selhání samotného prvku nebo jeho styčnic. Proto má být návrhové zatížení aplikováno na klíčový prvek a jakékoli součásti k němu připojené, pokud připojené součásti a jejich přípoje přenesou zatížení 34 kN/m^2 . Proto je pro návrh klíčového prvku potřeba zvážit, které komponenty nebo část komponentů zůstanou připojeny k prvku v případě nehody. To znamená, že pro stěnu nebo desku připojenou k prvku by bylo třeba uvažovat různé případy zatížení, s náležitým ohledem na horní a dolní limity kapacity připojení. V tomto návrhovém přístupu není třeba zajistit žádnou únosnost pro redistribuci zatížení.

Metoda návrhu klíčových prvků zahrnuje kroky:

- Identifikace klíčových prvků konstrukce.
- Návrh klíčových prvků tak, aby odolávaly mimořádnému návrhovému zatížení A_d působícímu ve vodorovném a svislém směru, jeden směr po druhém. Podle EN 1991-1-7 je doporučená hodnota pro A_d 34 kN/m^2 . Je-li to vhodné, lze zvážit další mimořádná zatížení.
- Mimořádná návrhová zatížení musí být aplikována na klíčový prvek a na jakýkoli připojený prvek.

Při návrhu klíčových prvků a jejich spojů se uvažuje mimořádná kombinace zatížení podle EN 1990:2002.

5.5 Metoda rozdělení konstrukce

Rozdělení konstrukce umožní zvýšit její robustnost. Šíření poruchy lze zabránit po počátečním poškození nebo jej omezit izolováním selhávající části konstrukce od zbývajících konstrukce pomocí hranice části konstrukce. Přístup zajistí, že každá část se poruší nezávisle, aniž by to ovlivnilo bezpečnost ostatních částí. Rozdělení lze založit na slabých hranicích segmentů, nebo na jejich silných hranicích. Umístění hranic části se volí při návrhu podle požadavků klienta a příslušných úřadů

v závislosti na typu a významu konstrukce (Starossek, 2007; Starossek a Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

V metodě alternativního přenosu zatížení se rozsah zhroucení zvyšuje a účinnost metody klesá s rostoucí velikostí počátečního poškození. Je výhodnější v případě, kdy se předpokládá, že velikost počátečního poškození je malá. Na druhou stranu, při segmentační strategii se rozsah zřícení a účinnost metody považují za necitlivé k velikosti počátečního poškození za předpokladu, že velikosti částí konstrukce nejsou malé. Pevný rozsah zřícení vlivem rozdělení konstrukce je poměrně velký, což odpovídá selhání celého segmentu. Proto je takový způsob žádoucí, když se předpokládá, že počáteční velikost poškození má velkou hodnotu. Segmentaci lze kombinovat s metodou alternativního přenosu zatížení, kdy lze v rámci jednotlivých částí konstrukce zajistit alternativní přenos. V takovém případě nebude rozsah šíření poruch výrazně větší než původní předpokládané poškození pro malé i velké počáteční poškození (Starossek a Haberland, 2012).

5.5.1 Slabé hranice částí konstrukce

Segmentace pomocí slabých hranic částí konstrukce umožní, aby došlo k selhání konkrétního segmentu bez progresu selhání do dalších sousedních segmentů. V takovém režimu může rozdělení konstrukce fungovat jako konstrukční pojistka, kde se poškozené části mohou bezpečně odpojit od konstrukce. Těto metody rozdělení konstrukce lze dosáhnout eliminací spojitosti mezi sousedními segmenty/odděleními nebo snížením tuhosti, která se přizpůsobí velkým deformacím a posunům na hranicích segmentů, a tím se omezí množství síly přenášené na okolní konstrukci (Starossek, 2007; Starossek a Haberland, 2012 CEN/TC250/WG6, 2020).

Zajištění spojitosti má žádoucí účinek na celkové chování konstrukce v extrémních situacích; ale kontinuita může být škodlivá, když výsledný alternativní přenos zatížení není doprovázen požadovanou pevností, která je schopna odolat silám přenášeným kontinuitou. Proto v případě, kdy je alternativní přenos zatížení nepraktický nebo drahý, je výhodné rozdělení konstrukce selektivní eliminací kontinuity. To je případ, kdy alternativní přenos zatížení (nebo prvky izolující kolaps) jsou dostatečně pevné, ale odpovídající posouzení se ukáže jako obtížné nebo nepřesvědčivé (Starossek, 2006).

U stavebních konstrukcí se rozdělení konstrukce běžně u vodorovných nízkopodlažních budov, které mají velkou půdorysnou plochu. U nízkých konstrukcí lze předpokládat, že zřícení by zahrnovalo celou výšku budovy; je omezeno ve vodorovném rozsahu v místech, kde síly nemohou být přeneseny přes hranici segmentu na okolní konstrukci. Jak bylo uvedeno, je žádoucí, aby byl v rámci jednotlivých částí konstrukce poskytován alternativní přenos zatížení. Je třeba zmínit, že okolní konstrukce by měla být kontrolována při nejvyšší možné úrovni vazebných sil, aby se zabránilo selhání v sousedních segmentech.

5.5.2 Silné hranice částí konstrukce

Segmentace založená na silných hranicích částí konstrukce je navržena tak, aby zabránila počínajícímu kolapsu. Poskytuje vysokou lokální únosnost, která je schopna přenést velké síly. Rozdělení konstrukce nabízí alternativní přenos zatížení. Odolnosti vůči lokálnímu poškození je dosaženo při malých deformacích. Zřícení části konstrukce lze zastavit. Lze rozdělit svislé konstrukce. Například u vícepodlažní budovy s obvodovými nosníky v pravidelných intervalech mohou nosníky působit se svislými vazbami a umožňují přerozdělit zatížení po místním poškození, které zadržuje padající úlomky a dodává stabilitu okolní konstrukci (CEN/TC250/WG6, 2020; Starossek, 2007; Starossek a Haberland, 2012; Starossek, 2018; Ellingwood a kol., 2007).

Další možností vytvoření hranic částí konstrukce je poskytnout jim vysokou tažnost a velkou disipaci energie, aby bylo přenesly velké síly a velké posuny (Starossek, 2009).

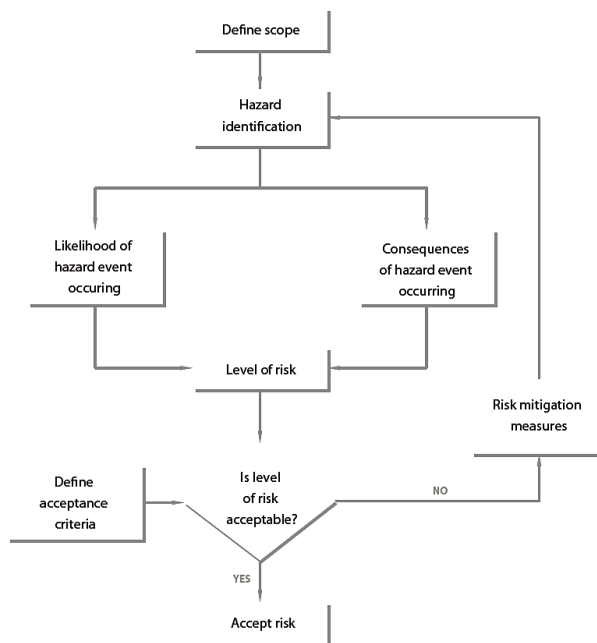
6 Hodnocení rizik

Analýza rizik je založena na posouzení a zmírnění rizika poškození konstrukce a následků, které by mohly vzniknout ze stavu poškození, po výskytu málo pravděpodobných nebezpečí s velkými následky, jako je náraz, požár, výbuchy, lidské chyby atd.

V EN1990 je analýza rizik vyžadována pro budovy spadající do třídy vysokých následků CC3 podle EN 1991-1-7. Lze použít dva typy analýzy rizik, a to i) kvalitativní a ii) kvantitativní analýzu, což jsou hlavní kroky potřebné pro obě analýzy shrnuté na obrázku 50.

Analýza rizik založená na kvantitativním přístupu je. Vyžaduje kvantifikaci pravděpodobnosti výskytu každého zvažovaného nebezpečí a možných následků jeho výskytu v budově a vyžaduje robustních modelů rizik a velké množství dat. Z těchto důvodů je kvantitativní přístup málo používaný. V EN 1991-1-7 uvedeny pokyny pro kvantitativní analýzu rizik.

Na druhou stranu analýzu rizik založenou na kvalitativním posouzení lze provést v jakékoli době nebo fázi projektu, i když se důrazně doporučuje zahájit ji v rané fázi procesu návrhu. Jedním z klíčových úkolů, kterých je třeba dosáhnout, je identifikace nebezpečí, která je třeba vzít v úvahu. V příloze B (informativní) EN 1991-1-7 jsou identifikovány podmínky, které by mohly představovat nebezpečí pro konstrukci, viz čl. 4 věnovaný identifikovaným hrozbám; identifikace nebezpečí by měla být prováděna v úzké součinnosti s budoucím vlastníkem budovy a/nebo s úřady. Poté je u identifikovaných nebezpečí požadováno popsat možné důsledky v případě jejich výskytu a definovat požadovaná opatření, pokud důsledky nejsou přijatelné. Kvalitativní hodnocení se snáze aplikuje než kvantitativní přístup, proto je nejčastěji preferovaným přístupem, i když má tendenci být více subjektivní.



Obrázek 50. Hodnocení rizika

7 Závěry

Robustnost konstrukce a zmírnění postupného zhroutení je specifickým bezpečnostním hlediskem, který je nyní řešen v moderních předpisech a normách, včetně Eurokódů, a který vyžaduje zvláštní péči od profesionálů působících ve stavebnictví, včetně architektů, projektantů, konstruktérů, kontrolních úředníků až po manažery pojišťovny. Pokud se podíváme hlouběji na části Eurokódu související s touto problematikou, jsou poskytnuta obecná návrhová doporučení, která jsou někdy nejasná, neúplná a obecná, aby bylo možné uvažovat specifika konstrukčních systémů. To vede k potížím pro odborníky, protože chybí jasné pokyny pro návrh, jak splnit požadavek na robustnost.

Projekt FAILNOMORE financovaný RFCS vyplnil mezery v návrhu ocelových a ocelobetonových konstrukcí shromážděním výsledků výzkumu v oblasti a jejich převedením do praktických doporučení a pokynů. Monografie shrnuje návrh na robustnost připravené na evropské úrovni.

V kap. 2.1 je navržen obecný vývojový diagram pro návrh robustnosti. Toto reprezentativní schéma vede projektanta rozhodovacím procesem a usnadňuje rozhodování o přijetí vhodné návrhové strategie pro jakýkoli typ mimořádného scénáře, přičemž je plně v souladu s požadavky a doporučeními Eurokódů.

Výběr strategií návrhu, které mají být přijaty, je založen na konceptu tříd následků, který je uveden v kap. 3.

V kap. 4 je uveden první soubor návrhových metod pro robustnost pro identifikované mimořádné zatížení včetně nárazu, výbuchu, požáru a zemětřesení jako mimořádných událostí. Navrhované přístupy sahají od ochranných opatření zaměřených na zabránění výskytu náhodné události až po explicitní návrh pro konkrétní zatížení. Podrobně jsou představeny různé metody návrhu s různou úrovní složitosti a přesnosti. Na základě složitosti konstrukčního uspořádání a požadované přesnosti návrhu je zvolen kterýkoli z těchto přístupů.

Vzhledem k tomu, že není možné prozkoumat všechny mimořádné situace, které by mohly vést k iniciaci kolapsu, jsou v kap. 5 uvedeny návrhové metody nezávislé na pomyslných hrozbách. Metody jsou zaměřeny na zvýšení robustnosti konstrukce, aby se omezilo šíření lokálního poškození uvnitř konstrukce. Nejprve je poskytnut návod k identifikaci místního poškození, které je třeba uvažovat při návrhu. Poté jsou prezentovány přístupy s různou úrovní složitosti využívající zjednodušené analytické až plně numerické nástroje se zvláštním důrazem kladeným na tažnost a rotační únosnost požadovanou na úrovni konstrukčních prvků a/nebo styčniců.

Kap. 6 poskytuje stručný úvod do hodnocení a analýzy rizik, které jsou někdy požadovány pro konstrukce zařazené do nejvyšší třídy následků.

Závěrem lze říci, že v tomto manuálu jsou uvedeny cenné informace a metody s různou úrovní sofistikovanosti. Cílem návrhových metod je splnit požadavek na robustnost ocelových a ocelobetonových konstrukcí s využitím plného potenciálu použitých základních materiálů a prvků. Použitelnost metod je doložena ve druhé části manuálu na relevantních příkladech.

Řešené příklady

8 Úvod k příkladům

8.1 Obecné

Kapitola doplňuje teoretickou část o řešené příklady návrhu robustnosti ocelových a ocelobetonových prutových soustav podle platné verze evropských návrhových norem. Jsou vybrány čtyři geometrie konstrukce, dvě pro neseismickou oblast a dvě seismickou oblast, viz tabulka 8.

Tabulka 8. Konstrukce a oblasti

Referenční název	Konstrukce a oblasti
SS/NS	Ocelová konstrukce v neseismické oblasti
CS/NS*	Ocelobetonová konstrukce v neseismické oblasti
SS/S	Ocelová konstrukce v seismické oblasti
CS/S	Ocelobetonová konstrukce v seismické oblasti

* Konstrukce má dvě varianty – jednu s ocelovými sloupy a jednu s ocelobetonovými sloupy. V obou případech jsou stropní nosníky a desky navrženy jako spřažené ocelobetonové.

V příkladech jsou konstrukce navrženy pro mezní stav únosnosti (MSÚ) a mezní stav použitelnosti (MSP). Zahrnují dodatečné požadavky na mezní stav omezeného poškození (DL) pro seismické systémy, tj. SS/S a CS/S. Výsledky jsou uvedeny v kap. 8.3 až 8.6.

Návrh na odolnost je připraven v kap. 8.7 pro identifikovatelná nahodilá zatížení a v kapitole 8.8 pro neidentifikovatelná nahodilá zatížení. Příklady ilustrují většinu metod v předchozích kapitolách.

Návrh na robustnost načíná klasifikací konstrukce z hlediska následků, viz kapitola 3. Všechny studované konstrukce jsou zahrnuty do třídy následků 2b (vyšší skupina rizika).

Návrh pro identifikovatelná zatížení, kap. 8.7, zahrnuje ověření pro pět náhodným zatížením, viz tabulka 9, pomocí doporučení v kap. 4. Studované konstrukce nejsou ověřeny pro všechna uvažovaná nahodilá zatížení, viz tabulka 9. Cílem je aplikovat různé metody v kapitole 4 alespoň na jeden řešený příklad. Příklady jsou podle druhu nahodilých účinků označeny od I.1 do I.5 pro identifikovatelná nahodilá zatížení, tj. náraz, výbuch, požár a zemětřesení, a od II.1 do II.4 pro neidentifikovatelná zatížení, viz tabulky 9 a 10.

Pro náraz a výbuch plynu, viz kap. 4.2 a 4.3.1.1, jsou použity metody s různou úrovní sofistikovanosti, tabulka 9, i když doporučení pro konstrukce třídy 2B, viz EN 1991-1-7 a zelené rámečky v tabulce 9, omezují analýzu na zjednodušené statické modely ekvivalentních akcí. Pro vnější výbuchy, na které se normové postupy výslovně nevztahují, viz kap. 4.3.1.1, je zjednodušených pravidel a pokročilé dynamické analýzy ilustrováno na konstrukci SS/S. Použití zjednodušených pravidel a tepelně numerické analýzy je ilustrováno pro konstrukci CS/NS při požárním scénáři, viz kap. 4.4. Pro seismická zatížení, viz kap. 4.5, jsou uvažovány dvě návrhové situace:

- Aplikace normativních doporučení na konstrukci SS/NS, o níž se předpokládá, že bude postavena v Cáchách, tj. v oblasti, kde by seismické působení nemělo být explicitně zohledněno při projektování, ale mohlo by se objevit;
- Aplikace pokročilé numerické analýzy zvažující scénáře více rizik na konstrukci SS/S.

Pro návrh pro neidentifikovatelná nahodilá zatížení, čl. 8.8, jsou navrženy alternativy pro konstrukce třídy 2B, viz čl. 2.1.4.

Prvním z nich je aktivace vodorovných a svislých vazeb, viz čl. 5.3.1. Výsledky jsou ukázány pro řešené příklady v tabulce 10 (zelený sloupe).

Druhým postupem se fiktivně odnímají nosné prvky, po jednom v každém podlaží budovy. Lze počítat pomocí:

- analytické metody, viz čl. 5.3.2, metody je ilustrováno pro konstrukci SS/NS;
- zjednodušeného numerického přístupu, viz čl. 5.3.3, přístup je aplikován na konstrukci SS/S;
- pokročilého numerického přístupu, viz čl. 5.3.4, přístup je aplikován na všechny řešené příklady.

Další možností je metoda klíčových prvků podle EN 1991-1-7 čl. 5.4. Metoda je řešena pro konstrukci CS/NS.

Poslední možností je segmentace, která bude stručně popsána pro konstrukci SS/NS.

Tabulka 9. Typy přístupů a jejich použití.

Konstrukce	Identifikovaná zatížení									
	Náraz			Vnější výbuch		Vnitřní výbuch		Lokální požár	Zemětřesení	
	Ekvivalentní statický přístup	Zjednodušený dynamický přístup	Úplný dynamický přístup	Ekvivalentní přístup SDOF	Full dynamic approach	Ekvivalentní statický přístup	Dynamický přístup (metoda TNT ekvivalentu)	Modely místního požáru	Prescriptive method	Pokročilá numerická analýza (multi-hazard)
SS/S				I.2.2/ SS/S	I.2.3/ SS/S	I.3.1/ SS/S	I.3.2/ SS/S			I.5.2/ SS/S
CS/S	I.1.1/ CS/S	I.1.2/ CS/S	I.1.3/ CS/S							
SS/NS									I.5.1/ SS/NS	
CS/NS	I.1.4/ CS/NS			I.2.1/ CS/NS				I.4.1/ CS/NS		

Tabulka 10. Typy přístupů pro neidentifikované akce a jejich aplikace

Konstrukce	Neidentifikovatelná zatížení					Klíčový prvek	Segmentace
	Metoda alternativní cesty zatížení (ALPM)						
	Normativní přístup (Tying method)	Analytický přístup	Zjednodušený předpověď dynamické odezvy	Úplný numerický přístup			Slabé Hranice částí konstrukce / Silné Hranice segmentů
SS/S	II.1.1/ SS/S		II.4.2/ SS/S	II.4.3/ SS/S			
CS/S	II.1.2/ CS/S			II.4.4/ CS/S			
SS/NS	II.1.3/ SS/NS	II.4.1/ SS/NS		II.4.5/ SS/NS			II.3.1/ SS/NS
CS/NS	II.1.4/ CS/NS			II.4.6/ CS/NS	II.2.1/ CS/NS		

V tomto konstrukčním manuálu je uvedeno shrnutí šetření na řešených příkladech. Více podrobností je k dispozici v části D2-2 projektu FAILNOMORE, která je volně (v angličtině) na oficiálních stránkách projektu (<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/>).

8.2 Geometrie a řešené konstrukční systémy

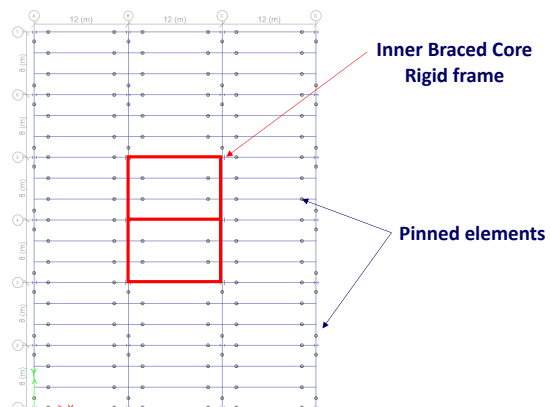
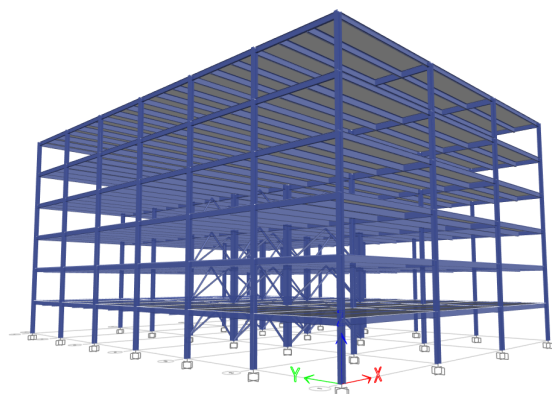
Geometrie konstrukcí je znázorněna na obrázku 51 a skládá se z:

- Neseismická oblast:
 1. 6 podlaží o výšce 4,0 m každé;
 2. 6 polí s rozponem 8,0 m ve směru osy Y;
 3. 3 pole s rozponem 12,0 m ve směru osy X.
- Seizmická oblast:
 1. 6 podlaží o výšce 4,0 m každé;
 2. 6 polí s rozponem 8 m v podélném směru;
 3. 3 pole s rozponem 12 m v příčném směru – vnitřní;
 4. 6 polí s rozponem 6 m v příčném směru – obvod.

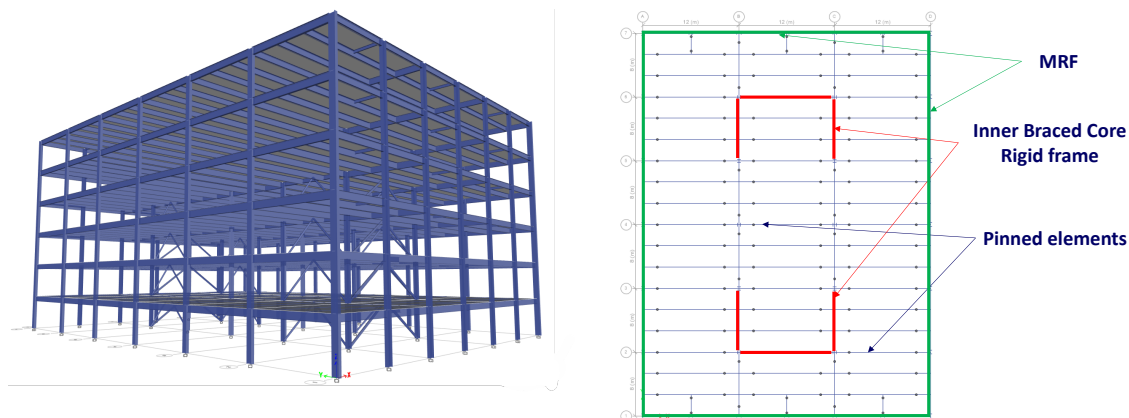
Hlavní konstrukce se skládá z:

- Neseismická oblast obrázek 51a:
 1. Vnitřní jádro s diagonálami navržené na vodorovné síly od zatížení větrem;
 2. Stropnice a průvlaky navržené na gravitační zatížení.
- Seizmická oblast obrázek 51b:
 1. Dvojitý systém tvořený vnitřním jádrem s diagonálami a obvodovými momentově tuhými soustavami (MRF), který odolává horizontálnímu zatížení a zemětřesením.;
 2. Nosníkový rošt s hlavními a vedlejšími nosníky, které odolávají gravitačnímu zatížení.

V původním návrhu byla použita ocel S355 a beton C30/37. Navíc pro konstrukce v seismických oblastech byla použita ocel třídy S460 pro nedisipativní nosníky ve vyztužených rámech. Pro ocelové prvky byly použity průřezu H a kruhové uzavřené profily. Styčníky byly navrženy podle EN 1993-1-8 s dodatečnými požadavky na seismicky odolné systémy z hlediska nejmenší únosnosti (viz EN 1998-2). Další podrobnosti o konstrukčních systémech jsou uvedeny v dalších částech.



a)



b)

Obrázek 51. Prezentace konstrukčních systémů: a) neseismické konstrukce; b) seismické konstrukce

8.3 Zatížení, kombinace zatížení

Zatížení, která byla použita při návrhu každé konstrukční typologie, jsou uvedeny v tabulce 11. Kombinace zatížení pro MSÚ a SLS byly uvažovány v souladu s EN 1990. Navíc podle EN 1998 byl uvažován mezní stav poškození (DL) pro případy SS/S a CS/S.

Tabulka 11. Uvažované zatížení

Zatížení	Konstrukce		
	SS/S & CS/S	CS/NS	SS/NS
	Lokalita		
	Timișoara, RO	Luxembourg	Aachen, DE
Stálé zatížení	- podlahy: $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$ - fasáda (podepřená obvodovými nosníky): $g_k = 4 \text{ kN/m}$		
Proměnné zatížení	- Užitné zatížení: $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ - montážní zatížení $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ (podlahy a střecha).		
Zatížení větrem			
Rychlost větru	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Ekvivalentní tlak větru	$q_b = 0.4 \text{ kN/m}^2$	$q_b = 0.36 \text{ kN/m}^2$	$q_p = 0.9 \text{ kN/m}^2$ *
Kategorie terénu	III	III	Binnenland*
Zatížení sněhem	$s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ **
Seismické zatížení			
Spektrum pružné odezvy	Type 1		
Typ podloží	B		
Návrhové zrychlení, a_g	0.25 g		
Součinitel chování, q	$q = 4.8$ (náhradní soustava CBF+MRF)		

* Základní tlak větru podle DIN EN 1991-1-4/NA Ttab. NA.B.3 v Německu. Nahrazuje pojem kategorie terénu. Binnenland lze přeložit jako vnitrozemská oblast nebo vnitřní oblast a používá se k odlišení od ostrovních a pobřežních oblastí.
** Sněhová oblast 2 podle DIN EN 1991-1-3/NA

8.4 Návrhové požadavky a výstup

Konstrukční analýza byla provedena pomocí 3D modelů a lineární pružné analýzy.

Pro SS/NS se výpočty provádějí pomocí následujícího softwaru:

- Dlubal RSTAB 8.22 pro výpočty metodou konečných prvků včetně modulu STEEL EC3 pro posouzení průřezů;
- COP 2.1.3 Premium pro ověřování styčnicků.

Pro CS/NS byl návrh budovy proveden pomocí softwaru SCIA (verze 2019), přičemž přípoje byly navrženy pomocí výpočtových tabulek.

Pro konstrukce navržené v seismických oblastech (SS/S a CS/S) byl použit software Etabs v.19 a SAP2000 v23. Návrh styčnicků byl proveden pomocí softwaru STEELCON. Pro seismický návrh byla provedena modální analýza spektra odezvy. byl vyhodnocen plastický mechanismus a seismická odezva pomocí nelineární statické analýzy (push-over) metodou N2.

Ověření provedená u konstrukcí zahrnovala:

- Ověření MSÚ, pro které jsou výsledky hlášeny prostřednictvím využití prutu (UFs).
- Ověření SLS, která byla provedena pomocí následujících kritérií:
 1. Největší průhyb stropnic omezen na $L/250$;
 2. Největší průhyb průvlaků omezen na $L/350$;
 3. Největší posun v hlavě sloupu při působení větru je omezen na $H/500$;

kde L je délka nosníků a H je výška konstrukce.

Navíc pro seismicky odolné konstrukce byla provedena ověření:

1. Mezipodlažní posun omezený na $0,75 \% H_{st}$, aby byl splněn požadavek na omezení poškození (budovy s tvárnými nekonstrukčními prvky);
2. Účinky druhého řádu: $\theta \leq 0.2$;
3. Ověření disipativních členů a styčnicků v CBF a MRF;
4. Ověření nedisipativních členů a styčnicků v CBF a MRF;

kde H_{st} je výška podlaží a θ e součinitel citlivosti mezipodlažního posunu.

Výstup návrhu je uveden v Tabulkách 12 až 14. Tabulka 12 ukazuje průřezy pro různé kategorie nosníků a využití prutu (včetně únosnosti ve vzpěru, kde je to vhodné) a tuhost. Tabulka 13 uvádí průřezy pro různé kategorie sloupů a využití prutů (včetně únosnosti ve vzpěru). U konstrukcí v seismické oblasti se využití prutu pro sloupy systému LLRS vztahují k maximu mezi kombinacemi se zatížením větrem nebo seismickým působením.

Ověření SLS pro všechny konstrukce vystavené působení větru je uvedeno v tabulce 16. Všechny konstrukce mají stejnou výšku H (24 m), poměr mezi vodorovnou deformací a přijatelným limitem má je asi 0,5.

Pokud jde o specifická ověření pro konstrukce v seismické oblasti, tabulka 17 uvádí kontrolu posunu mezi podlažími ve stavu omezení poškození. Jak lze pozorovat, konstrukce úspěšně splňují omezení na

0,75 %, přičemž největší mezipodlažní posun je 0,24 %. SS/S a CS/S byly zkontrolovány na MSÚ z hlediska omezení posunu mezi podlažními pomocí rovnice:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \quad (46)$$

kde c je součinitel zesílení (uvažovaný 1, protože $T_1 \geq T_C$), q je součinitel chování a d_{re} je relativní posunutí získané ze statického výpočtu.

Přijatelný limit pro toto ověření je 2,5 % H_{st} . Jak je uvedeno v tabulce 18, všechny hodnoty jsou pod tímto limitem, největší je 0,49 %.

Kromě toho jsou výsledky pro ověření vlivu druhého řádu uvedeny v tabulce 19. Jak lze pozorovat, největší hodnota pro θ je 0,096. V tomto případě, jak je uvedeno v Eurokódu 8, mohou být účinky druhého řádu zanedbány, protože hodnota θ je menší než 0,1.

Seismické zatížení pro návrh nedisipativních prvků bere v úvahu využití (UF) diagonál. Proto s využitím (UF) 0,46 nejvíce namáhané diagonály byl získán součinitel nadměrné únosnosti $1/0,46 = 2,16$. Vezmeme-li v úvahu účinek zpevnění materiálu, celkový součinitel nadměrné únosnosti uvažovaný pro návrh nedisipativních prvků byl $\Omega_T = 3,0$.

Nakonec byl zkontrolován příspěvek obvodových prutových soustav MRF. V (RFCS, 2017) je zmíněno, že dualita by měla být kontrolována ověřením, že ohybově tuhé (MRF) přenášejí alespoň 25 % seismické síly. Vzhledem k rovnováze na jednoduchého prutové konstrukce a vývoji plastických kloubů na koncích nosníků je únosnost soustav ohybově tuhé (MRF) dvojnásobkem plastické únosnosti nosníku děleno výškou podlaží. Potřebnou únosnost nosníku v ohybu lze určit pomocí následujícího výrazu:

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H_{st}}{n} \quad (47)$$

kde F_y^{MRF} je únosnost rámu, H_{st} je výška podlaží a n je počet nosníků.

Ve výše uvedeném vzorci je únosnost prutové konstrukce brána jako rovna 0,25 seismické síly a n rovné 12, protože existuje 6 nosníků na rám a 2 rámy na směr, které odolávají seismickým účinkům.

Jak je uvedeno v tabulce 20, potřebná ohybová únosnost je menší než účinná v obou směrech; tak je zkontrolována podmínka duality.

Tabulka 12. Řezy a faktory využití pro nosníky

Případ	Prvek	Směr ⁴	Podlaží	Průřez	Využití prutu (UF)	
					Únosnost	Deformace ¹
SS/S	Obvodové nosníky	X	1-6	IPE550	0.278	0.023
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.153
	Vnitřní nosníky	X	1-6	IPE550	0.546	0.85
		Y	1-6	IPE550	0.909	0.928
	⁵ Vnitřní nosníky jádra	X	1-3	⁶ HEM800*	0.936	-
			4-5	HEM800	0.953	-
			6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-
	4-6		HEB500	0.878	-	

Tabulka 12. Řezy a faktory využití pro nosníky

Případ	Prvek	Směr ⁴	Podlaží	Průřez	Využití prutu (UF)		
					Únosnost	Deformace ¹	
CS/S	Obvodové nosníky ²	X	1-6	IPE550	0.278	0.178	
		Y	1-6	IPE600	0.302	0.157	
	Vnitřní nosníky ²	X	1-6	IPE400	0.627	0.971	
		Y	1-6	IPE450	0.874	0.94	
	⁵ Vnitřní nosníky jádra	X		1-3	⁶ HEM800*	0.936	-
				4-5	HEM800	0.953	-
				6	HEM700	0.789	-
		Y	1-3	HEM500	0.859	-	
		4-5	HEB500	0.878	-		
SS/NS	Obvodové nosníky	X	1-6	IPE500	0.51	0.89	
		Y	1-6	IPE500	0.75	0.83	
	Vnitřní nosníky	X	1-6	IPE550	0.62	0.93	
		Y	1-6	IPE600	0.87	0.89	
	Vnitřní nosníky jádra	X, Y	1-6	HEA300	0.9	0.19	
CS/NS	Obvodové nosníky ³	X, Y	1-6	IPE 450	0.93	0.8	
	Vnitřní nosníky ³	X	1-6	IPE360	0.95	0.98	
		Y	1-6	IPE500	0.96	0.86	
	Vnitřní nosníky jádra	X, Y	1-6	IPE500	0.45	-	

¹Kritérium ověření deformace: L/250 pro vedlejší nosníky, L/350 pro hlavní nosníky
²Nelsonovy čepy d=19 mm, h=100 mm / 160 mm, ocelové nosníky plně spojené s plnou deskou o tloušťce 120 mm.
³Nelsonovy čepy d=19 mm, h=100 mm / 160 mm, ocelové nosníky připojené ke ocelobetonové desce 130 mm a s deskou Cofraplus 60 (0,88 mm).
⁴Orientace os viz obrázek 53.
⁵Pro nosníky vnitřního jádra byla použita ocel třídy S460.
⁶HEM800* je svařený průřez, který má stejnou výšku jako běžný HEM800, b = 380 mm, t_f = 50 mm a t_w = 30 mm.

Tabulka 13. Průřezy a využití průřezu pro sloup

Případ	Prvek	Průřez	UF	
SS/S	Rohové sloupy	HE550B	0.49	
	Obvodové sloupy	HE500B	0.71	
	Sloupy vnitřního jádra	HD400X463	0.95	
CS/S	Rohové sloupy	HE550B	0.48	
	Obvodové sloupy	HE500B	0.71	
	Sloupy vnitřního jádra	HD400X463	0.95	
SS/NS	Obvodové sloupy	X	HEB 360	0.97
		Y	HEB 340	0.94
	Sloupy vnitřního jádra	HEM300	0.95	
CS/NS	Obvodové sloupy	HD360X162	0.61	
	Vnitřní sloupy	HD400X216	0.78	

Tabulka 14. Průřez a využití diagonál

Případ	Prvek	Směr	Podlaží	Průřez	UF	
SS/S	Diagonála	Y	1-3	HEA320	0.41	
			4	HEA260	0.43	
			5	HEA220	0.46	
			6	HEA200	0.39	
		X	1-3	HEB340	0.41	
			4-5	HEA320	0.27	
6			HEA260	0.26		
CS/S		Diagonála	Y	1-3	HEA320	0.41
				4	HEA260	0.43
				5	HEA220	0.46
				6	HEA200	0.40
			X	1-3	HEB340	0.41
	4-5			HEA320	0.39	
6	HEA260			0.26		
SS/NS	Diagonála		X, Y	1-6	CHS 219.1x6.3	0.90
CS/NS			X, Y	1-6	CHS 219.1x5	0.71

Lze pozorovat, že u konstrukcí SS/S a CS/S byla u většiny prvků splněna podmínka homogenity (25 % rozdíl mezi UF prvky na nadzdvížení). Rozdíl mezi nejvíce namáhanými a nejméně namáhanými diagonálami je 16 % v případě směru Y. Ve směru X nebyla podmínka splněna u posledních dvou podlažích vlivem požadavku na průřezů třídy 1 pro vysokou třídu ductility.

Tabulka 15 uvádí posouzení štíhlosti pro diagonální prvky podle seismického návrhu. Lze pozorovat, že všechny diagonály splnily podmínku, největší hodnota bezrozměrné štíhlosti λ je 0,76, což je nižší než přípustná mez 2,0.

Tabulka 15. Kontrola štíhlosti

Případ	Směr	Podlaží	Průřez	A (mm ²)	f _y (MPa)	I (mm ⁴)	L _{cr} (mm)	N _{cr} (kN)	λ (-)
SS/S and CS/S	X	6	HEA260	8680	275	36680000	3605500	5848.1	0.638877
		5-4	HEA320	12400	275	36950000	3605500	5891.2	0.76081
		1-3	HEB340	17090	275	96900000	3605500	15449.4	0.551546
	Y	6	HEA200	2570	275	13360000	2828500	3461.1	0.653809
		5	HEA220	3030	275	19950000	2828500	5168.3	0.584921
		4	HEA260	3310	275	36680000	2828500	9502.5	0.501197
		1-3	HEA320	3710	275	69850000	2828500	18095.6	0.434101

Tabulka 16. Kontrola SLS pro LLRS proti působení větru

Případ	Směr	Deformace (mm)	Limitní deformace (mm)
SS/S	X	4.62	48
	Y	3.2	
CS/S	X	4.61	
	Y	3.16	
SS/NS	X	12.4	
	Y	7.3	
CS/NS	X	8.6	
	Y	5.6	

Tabulka 17. Mezipatrové posuny pro konstrukce v seismických oblastech – DL

Případ	Podlaží	Směr	Posun (%)	Případ	Podlaží	Směr	Posun (%)
SS/S	6	X	0.171	CS/S	6	X	0.172
	5		0.209		5		0.210
	4		0.244		4		0.243
	3		0.222		3		0.220
	2		0.224		2		0.222
	1		0.183		1		0.182
	6	Y	0.190		6	Y	0.190
	5		0.241		5		0.241
	4		0.238		4		0.238
	3		0.203		3		0.203
	2		0.193		2		0.192
	1		0.148		1		0.148

Tabulka 18. Mezipodlažní posun pro konstrukce v seismických oblastech, MSÚ

Případ	Podlaží	Směr	Posun (%)	Případ	Podlaží	Směr	Posun (%)
SS/S	6	X	0.343	CS/S	6	X	0.343
	5		0.419		5		0.419
	4		0.486		4		0.486
	3		0.440		3		0.440
	2		0.445		2		0.444
	1		0.364		1		0.364
	6	Y	0.380		6	Y	0.381
	5		0.482		5		0.482
	4		0.476		4		0.476
	3		0.406		3		0.406
	2		0.385		2		0.385
	1		0.297		1		0.296

Tabulka 19. Účinky druhého řádu na konstrukce v seismických oblastích

Případ	Podlaží	h (mm)	P_x (kN)	V_x (kN)	d_x (mm)	θ_x (rad)	Případ	Podlaží	h (mm)	P_y (kN)	V_y (kN)	d_y (mm)	θ_y (rad)
SS/S	6	4000	10867	1753	60.77	0.094	SS/S	6	4000	10867	1881	59.12	0.085
	5	4000	21734	2983	52.77	0.096		5	4000	21734	3176	50.10	0.086
	4	4000	32602	3912	42.80	0.089		4	4000	32602	4094	38.57	0.077
	3	4000	43469	4628	31.02	0.073		3	4000	43469	4810	27.01	0.061
	2	4000	54336	5193	20.18	0.053		2	4000	54336	5376	17.01	0.043
	1	4000	65203	5524	9.09	0.027		1	4000	65203	5707	7.42	0.021
CS/S	6	4000	10867	1753	60.73	0.094	CS/S	6	4000	10867	1883	59.11	0.085
	5	4000	21734	2985	52.73	0.096		5	4000	21734	3178	50.08	0.086
	4	4000	32602	3914	42.76	0.089		4	4000	32602	4097	38.54	0.077
	3	4000	43469	4630	30.99	0.073		3	4000	43469	4813	26.98	0.061
	2	4000	54336	5195	20.16	0.053		2	4000	54336	5379	16.98	0.043
	1	4000	65203	5526	9.10	0.027		1	4000	65203	5710	7.40	0.021

Tabulka 20. Příspěvek soustav ohybově tuhé (MRF) pro LLRS – SS/S a CS/S

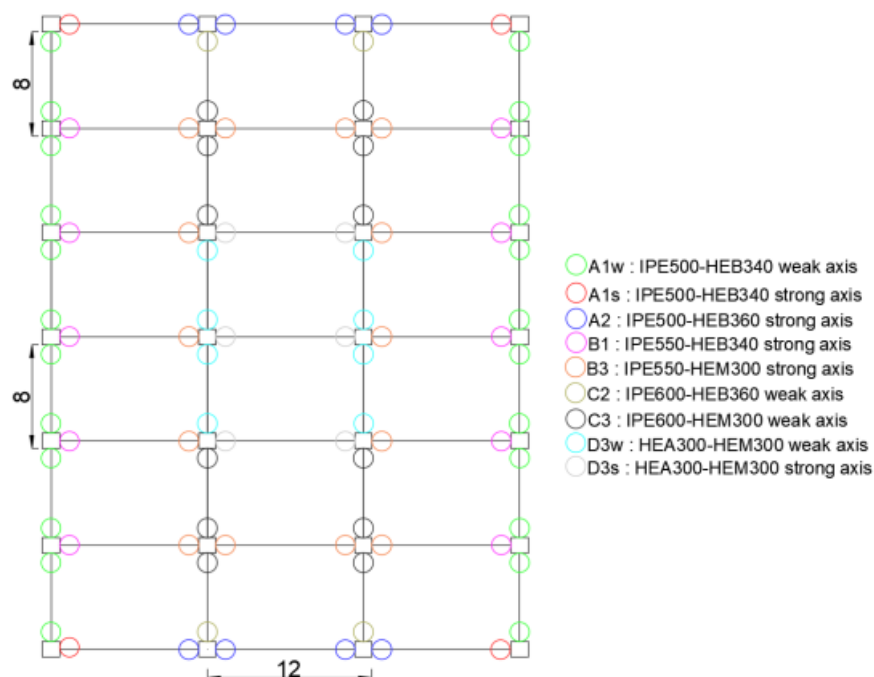
Případ	Podlaží	Směr	V_i (kN)	$0.25V_i$ (kN)	n	$M_{RD,nec}$ (kN)	W_{nec} (mm ³)	Průřez	W_{eff} (mm ³)	$M_{RD,eff}$ (kNm)
SS/S	6	X	1752.5	438.1	12	73.0	205695.6	IPE550	2787000	989.4
	5		2983.3	745.8	12	124.3	350149.8	IPE550	2787000	989.4
	4		3911.9	978.0	12	163.0	459139.5	IPE550	2787000	989.4
	3		4628.3	1157.1	12	192.8	543229.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5192.7	1298.2	12	216.4	609469.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5523.6	1380.9	12	230.2	648313.6	IPE550	2787000	989.4
	6	X	1881.3	470.3	12	78.4	220813.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3176.0	794.0	12	132.3	372765.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4094.4	1023.6	12	170.6	480560.5	IPE600	35112000	12464.8
	3		4810.2	1202.5	12	200.4	564574.4	IPE600	35112000	12464.8
	2		5376.1	1344.0	12	224.0	630999.7	IPE600	35112000	12464.8
	1		5707.5	1426.9	12	237.8	669894.1	IPE600	35112000	12464.8
CS/S	6	X	1753.4	438.3	12	73.1	205796.4	IPE550	2787000	989.4
	5		2984.7	746.2	12	124.4	350314.6	IPE550	2787000	989.4
	4		3913.5	978.4	12	163.1	459332.4	IPE550	2787000	989.4
	3		4630.1	1157.5	12	192.9	543444.7	IPE550	2787000	989.4
	2		5194.7	1298.7	12	216.4	609711.1	IPE550	2787000	989.4
	1		5526.1	1381.5	12	230.3	648600.5	IPE550	2787000	989.4
	6	X	1882.8	470.7	12	78.4	220980.2	IPE600	35112000	12464.8
	5		3178.0	794.5	12	132.4	373009.1	IPE600	35112000	12464.8
	4		4096.9	1024.2	12	170.7	480855.4	IPE600	35112000	12464.8
	3		4813.0	1203.2	12	200.5	564905.2	IPE600	35112000	12464.8
	2		5378.9	1344.7	12	224.1	631327.2	IPE600	35112000	12464.8
	1		5710.0	1427.5	12	237.9	670185.7	IPE600	35112000	12464.8

8.5 Styčníky

8.5.1 SS/NS

Přípoje nosníku na nosník i nosníku na sloup jsou navrženy jako kloubové. Přípoje diagonál a patky sloupů nejsou podrobně popsány. Montážní přípoje sloupů jsou momentově tuhé styčníky pomocí čelních desek. Poloha montážních styčníků sloupů se předpokládá přibližně ve středu výšky budovy. Návrh montážních styčníků sloupů je konstrukční (tlakové síly a zanedbatelné ohybové momenty).

Názvosloví styčníků ve řešených příkladech je založeno na ID prvků na obrázku 52. Označení styčníků, smykové síly MSÚ a únosnosti jsou shrnuty v tabulce 21.



Obrázek 52. Polohy styčníků

Tabulka 21. Posouzení styčníků na MSÚ, SS/NS

Pozice s = tuhá osa w = měkká osa	Typ styčníku	Únosnost ve smyku (kN)	Únosnost v ohybu (kNm)	Způsob porušení	UF
A1s / A2	Deska na stojině nosníku	196	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.66
A1w	Deska na stojině nosníku	255	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.94
B1 / B3	Deska na stojině nosníku	196	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.92
C2w / C3w	Deska na stojině nosníku	443	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.97
D3s	Deska na stojině nosníku	102	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.59
D3w	Deska na stojině nosníku	102	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.88
BA / BC	Deska na stojině nosníku	196	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.92
BD	Deska na stojině nosníku	185	-	Deska na stojině nosníku v otláčení	0.97

Návrh styčnicků byl proveden pomocí výše uvedeného softwaru COP. Návrh styčnicků není v platné verzi norem a ověření únosnosti je založeno na dokumentu ECCS (ECCS, 2009). Ověření obsahují požadavky na potřebnou tažnost pro dostatečnou rotační únosnost styčnicků. Způsoby porušení musí být tvárné, deska nebo stojina nosníku ve smyku).

8.5.2 CS/NS

Byly vypočteny dva různé typy styčnicků:

- krátké čelní desky;
- desky na stojině nosníku.

Porovnání mezi spoji hlavové desky a žebrové desky bylo provedeno pro styčnický obvodových nosníků (IPE450) a vnitřních nosníků (IPE360) ke sloupům (HD360x162).

Souhrn výsledků pro styčnický lze nalézt v tabulce 22.

Tabulka 22. Posouzení styčnicků na MSÚ, CS-NS

Pozice	Typ styčnicku	Únosnost ve smyku (kN)	Únosnost v ohybu (kNm)	Způsob porušení	UF
Na obvodě půdorysu budovy	Krátká čelní deska	289.38	-	Únosnost skupiny šroubů ve smyku	0.73
	Deska na stojině nosníku	297.96	-	Únosnost skupiny šroubů ve smyku	0.71
Uvnitř půdorysu budovy	Krátká čelní deska	289.38	-	Únosnost skupiny šroubů ve smyku	0.64
	Deska na stojině nosníku	265.89	-	Otlačení výztuhy stojiny	0.70

8.5.3 SS/S a CS/S

Pro obvodové soustavy ohybově tuhé (MRF) SS/S i CS/S byly navrženy předem kvalifikované momentové styčnický odolávající seismickému zatížení. Z typologií dostupných z evropského projektu RFCS EqualJoints byly upřednostněny styčnický s nevyztuženou čelní deskou. Pro soustavy ohybově tuhé (MRF) byly vybrány styčnický se stejnou únosností a styčnický navržené pro SS/S byly použity pro CS/S, protože u soustav ohybově tuhé (MRF) nebyly provedeny žádné změny v průřezu. Deska je není připojena k prutové soustavě kolem sloupu, viz EN 1998-2 a při výpočtu styčnicků není zohledněno spřažení nosníků s deskou.

Pro ostatní prvky (nosník na nosník i nosník na sloup, kromě soustav ohybově tuhé (MRF) a vyztuženého jádra) byly použity kloubové styčnický. Přípoje úhelníky na stojině byly použity v obou případech (SS-S a CS-S).

Souhrn výsledků pro momentové přípoje lze nalézt v tabulce 23, zatímco tabulka 24 poskytuje posouzení kloubových styčnicků.

Tabulka 23. Posouzení momentových styčnicků na MSÚ, SS/S and CS/S

Pozice	Typ styčnicku	Únosnost v ohybu (kNm)	Únosnost ve smyku (kN)	Způsob porušení	UF*	M_{Rd}
						$M_{pl,b}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Nevyztužená čelní deska	1173	1516	Čelní deska v ohybu	0.29	0.94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Nevyztužená čelní deska	1169	1387	Čelní deska v ohybu	0.26	0.94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Nevyztužená čelní deska	957	1409	Čelní deska v ohybu	0.15	0.97

Poznámka:
* Součinitel využití je definován pro MSÚ, trvalá návrhová situace

Tabulka 24. Posouzení kloubových styčnicků na MSÚ, SS/S and CS/S

Případ	Pozice	Podlaží	Typ styčnicku	Únosnost ve smyku (kN)	Způsob porušení	UF*
SS/S	A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Šrouby v přípoji stropnice ve smyku	0.72
	B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Šrouby v přípoji stropnice ve smyku	0.72
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Přípoje úhelníky na stojině	196	Stojina nosníku v oslabení výřezem pásnice	0.67
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Šrouby v přípoji stropnice ve smyku	0.65
CS/S	A/1-7, D/1-7 IPE400-IPE600	1-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Šrouby v přípoji stropnice v otláčení na nosníku	0.90
	B/1-7, C/1-7 IPE400-IPE450	1-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Šrouby v přípoji stropnice v otláčení na nosníku	0.97
	B/2, B/5, C/2, C/5- IPE550-HEM500	1-3	Přípoje úhelníky na stojině	196	Stojina nosníku v oslabení výřezem pásnice	0.74
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Přípoje úhelníky na stojině	196	Stojina nosníku v oslabení výřezem pásnice	0.84

Poznámka:
* Součinitel využití je definován pro MSÚ, přetrvávající návrhovou situaci

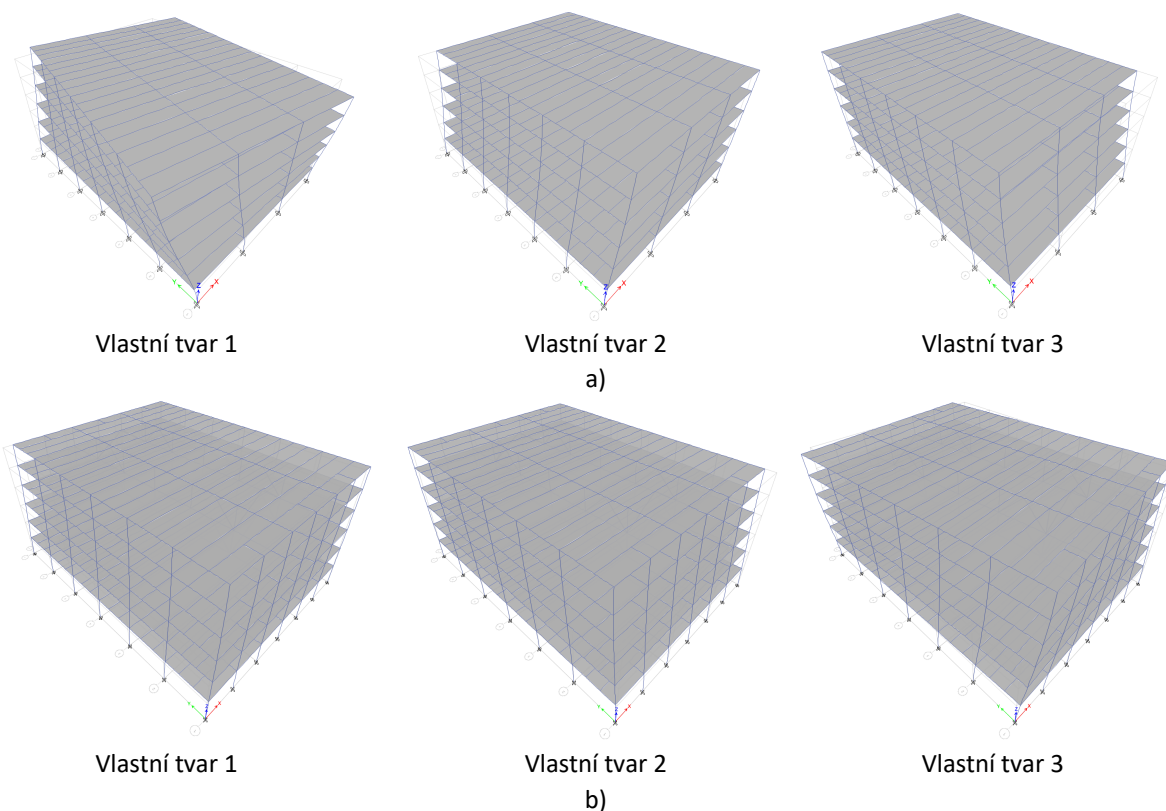
8.6 Výběr řešených konstrukcí

8.6.1 Seismické a neseismické oblasti

Konfigurace konstrukcí byly navrženy hlavně tak, aby pokryly seismické i neseismické oblasti, ale zachovaly podobná hlavní konstrukční schémata, aby bylo možné provést některá přímá srovnání v návrhu proti náhodným účinkům. Tak byla navržena stejná rozpětí a výšky podlaží. Pro seismicky odolné konstrukce byly potřeba určité úpravy, např.

- Poloha vyztužených polí blízko těžiště, obrázek 51a, dělá konstrukci citlivou na kroutící účinky, obrázek 53a. U seismického návrhu se nepřipouští, protože způsobuje zřícení nebo těžké škody během zemětřesení. Proto byla vyztužená pole přesunuta vně, obrázek 51b, a byly přidány soustavy ohybově tuhé (MRF) na obvodu na stranách. Řešení vede k lepší odezvě u prvních dvou tvarů, obrázek 53b.

- Prutové soustavy se ztužidly vyžadují minimálně 25 % příspěvek soustav ohybově tuhé (MRF) k celkové únosnosti (viz EN 1998-2). Pro splnění požadavku bylo potřeba zvětšit průřezy nosníků a sloupů soustav ohybově tuhé (MRF) a byly na krátkých stranách (X) obvodu zavedeny mezilehlé sloupy. Rozpětí zůstala v interiéru nezměněna.



Obrázek 53. Modální tvary konstrukcí: a) počáteční, s 1. torzním tvarem; b) po rekonfiguraci s translačním tvarem 1 a 2

Podmínka, že efektivní modální hmotnost by měla činit alespoň 90 % celkové efektivní hmotnosti, je splněna a hodnoty jsou uvedeny v tabulce 25 pro konstrukce SS/S. Prvním režimem je posun ve směru osy X, druhým je posun ve směru osy Y a třetím je kroucení kolem osy Z, jak je znázorněno na obrázku 55b. Chování konstrukcí CS/S je podobné. Výsledky zde nejsou uvedeny.

Tabulka 25. Modální tvary pro konstrukce SS/S

Vlastní tvar	Perioda [s]	Součet UX	Součet UY	Součet RZ
1	0.769	0.7972	0	0
2	0.729	0.7972	0.7672	0
3	0.709	0.7972	0.7672	0.8153
4	0.271	0.9343	0.7672	0.8153
5	0.256	0.9343	0.9289	0.8153
6	0.25	0.9343	0.9289	0.9356
7	0.159	0.9692	0.9289	0.9356
8	0.147	0.9692	0.9289	0.9701
9	0.145	0.9692	0.9675	0.9701
10	0.113	0.9888	0.9675	0.9701
11	0.105	0.9888	0.9862	0.9701
12	0.105	0.9888	0.9862	0.9891

8.6.2 Ocelové a ocelobetonové konstrukce


Při gravitačním zatížení mají ocelobetonové nosníky výhodu zmenšení průřezů a výšky. U konstrukcí v seismických oblastech nebyly průřezů změněny. Pro nedisipativní nosníky, sloupy a obvodové nosníky pro soustavy ohybově tuhé (MRF) pro CS/S tak byly získány stejné průřezy a UF jako v případě konstrukcí SS/S. Protože zatížení zůstává stejné, viz tabulka 19, účinky druhého řádu jsou pro obě konstrukce téměř totožné.

Ocelobetonové systémy byly jednoduše odvozeny od ocelových uvážením spřažení nosníků, pro seizmicky odolné konstrukce, a působení nosníků a podlah, pro neseismické konstrukce. Pro druhou kategorii byla navržena plně spřažená konstrukce nahrazením ocelových sloupů ekvivalentními spřaženými ocelobetonovými sloupy. Volba konstrukce se projevila hlavně u nárazového a náhodného zatížení výbuchem.

8.7 Mimořádné události

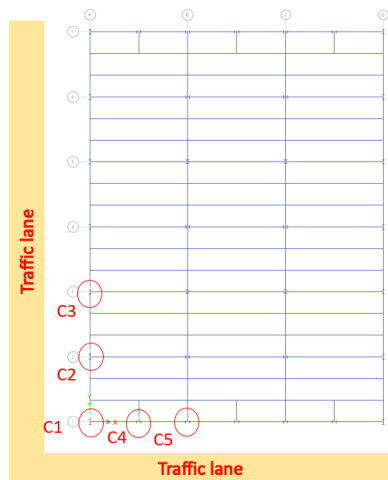
8.7.1 Náraz

8.7.1.1 Návrh na náraz pomocí ekvivalentního statického přístupu (CS/S)

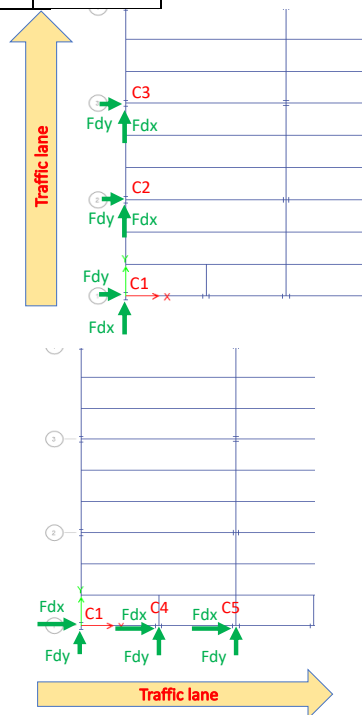
 Řešený příklad	Název	Návrh pomocí ekvivalentního statického přístupu		1 z 3
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.1.1 / CS/S		Datum: 06/2021
<p>Příklad: Návrh na náraz do obvodových sloupů prvního patra ve spřažené konstrukci v seismické oblasti pomocí ekvivalentního statického přístupu</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce proti nárazu vlivem náhodného nárazu vozidla.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiál naleznete v kapitole 8.2. <p><u>Opatření pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stálá zatížení DL (viz tabulka 11); • Užitná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci CS/S); • Účinek nárazu A_{Ed} (viz kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénářů nárazu</u></p> <p>Scénáře nárazu zahrnují obvodové sloupy podél jízdnic pruhů. V tomto příkladu jsou odkryty jak po dlouhé (podél svislého jízdnicího pruhu – viz obrázek 54), tak po krátké straně fasády (podél vodorovného jízdnicího pruhu – viz obrázek 54).</p> <p>Náraz vyvolá srážkovou sílu, která má složky rovnoběžné a kolmé ke směru jízdy. V procesu návrhu lze dvě složky považovat za nezávislé, to znamená, že by neměly být použity současně.</p> <p>Předpoklady nárazu:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Exponované sloupy: první patro (C1-C5 – viz obrázek 54 a 55) - Výška bodu dopadu: 1.5 m - Síly nárazu (viz tabulka) <p>Rázová zatížení jsou vypočítána pomocí údajů z tab.4.1 v EN 1991-1-7 2006, pro položku: Dálnice a hlavní státní silnice.</p> <p><u>Analýza konstrukce</u></p> <p>Lineární pružná analýza se řeší na úplném 3D modelu pomocí softwaru SAP2000. Průřezy prvků jsou ty, které vyplývají z počátečního návrhu (trvalé a seismické návrhové situace). Kritéria jsou uvedena ve smyslu součinitelů využití (UF) pro náhodné kombinace</p>				
				EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b
				EN 1991-1-7 2006

Tabulka 26. Rázové síly pro lineární statickou analýzu – CS/S

Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
C1	1000	500
	500	1000
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500



Obrázek 54. Uspořádání vozovky



Obrázek 55. Půdorys se směrem nárazu pro každý jízdní pruh


Výsledky

Tabulka 27. Výsledky lineární statické analýzy

Případ	Sekce	Nárazová síla (kN)	Osa	Spodní podpora	N (kNm)	M (kNm)	UF (-)	Kritická síla nárazu** (kN)
C1	HEB550	1000	Hlavní	Pevná	1048	670	0.48	2700
		500	Hlavní	Pevná	1053	230	0.66	800
		500	Hlavní	Pevná	*			
C2	HEB500	1000	Hlavní	Pevná	2218	677	0.90	1250
		500	Hlavní	Pevná	2216	342	1.04	-
C3	HEB500	1000	Hlavní	Pevná	2229	681	0.9	1250
		500	Hlavní	Pevná	2238	342	1.05	-
C4	HEB500	1000	Hlavní	Pevná	591	755	0.63	1300
		500	Hlavní	Pevná	647	339	0.74	700
C5	HEB500	1000	Hlavní	Pevná	1687	787	0.86	1800
		500	Hlavní	Pevná	1696	340	0.95	550

<p>* Scénář je méně náročný, protože sloup byl již ověřen na stejné rázové zatížení podle slabé osy řezu.</p> <p>** Nárazová síla, která způsobí selhání sloupu (UF=1)</p> <p><u>Závěr</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Šest z devíti scénářů nárazu splňuje kritérium UF, což vede ke správnému návrhu. - Tři z devíti scénářů nárazu vedou k překročení únosnosti. Výsledky mohou být konzervativní, protože jsou získány pomocí zjednodušené statické analýzy. Proto pro posudky, které nejsou splněny pomocí přístupu, lze použít pokročilejší přístupy (viz řešený příklad (W.E.) I.1.2 / CS/S). - Ke zmírnění dopadu lze nebezpečí předejít nebo jej odstranit (viz čl. 4.2.1). - Za účelem zlepšení návrhu a reakce na nárazové zatížení lze implementovat další opatření: <ul style="list-style-type: none"> - Návrh vyšší třídy oceli pro sloupy; - Orientace sloupů (podle jejich silné osy průřezu) pro maximalizaci únosnosti v nárazu. 	<p>Ve vývojovém diagramu buňka B.4 → Konec návrhu</p> <p>Ve vývojovém diagramu buňka B.5 → buňka B.II nebo buňka B.6</p>
--	--

8.7.1.2 Návrh na náraz pomocí zjednodušeného dynamického přístupu (CS/S)

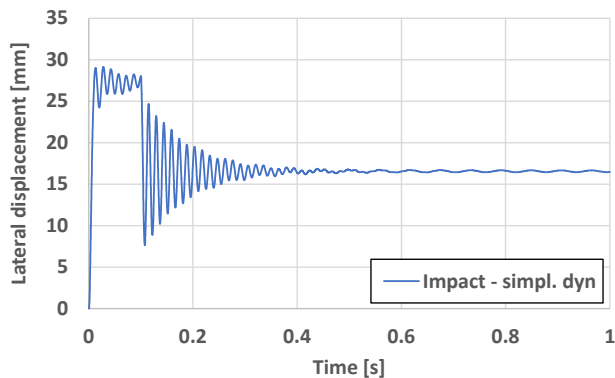
 Řešený příklad	Název	Návrh na náraz pomocí zjednodušeného dynamického příst.		
	Konstrukce	Spřažená konstrukci v seismické oblasti	Vyrobeno	UPT
	Dokument ref.	I.1.2 / CS/S		
<p>Příklad: Návrh na náraz do obvodových sloupů prvního patra ve spřažené konstrukci v seismické oblasti pomocí zjednodušené dynamické analýzy</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce proti nárazu vlivem náhodné srážky vozidla.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <p>Geometrii, průřezy, materiál viz čl. 8.2.</p> <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro CS/S konstrukci); - Účinek nárazu A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénářů nárazu</u></p> <p>Scénáře nárazu zahrnují obvodové sloupy podél jízdnic pruhů, jak bylo dříve definováno v W.E. I.1.1 / CS/S. V tomto příkladu je podrobný jeden scénář, tj. sloup C1 (UF = 1,31), dopad ve směru měkké osy, ve kterém je vyšší využití průřezu podle ekvivalentního statického návrhu – viz Tabulka 26, W.E. I.1.1 / CS/S pro uvažované síly.</p> <p><u>Analýza konstrukce</u></p> <p>Nelineární dynamická analýza se řeší na jednom sloupu (izolovaného od konstrukce) pomocí softwaru SAP2000.</p> <p>Směr nárazu je podél měkké osy, podobně jako při aplikaci síly F_{dx}, uvažíme-li rychlost vozidla a hmotnost $v_r=90$ km/h a $m=3.5$ tuny.</p> <p>Sloup je průřezu HEB500, z oceli S355 a je vysoký 4,0 m. Sloup je studován izolovaně s následujícími okrajovými podmínkami:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vetknutá patka sloupu; - hlava sloupu má všechny stupně volnosti pevné, kromě svislého posunu, který je neomezen. <p>Analýza se řeší ve dvou krocích:</p> <p>1. krok: svislé zatížení v uzlu odpovídající hlavě sloupu získané ze statického výpočtu pro náhodnou kombinaci ($DL + 0.5 \times LL$) je aplikováno staticky jako osová tlaková síla.</p>				
		EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b		
		W.E. I.1.1 / CS/S		

<p>2. krok: rázová síla je aplikována příčně ve směru slabé osy pomocí dynamické nelineární analýzy a přístupu rázu následovně:</p> <p><u>Výpočet</u></p> $F = v_r \sqrt{k \cdot m}$ <p>kde v_r je nárazová rychlost, m je nárazová hmotnost a K – tuhost nárazového předmětu.</p> <p>Parametry jsou vypočteny s ohledem na stejný typ silnice (dálnice a hlavní státní silnice):</p> <p>$K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$ $v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$ $m = 3500 \text{ kg}$</p> <p>Výsledkem je:</p> $F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 22.2 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 720 \text{ kN}$ <p>Poznámka: Pokud je síla nárazu zvětšena o doporučenou hodnotu DLF ($DLF = 1,4$), ekvivalentní dynamická síla nárazu F_{equiv}, určená výše je podobná síle použité ve statické analýze (viz W.E I.1.1 / CS/S):</p> $F_{equiv} = 720 \cdot 1.4 = 1008 \text{ kN}$ <p>V dynamické analýze je síla aplikována pomocí funkce s okamžitým nárůstem a trváním:</p> $\Delta t = \sqrt{k/m} = \sqrt{300000/3500} = 0.108 \text{ s}$ <p>Celková doba trvání dynamické analýzy je jedna sekunda (větší než doba trvání funkce Δt), aby se ověřilo, zda sloup zůstane stabilní po skončení funkce.</p> <p>Nelineární chování je modelováno pomocí plastických kloubů na každém konci sloupu a v místě dopadu pomocí interakce P-M2-M3. Plastické klouby jsou modelovány pomocí vláken.</p> <p>Účinky rychlého rázového zatížení (účinky rychlosti deformace) jsou uvažovány pomocí faktoru dynamického nárůstu (DIF) aplikovaného na pevnost materiálu.</p> <p>Složení DIF pro ocel válcovanou za tepla s mezí kluzu do 420 N/mm² lze vyjádřit podle metody (CEB 1988).</p> <p>Rychlost deformace ($\dot{\epsilon}$) se získá iterativním postupem. V první iteraci je poměr mezi specifickou deformací a dobou do bodu poddajnosti vypočítán na základě výsledků analýzy bez DIF. Poté se znovu provede analýza s upravenými materiálovými vlastnostmi pomocí DIF a následným přepočtem DIF. Pokud jsou nové hodnoty DIF srovnatelné s hodnotami z předchozího kroku (konvergence), není třeba dalších iterací.</p> $DIF = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$ $DIF = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$ <p>Na konci iteračního procesu se získá $DIF (f_y) = 1.118$.</p>	<p>EN1991-1-7, čl. C.1</p> <p>EN1991-1-7 Předpoklad Předpoklad</p> <p>Čl. 4.1.5 v (Vrouwenvelder a kol., 2005)</p> <p>EN1991-1-7</p> <p>SAP2000</p>
--	---

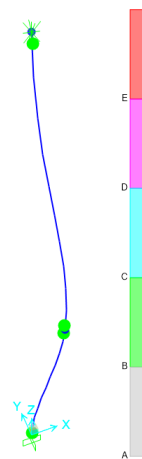
Výsledky

Sloup je schopen přenést nárazovou sílu, ale s počínajícími plastickými deformacemi v bodě nárazu 0,054 % a s přetvořením 0,073 % v patě a 0,036 % v hlavě sloupu.

Obrázek ukazuje časový vývoj vodorovné deformace sloupu v místě dopadu. Největší vodorovný posun je 29,12 mm se zbytkovou deformací 16,47 mm.



Obrázek 56. Časový vývoj vodorovné deformace sloupu v místě dopadu – CS S




Obrázek 57. Plastické klouby – CS S

Závěr

Použití ekvivalentního statického přístupu (W.E. I.1.1 / CS/S) ukázalo, že součinitel využití překračuje mezní hodnotu a je zapotřebí přepracování. Pokud je umožněn vývoj plastických deformací ve sloupu, návrh se stane přijatelným použitím **zjednodušeného dynamického přístupu**. Konec návrhu.

Vývojový diagram obr. 3, buňka B.6
Konec návrhu

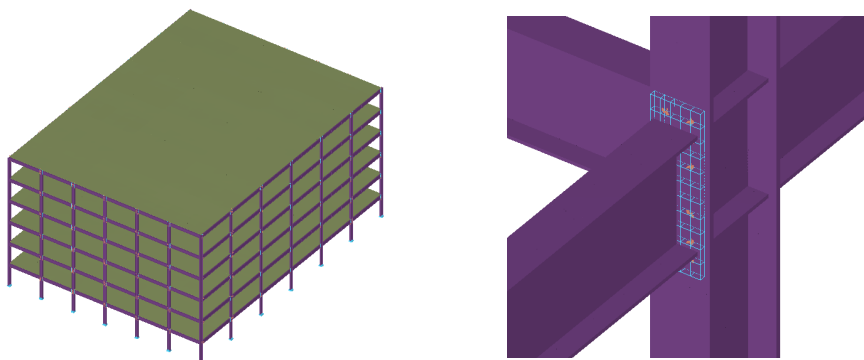
8.7.1.3 Návrh na náraz pomocí plně dynamického přístupu (CS/S)

	Název	Návrh na náraz pomocí plně dynamického přístupu		
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.1.3 / CS/S		
Řešený příklad				
<p>Příklad: Návrh nárazu do obvodových sloupů prvního patra ve spřažené konstrukci v seismické oblasti s využitím plně dynamického přístupu</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na účinky nárazu vlivem náhodného nárazu vozidla.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci CS/S); - Účinek nárazu A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénářů nárazu</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Definice scénářů nárazu viz příklad W.E. I.1.1 / CS/S, s konkrétními podrobnostmi v W.E. I.1.2 / CS/S. - Parametry nárazu jsou stanoveny s ohledem na stejný typ silnice (dálnice a hlavní státní silnice): <p>$K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$ - tuhost nárazového předmětu; $v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$ - nárazová rychlost; $m = 3500 \text{ kg}$ – nárazová hmotnost.</p> <p><u>Analýza konstrukce</u></p> <p>Pro analýzu komplexního chování konstrukce, jako je kolize předmětu s následným oddělením prvků a možným zhroutilím, byl náraz s vozidlem modelován explicitně. Byla provedena nelineární dynamická analýza na 3D modelu pomocí softwaru ELS.</p> <p>ELS využívá nelineární řešič založený na AEM (Tagel-Din a Meguro, 2000) a umožňuje automatickou detekci a výpočet poddajnosti, zpevnění, porušení materiálů, oddělení prvků či kontaktu při nárazu, vybočení, pokritické chování, šíření trhlin, membránové působení a P-Δ efekt. V technice modelování AEM jsou konstrukční prvky modelovány jako malé objemové prvky (v obou případech se řeší diskretizace podél</p>				
				EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b
				W.E. I.1.1 / CS/S and W.E. I.1.2 / CS/S
				EN 1991-1-7

délky prutu a průřezu) spojené normálovými a smykovými pružinami, které se řídí konstitutivním zákonem odpovídajícího materiálu (včetně plastického chování, separace, kontaktu). Po dosažení mezního napětí jsou pružiny odstraněny. Poté, pokud se oddělené prvky dostanou do kontaktu, se na povrchu prvků vytvoří pružiny, které jsou přitlačeny k sobě (Applied Science International, 2021).

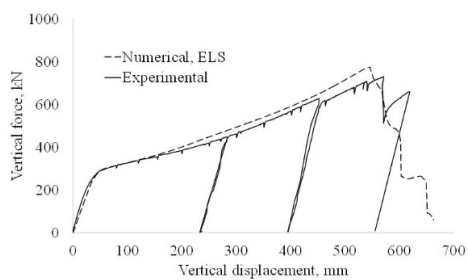
Sloupy a nosníky byly definovány jako pevné objekty s konstantním průřezem tvaru I/H. Objekty byly diskretizovány do malých pevných prvků, které generovaly 25 sad pružin na každém povrchu. Pro modelování svislých vzpěr a vodorovných vazeb (kotvených k obvodovým sloupům) byly použity spojovací vazby. Vlastnosti přípoje nosníku na sloupu byly modelovány pomocí čelních desek s 8 uzly a jednotlivé pružiny pro každý šroub. Kloubové styčníky byly definovány spojením stropnic s hlavními nosníky pomocí pružin představujících šrouby. Patky sloupů byly považovány za vetknuté. Železobetonové (ŽB) desky byly modelovány jako plné betonové prvky s ocelovými pružinami v úrovni výztuže. Pružiny simulovaly přípoje spojující nosníky s RC deskou.

Aby se vzaly v úvahu setrvačné účinky, byla na podlahy přiřazena zatížení pomocí soustředěných hmot, které simulují lepší účinky setrvačnosti ve srovnání s přiřazením zatížení.

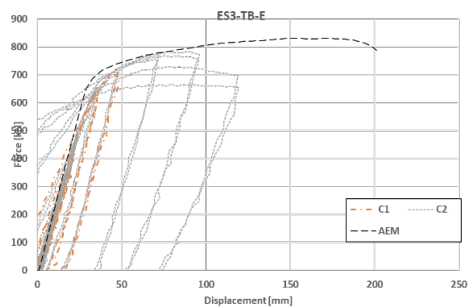


Obrázek 58. Model konstrukce CS/S (celkový pohled a detail styčníku)

Pro zlepšení přesnosti modelu AEM byla na konstrukční prvky a styčníky aplikována jemná síť, která přispívá ke schopnosti redistribuce zatížení. Kalibrace byla provedena podle relevantních experimentálních dat ze zkoušek na konstrukčních prvcích a styčnicích (viz obrázek 59). Obrázek 59a ukazuje závislost síly na deformaci ve scénáři ztráty sloupu z experimentálního testu a odpovídající numerickou předpověď v ELS, zatímco Obrázek 59b ukazuje hysteretzní křivky styčniců nosníku na sloup. Na základě těchto dvou srovnání je přesnost numerického modelu při reprodukci konstrukční odezvy považována za adekvátní.



a)



b)

Obrázek 59. Kalibrace systému u testů CODEC a kalibrace styčnicků u testů Equaljoints: a) závislost síly na posunutí ve scénáři ztráty sloupu (Dinu a kol., 2016); hysterézní křivky pro přípoj nosníku na sloup (Landolfo a kol., 2018)

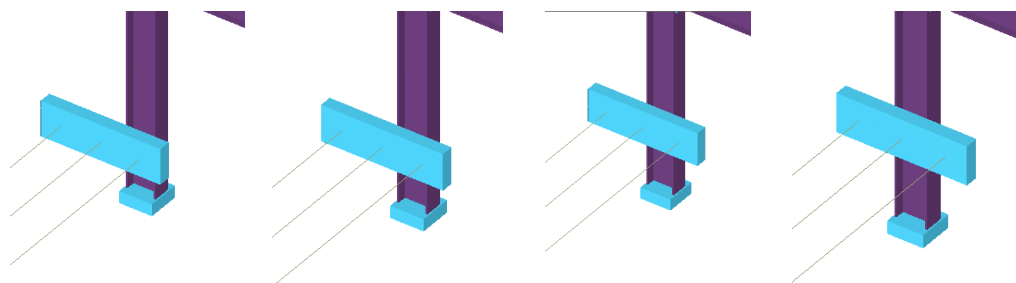
Analýza se řeší ve dvou krocích.

1. krok: Stálá a užitná zatížení jsou aplikována na konstrukci ve statické nelineární analýze

2. krok: nárazové těleso koliduje se sloupem C2 v dynamické nelineární analýze.

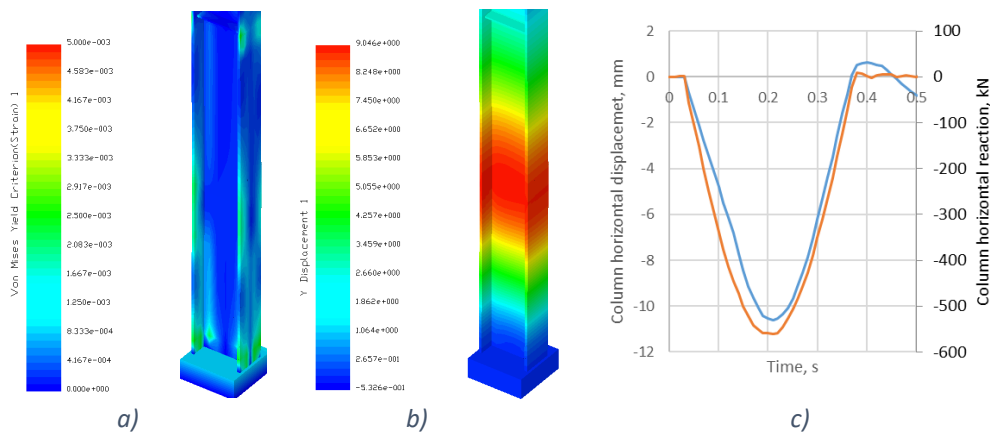
Modelové předpoklady nárazu

Narážejícímu tělesu (tj. vozidlo) je umožněn pokluz po vodorovné rovině ve výšce 1,5 m a má hmotnost 3,5 tuny. Počáteční rychlost objektu je 25 m/s. Narážecí těleso se skládá z kontaktní desky, desky s přiřazenou hmotností a axiálních pružin mezi nimi. Výška kontaktní oblasti mezi nákladním vozidlem a sloupem je uvažována 0,6 m. Tuhost 300 kN/m je modelována pomocí pružin s lineárním chováním.



Obrázek 60. Kolizní objekt pohybující se směrem ke sloupu

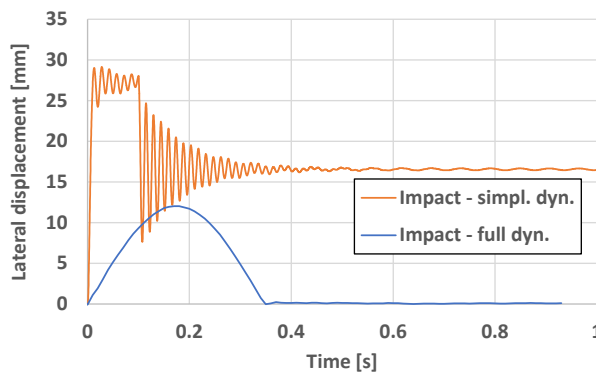
Výsledky



Obrázek 61. Výsledky pro zasažený sloup: a) deformace; b) deformace; c) vodorovná síla v patce (oranžová) a vodorovné posunutí v bodě nárazu (modrá)

Výsledky ukazují omezené plastické deformace v zasaženém sloupu s maximálním vodorovnou deformací 10,6 mm.

Závěr





Obrázek 62. Boční posun v čase – srovnání dynamických přístupů

Ve srovnání s W.E. I.1.2 / CS/S, plně dynamický přístup má za následek menší deformaci (jak je znázorněno na obrázku 62), protože se bere v úvahu podepření poskytované přilehlou konstrukcí (zejména svislý směr) a skutečná funkce nárazové síly je méně strmá než síla použitá pro zjednodušený dynamický přístup.

Všimněte si, že explicitní zvážení interakce mezi objektem a konstrukcí může mít za následek mnohem vyšší požadavky, než jaké se zvažují ve zjednodušené dynamické analýze (Dubina a kol., 2019).

Buňka B.6 →
Konec návrhu

8.7.1.4 Návrh na náraz pomocí ekvivalentního statického přístupu (CS/NS)

 <p>Řešený příklad</p>	Název	Návrh na náraz pomocí ekvivalentního statického přístupu		
	Konstrukce	spřažená konstrukce v neseizmické	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.1.4 / CS/NS		
<p>Příklad: Návrh na náraz do obvodových sloupů prvního patra ve spřažené konstrukci v neseizmické oblasti pomocí ekvivalentního statického přístupu</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na účinky nárazu vlivem náhodného nárazu vozidla.</p> <p><u>Základní údaje o Konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v kapitole 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci CS/NS); - Účinek nárazu A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénářů nárazu</u></p> <p>Scénáře nárazu zahrnují obvodové sloupy podél dvou jízdních pruhů (viz obrázek 63). V tomto příkladu jsou vystaveny dlouhé i krátké strany fasády.</p> <p>Náraz vyvolá srážkovou sílu, která má složky rovnoběžné a kolmé ke směru jízdy.</p> <p>Každý směr nárazu (krátká strana – případ A, dlouhá strana – případ B) má za následek dva zatěžovací stavy (podle směru jízdy) pro sloupy umístěné v přízemí budovy, tj. jednu podél jízdního pruhu a jednu kolmo k jízdnímu pruhu. Umístění sloupů uvažovaných v analýze je znázorněno na obrázku 65.</p>  <p>Obrázek 63. Půdorys s rozložením sloupů, jízdními pruhy a polohou sloupů pod dopadem</p>				
EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b				

Řešený příklad I.1.4 / CS/NS	Návrh na náraz pomocí ekvivalentního statického přístupu – CS/NS	
---------------------------------	--	--

Rázová zatížení jsou vypočtena pomocí tabulky 4.1 normy EN 1991-1-7, s ohledem na případ Venkovské silnice ve venkovské oblasti. EN 1991-1-7, 2006

Tabulka 28. Rázové síly pro lineární statickou analýzu CS NS

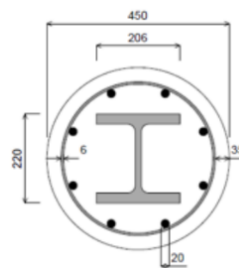
Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	750	375
A.2	750	375
B.1	375	750
B.2	375	750

Analýza konstrukce

Lineární elastická analýza se řeší na úplném 3D modelu pomocí softwaru SCIA®. V prvním kroku jsou voleny průřezy prvků, které vyplývají z původního návrhu (trvalá návrhová situace). Ve druhém kroku je zvažováno ocelobetonových sloupů místo ocelových; ocelobetonové sloupy jsou navrženy pomocí softwaru A3C® (viz vybraný průřez níže). Kritéria posouzení jsou uvedena ve smyslu součinitelů využití (UF) pro náhodné kombinace.

Podrobnosti o ocelobetonových sloupech:

- Ocelový průřez HE200M
- Třída betonu – C30/37
- Výztuž (A500) – $\phi 20$ mm / $\phi 6$ mm



Výsledky

Tabulka 29. Výsledky lineární statické analýzy dopadu na ocelové sloupy

Případ	Sekce	Zatížení		Spodní podpora	UF (-)	
		F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355	S460
A.1	HD 360x162	750	375	Pevná	1.30	0.91
				Kloubová	1.50	1.05
A.2	HD 360x162	750	375	Pevná	1.08	0.78
				Kloubová	1.23	0.92
B.1	HD 360x162	375	750	Pevná	1.29	0.98
				Kloubová	1.54	1.17
B.2	HD 360x162	375	750	Pevná	1.45	1.10
				Kloubová	1.72	1.30

Tabulka 30. Výsledky lineární statické analýzy nárazu na ocelobetonové sloupy



Případ	Zatížení		Horní a spodní podpora	UF (-) S355
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		
A.1	750	375	Kloubová	2.63
A.2	750	375	Kloubová	2.04
B.1	375	750	Kloubová	2.25
B.2	375	750	Kloubová	2.34

<p><u>Závěr</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Standardní ocelové sloupy <p>Výsledky pro kloubově uložené I vetknuté sloupy vyrobené z oceli třídy S355 ukazují překročení meze kluzu s UF až 1,72.</p> <p>Při oceli třídy S460 je pozorováno značné zlepšení z hlediska součinitelů využití.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Spřažené ocelobetonové sloupy <p>U ocelobetonových sloupů jsou faktory využití podstatně vyšší. To souvisí především s návrhem průřezů a okrajovými podmínkami. Sloupy byly předem navrženy na stejnou únosnost jako ocelové sloupy s kloubovým uložením na obou koncích (ocelové průřezy použité pro spřažené prvky jsou podstatně menší). Při působení rázového zatížení (vzhledem k ekvivalentnímu statickému přístupu) bude prvek vystaven ohybu, který bude převzat z větší části ocelovým profilem, pokud jde o ocelobetonový průřez (přibližně 65 % až 70 %). Díky tomu vykazují ocelobetonové sloupy vyšší součinitel využití pro analýzu nárazu.</p> <p>Dospělo se k závěru, že u sloupů z oceli, pokud je standardní návrh proveden s ohledem na využití přibližně 60 % až 65 %, mohou sloupy stále vydržet nárazové zatížení (statický přístup), za předpokladu, že spodní podpory zůstanou zachovány pevné.</p> <p>Je třeba připomenout, že příklad uvažoval s méně náročnými podmínkami vozovky pro náraz s ohledem na W.E. I.1.1 / CS/S.</p> <p>Jak bylo uvedeno výše, hlavním zlepšením, kterého lze dosáhnout, je zvýšení třídy oceli na S460; tímto způsobem mají sloupy ve většině případů lepší odezvu. Pro zlepšení odezvy na nárazové zatížení lze implementovat další opatření:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Nasměrujte sloupy (podle silné osy jejich průřezu), abyste maximalizovali odolnost proti nárazu; - Zvětšete velikost průřezu; - Navrhněte okrajové podmínky sloupů s vyšší tuhostí a odolností (tj. pevné (tuhé) patky sloupů); - Použití ocelobetonových sloupů pro dosažení optimálního řešení z hlediska velikosti, použité třídy oceli, použitého betonu; - K přesnějšímu posouzení únosnost lze použít pokročilejší přístupy. 	<p>Vývojový diagram obr. 3 buňka B.5 → buňka B.II nebo buňka B.6</p> <p>Vývojový diagram obr. 3 buňka B.5 → buňka B.II nebo buňka B.6</p>
---	---

8.7.2 Výbuch

8.7.2.1 Vnější výbuch

8.7.2.1.1 Návrh pro vnější výbuch pomocí ekvivalentního přístupu s jedním stupněm volnosti (CS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh pro vnější výbuch pomocí ekvivalentního přístupu		
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v neseizmické	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.2.1 / CS/NS		
<p>Příklad: Návrh na vnější výbuch obvodových sloupů spřažené konstrukce v neseizmické oblasti pomocí ekvivalentního přístupu SDOF</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na účinky výbuchu vlivem náhodného vnějšího výbuchu.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v kapitole 8.2 pro řešení ocelového sloupu a W.E. I.1.4 / CS/NS pro ocelobetonový sloup. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažuje se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Výbuch A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p>Poznámka: Žádná jiná zatížení na sloup nepůsobí.</p> <p><u>Definice scénáře výbuchu</u></p> <p>Sloup uvažovaný v analýze je obvodový sloup umístěný uprostřed nejdelšího průčelí budovy – viz obrázek 64.</p> <p>Scénář výbuchu předpokládá, že auto je umístěno ve vzdálenosti 20 m od sloupu a nese výbušnou nálož o hmotnosti 100 kg TNT (nebo ekvivalent). Výbuch je definován jako volný proud vzduchu s volnou výškou od země 1 m.</p> <div style="text-align: center;">  </div>				
<p>Obrázek 64. Půdorys sloupů při tlakovém zatížení – CS/NS</p>				

Analýza konstrukce

Lineární elastická analýza se řeší pomocí zjednodušeného dynamického přístupu popsaného v kapitole 4.3.2.2.

Výpočet

Konstrukční tlaková vlna

První krok se skládá ze stanovení maximálního dynamického tlaku výpočtem odstupové vzdálenosti (Z), vzdálenosti od zdroje výbuchu (R_h) a úhlu dopadu (α_i) podle dříve definovaného scénáře.

TNT ekvivalentní

hmotnost výbušné náplně $W = 100 \text{ kg}$

Odstupová vzdálenost $R = 20 \text{ m}$

Výška výbuchu $H_c = 1 \text{ m}$

Zmenšená vzdálenost $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Vzdálenost od zdroje výbuchu $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025 \text{ m}$

Úhel dopadu $\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^\circ$

S použitím předchozích hodnot jsou data potřebná k definování tlaků a dalších parametrů vypočtena podle (Kingery a Bulmash 1984). Lze použít několik dalších nástrojů (tj. (UN SaferGuard n.d.)), jako je graf na obrázku 17 v kapitole 4.3.2.1.

Dopadový tlak $P_{so} = 56.44 \text{ kPa}$

Dopadový impuls $I_s = 313.71 \text{ kPa.ms}$

Odražený tlak $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Odražený impuls $I_r = 688.09 \text{ kPa.ms}$

Čas příjezdu $t_a = 30.29 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 140.59 \text{ ms}$

Trvání kladné fáze $t_0 = 16.49 \text{ ms}$

Vlnová délka výbuchu $L_w = 0.4 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Rychlost čela nárazu $U = 413.93 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Poznámka: Rozdíl mezi používáním webu UN Saferguard a obrázku 17 z kapitoly 4.3.2.1 je ve škálování parametrů. Pomocí webové stránky UN SaferGuard jsou hodnoty již škálovány ($W^{1/3}$). Pouze vlnová délka byla získána z obrázku 17 a bylo potřeba ji upravit. Pokud je použit obrázek 17, je třeba škálovat hodnoty pro časové intervaly, (tj., vynásobit $W^{1/3}$).


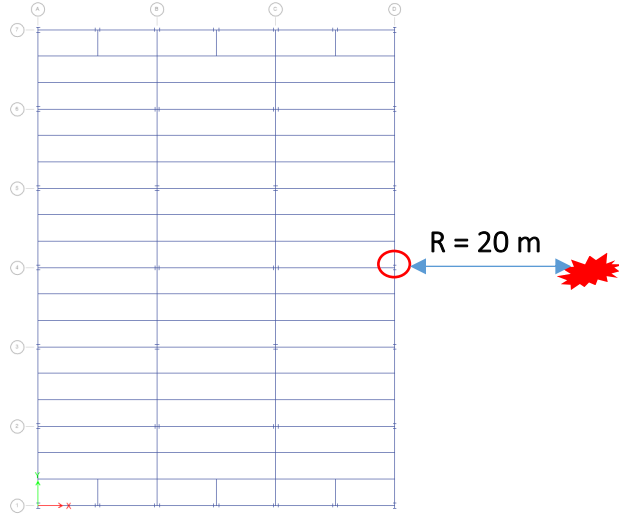
<p>S ohledem na dopadající tlak definovaný dříve (P_{so}), se rychlost zvuku (C_r) a největší dynamický tlak (q) získají pomocí grafů: Obrázek 16 a Obrázek 17 z čl. 4.3.2.1.</p>		Předpoklad
Rychlost zvuku	$C_r = 0.38 \frac{m}{ms}$	
Největší dynamický tlak	$q = 8.5 \text{ kPa}$	
Poté je třeba vypočítat fiktivní redukované časové intervaly. Tento proces je nezbytný, protože tlaková vlna a složení byly definovány pro nekonečný odrazný povrch.		
Doba trvání fiktivní fáze	$t_{0f} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12 \text{ ms}$	
Fiktivní doba trvání odražené vlny	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02 \text{ ms}$	
Výška prvku	$h_s = 4 \text{ m}$	
Šířka stěny	$w_s = 4 \text{ m}$	
Koeficient odporu vzduchu	$C_D = 1$	
Nejmenší rozměr (výška versus šířka)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$	
Největší rozměr (výška versus šířka)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$	
Poměr (nejmenší/největší)	$r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$	
Doba výpočtu	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5) \times 0.38} = 14.04 \text{ ms}$	
Největší tlak na stěnu	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94 \text{ kPa}$	
Přístup s jedním stupněm volnosti (SDOF)		
První krok při aplikaci metody SDOF spočívá ve výpočtu rovnoměrně rozloženého zatížení (F_d) a bodového zatížení (F_p) způsobeného otřesem sloupu.		
Odražený tlak	$P_r = 137.37 \text{ kPa}$	
Výška Sloupu	$h_c = 4 \text{ m}$	
Šířka panelu před sloupem	$w_p = 5 \text{ m}$	
Fiktivní doba trvání vlny	$t_{rf} = 10.02 \text{ ms}$	
Vlastní hmotnost sloupu (Ocel; kompozit)	$G_c = (1.834 ; 4.721) \frac{kN}{m}$	

Rozložení síly od výbuchu na sloup	$F_d = P_r \cdot w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{kN}{m}$	
Výsledná síla na sloup	$F_p = F_d h_c = 686.85 \times 4 = 2747.4 kN$	
První návrh $t_d/T = 2/3$ (vztah mezi dobou trvání odražené vlny a periodou) se předpokládá tak, že DLF lze uvažovat pomocí obrázku 154 z přílohy A.6.2.		Obrázek
Dynamický součinitel zatížení	$DLF = 1.45$	
Lze vypočítat největší moment odpovídající zatížení s ohledem na DLF spolu s různými vlastnostmi průřezů (viz Tabulka 34 v příloze A.6.1).		Tabulka 13 čl. A.6.1
Koeficient zatížení	$K_L = 0.64$	
Hmotnostní faktor	$K_M = 0.50$	
Pro ocelový sloup:		
Plastický průřezový modul	$W_{pl.c} = 3162 cm^3$	
Moment setrvačnosti	$I_c = 51890 cm^4$	
Pro ocelobetonový sloup:		
Tuhost	$E \cdot I_{eff} = 44350.87 kNm^2$	
Únosnost v ohybu	$M_{Rd.cp} = 632.85 kNm$	
Součinitel dynamického nárůstu	$DIF = 1.2$	
Mez kluzu oceli	$f_y = 355 MPa$	
Modul pružnosti oceli	$E = 210 GPa$	
Tuhost sloupu (ocel; kompozit)		
$K_c = \left(\frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3}; \frac{384E \cdot I_{eff}}{5h_c^3} \right) = \left(\frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 51890 \times 10^{-8}}{5 \times 4^3}; \frac{384 \times 44350.87}{5 \times 4^3} \right)$		
$K_c = (130762.8 ; 53221.04) \frac{kN}{m}$		
Únosnost v ohybu (ocel; kompozit)		
$M_{Rd} = (W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF ; M_{Rd.cp} \cdot DIF)$		
$=(3162 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \times 1.2 ; 632.85 \times 1.2)$		
$M_{Rd} = (1347.01 ; 759.42) kNm$		
Největší aplikovaný ohybový moment	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times 1.45$ $= 1991.87 kN \cdot m$	
Efektivní tuhost (ocel; kompozit)		

$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{(1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.50}{9.81} = (374.03 ; 962.82) \text{ kg}$		
Efektivní tuhost (ocel; kompozit)		
$K_e = K_c K_L = (130762.8 ; 53221.04) \times 0.64 = (83688.19 ; 34061.47) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$		
Vlastní frekvence (ocel; kompozit)		
$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{(374.03; 962.82)}{(83688.19; 34061.47)}} = (0.01; 0.03) \text{ s}$		
Poměr (ocel; kompozit) $\frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10.02}{(13.28; 33.41)} = (0.75 ; 0.30)$		
Nový stanovený poměr umožňuje druhou, přesnější iteraci.		
Druhá interakce (ocel; kompozit) $DLF = (1.30 ; 1.80)$		
Největší moment (ocel; kompozit)		
$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times (1.30 ; 1.80) = (1785.81 ; 2472.66) \text{ kNm}$		
Únosnost (ocel; kompozit)		
$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347.01 ; 759.42)}{4} = (5388.05 ; 3037.7) \text{ kN}$		
Dynamická reakce (ocel; kompozit)		
$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$		
$V_m = 0.39 \times (5388.05 ; 3037.7) + 0.11 \times 2747.4 + (1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.5$		
$V_m = (2407.22 ; 1496.36) \text{ kN}$		
Poměr (ocel; kompozit) $\frac{R_m}{F_p} = \frac{(5388.05; 3037.68)}{2747.4} = (1.96 ; 1.11)$		
Poměr mezi největší únosností a bodovým zatížením se použije ke stanovení požadavku na tažnost podle obrázku 148 z přílohy A.6.2 normy EN.		Obrázek 148 Přílohy A.6.2.
<u>Výsledky</u>		
Poměry (ocel; kompozit)	$\mu_1 = (0.80 ; 0.95)$ $\mu_2 = (0.55 ; 1.2)$	(χ_M/χ_E) (t_m/T)
Deformace odpovídající napětí na mezi kluzu (ocel; kompozit)	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{(5388.05 ; 3037.7)}{(83688.19 ; 34061.47)}$ $= (64.38 ; 89.18) \text{ mm}$	

Největší deformace (ocel; kompozit)	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = (0.80 ; 0.95) \times (64.38 ; 89.18)$ $= (51.51 ; 84.72) \text{ mm}$	
Největší doba odezvy (Ocel; kompozit)	$t_m = \mu_2 \times T_c = (0.55 ; 1.2) \times (13.28 ; 33.41)$ $= (7.331 ; 40.09) \text{ ms}$	
Limitní hodnoty odezvy v tabulce 5, čl. 4.3.2.3 se používají k vyhodnocení chování konstrukčního systému / součásti.		Tabulka 5
$\mu_{max} = 1$	Ohyb -> Nosník - sloup s kompaktním průřezem -> B1	Buňka B.5
Posouzení (Ocel; kompozit)	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0.80 ; 0.95) \text{ OK}$	Buňka B.6 → Konec návrhu
<u>Závěr</u>		
Podle výsledků ocelové a ocelobetonový sloupy nepřekračují největší meze odezvy a oba prvky jsou schopny odolat účinkům výbuch. Ověření na povrchové poškození (třída B1) bylo splněno.		

8.7.2.1.2 Návrh na vnější výbuch pomocí ekvivalentního přístupu jednoho stupně volnosti (SS/S)


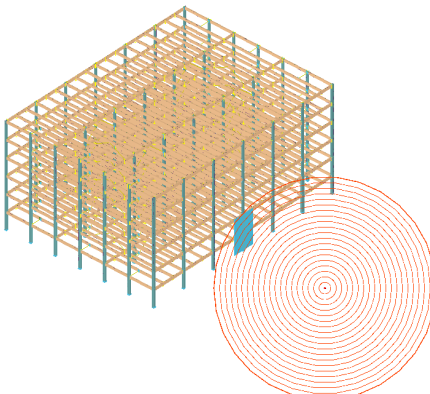
 Řešený příklad	Název	Návrh na vnější výbuch pomocí ekvivalentního přístupu		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.2.2 / SS/S		
<p>Příklad: Návrh na vnější výbuch obvodových sloupů ocelové konstrukce v seismické oblasti pomocí ekvivalentního přístupu jednoho stupně volnosti</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu na účinky výbuchu vlivem náhodného vnějšího výbuchu.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v kapitole 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažuje se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Výbuch A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p>Poznámka: Žádná jiná zatížení na sloup nepůsobí.</p> <p><u>Definice scénáře výbuchu</u></p> <p>Sloup uvažovaný v analýze je obvodový sloup umístěný uprostřed dlouhé strany fasády budovy. Scénář výbuchu předpokládá, že auto je umístěno ve vzdálenosti 20 m od sloupu a nese výbušnou nálož o hmotnosti 100 kg TNT (nebo ekvivalent). Výbuch je definován jako volný proud vzduchu s volnou výškou od země 1 m.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>Obrázek 65. Půdorys sloupů zatížených výbuchem – SS S</p> <p><u>Analýza konstrukce</u></p> <p>Lineární elastická analýza se řeší pomocí zjednodušeného dynamického přístupu podle postupu popsaného níže.</p>				

<p><u>Výpočet</u></p> <p>Parametry zatížení výbuchem (dopadající tlak, dopadající impuls, odražený tlak, odražený impuls, čas příchodu, trvání kladné fáze, vlnová délka výbuchu, rychlost čela nárazu) jsou shodné s W.E. I.2.1/ CS/S</p> <p>Kromě toho parametry, které následují (rychlost zvuku, největší dynamický tlak, fiktivní doby trvání, doba čištění) mají stejné hodnoty.</p> <p>Přístup s jedním stupněm volnosti (SDOF)</p> <p>První krok při aplikaci metody SDOF spočívá ve výpočtu rovnoměrně rozloženého zatížení (F_d) a bodového zatížení (F_p) způsobeného otřesem ve sloupu.</p> <p>Odražený tlak $P_r = 137.37 \text{ kPa}$</p> <p>Výška sloupu $h_c = 3.5 \text{ m}$</p> <p><i>Poznámka: Pokud se vezme v úvahu tuhá oblast tvořená přípojem, lze výšku sloupu považovat s efektivní délkou menší než 4 m.</i></p> <p>Šířka panelu před sloupem $w_p = 5 \text{ m}$</p> <p>Vlastní tíha sloupu $G_c = 1.834 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$</p> <p>Rozložené zatížení od výbuchu na sloupu $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$</p> <p>Bodové zatížení od výbuchu na sloupu $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 3.5 = 2404 \text{ kN}$</p> <p>Dynamický součinitel zatížení $DLF = 1.4$</p> <p>Koeficient zatížení $K_L = 0.64$</p> <p>Hmotnostní faktor $K_M = 0.50$</p> <p>Plastický průřezový modul $W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$</p> <p>Moment setrvačnosti $I_c = 12620 \text{ cm}^4$</p> <p>Součinitel dynamického nárůstu $DIF = 1.2$</p> <p><i>Mez kluzu ovlivněná součinitelem zesílení 1,2 pro rychlost deformace.</i></p> <p>Mez kluzu oceli $f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$</p> <p>Modul pružnosti oceli $E = 210 \text{ GPa}$</p> <p>Tuhost sloupu</p>	<p>W.E. I.2.1/ CS/S</p> <p>Předpoklad</p>
---	---

$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{kN}{m}$		
Únosnost v ohybu		
$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 kNm$		
Největší moment	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 1472 kNm$	
Efektivní hmotnost	$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 kg$	
Efektivní tuhost	$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{kN}{m}$	
Přirozená perioda vibrace	$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$	
Poměr mezi fiktivní dobou trvání odražené vlny a přirozenou periodou	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$	
Nový stanovený poměr umožňuje druhou, přesnější iteraci.		
Druhá iterace	$DLF = 1.6$	
Největší moment	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.6 = 1683 kNm$	
Únosnost	$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 kN$	
Dynamická reakce		
$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$		
$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 2747.4 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 1248.92 kN$		
Poměr	$\frac{R_m}{F_p} = 1.05$	
Poměr mezi únosností a bodovým zatížením se používá k určení požadavku na tažnost μ podle Obrázku 150 z přílohy 0.		Obrázek z čl. 0.
<u>Výsledky</u>		
Poměr	$\mu_1 = 1.05 (\chi_M/\chi_E)$	
	$\mu_2 = 0.82 (t_m/T)$	
Posunutí odpovídající dosažení napětí na mezi kluzu	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 mm$	

Největší posunutí	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0.95 \times 82.82 = 86.96 \text{ mm}$	Tabulka 3 Buňka B.5 Buňka B.6 → Konec návrhu
Největší doba odezvy	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 16.91 \text{ ms}$	
Zjednodušený dynamický přístup (vztah Pressure-impulse)		
$\mu_{max} = 1$	Ohyb -> Nosník -sloup s kompaktním průřezem -> B1	
Kontrola	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1.05$	
<u>Závěry</u>		
Podle výsledků sloup odolává tlakovému zatížení (hodnotu lze považovat za přístupnou), požadavek třídy B1 (povrchové poškození) je splněn.		

8.7.2.1.3 Návrh na vnější výbuch pomocí plně dynamického přístupu (SS/S)

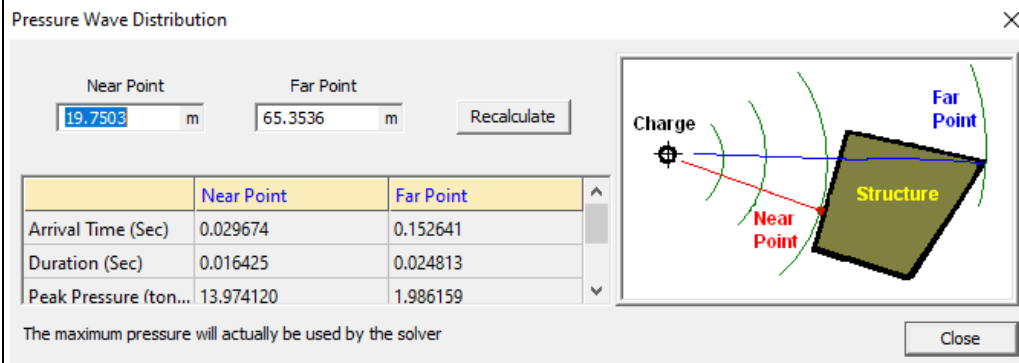
	Název	Návrh na vnější výbuch pomocí plně dynamického přístupu		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Řešený příklad	Dokument ref.	I.2.3 / SS/S	
<p>Příklad: Návrh na vnější výbuch obvodových sloupů ocelové konstrukce v seismické oblasti pomocí plně dynamického přístupu</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu na účinky výbuchu vlivem náhodného vnějšího výbuchu.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v kapitole 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažuje se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Výbuch A_{Ed} (viz Kapitola níže). - Poznámka: Žádná jiná zatížení na sloup nepůsobí. <p><u>Definice scénáře výbuchu</u></p> <p>Sloup uvažovaný v analýze je obvodový sloup umístěný uprostřed dlouhé fasády budovy.</p> <p>Parametry zatěžování:</p> <ul style="list-style-type: none"> - odstup = 20 m; - výbušná látka = 100 kg z TNT; - zatěžovací šířka sloupu 5 m (2,5 m na každou stranu); - Uvažuje se, že tlak z výbuchu působí na sloupy 1. a 2. patra. 				
				W.E. I.2.1/ CS/S
<p style="text-align: center;"><i>Obrázek 66. 3D model s polohou nálože</i></p> <p>Všimněte si, že pro relevantní srovnání je scénář výbuchu uvažovaný v tomto příkladu stejný jako scénář použitý ve W.E. I.2.1 / CS/S.</p> <p><u>Analýza konstrukce</u></p> <p>Numerická analýza byla provedena v softwaru ELS (Extreme Loading for Structure) pomocí plného 3D modelu, kde byla vymodelována celá konstrukce.</p>				

Předpoklady modelu viz AEM – viz W.E. I.1.3 / CS/S.

W.E. I.1.3 /
CS/S

Plochy zatížené výbuchem byly modelovány jako tuhé desky pro vodorovný přenos tlaku na sloupy 1. a 2. patra.

Parametry zatížení výbuchem jsou vypočítány automaticky integrovaným generátorem ELS:



Obrázek 67. 3D model s polohou nálože

Analýza se řeší ve dvou krocích.

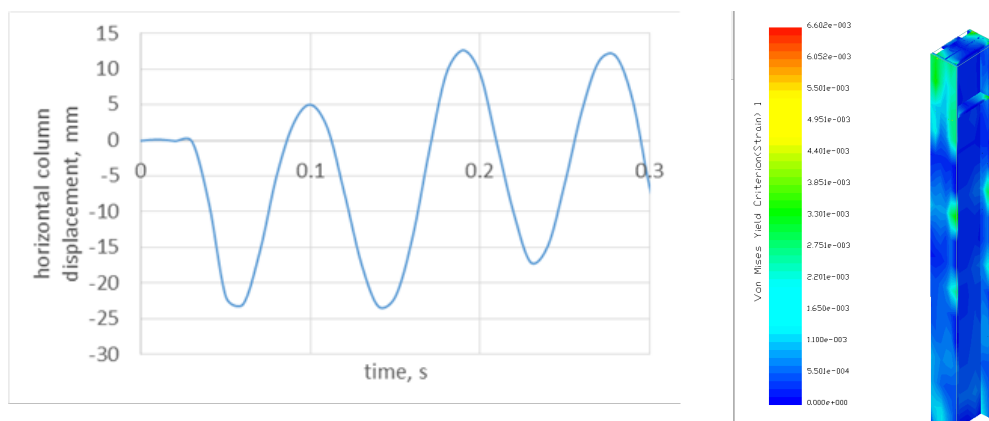
- 1. krok:** Stálá a užitná zatížení jsou aplikována na konstrukci v nelineární statické analýze.
- 2. krok:** nálož je detonována a tlakové zatížení je aplikováno v nelineární dynamické analýze. Časový krok pro analýzu je $1E^{-6}$ s.

Uvažuje se fáze výbuchu; při analýze není uvažován odraz od země.

Výsledky

Největší vodorovná deformace ve středu výšky sloupu je 24 mm – viz Obrázek 68 (vlevo). Největší dosažená plastická deformace je 1 %.

Buňka B.5



Obrázek 68. Závislost vodorovné deformace na čase ve středu výšky sloupu (vlevo) a Von Misesova deformace (vpravo)


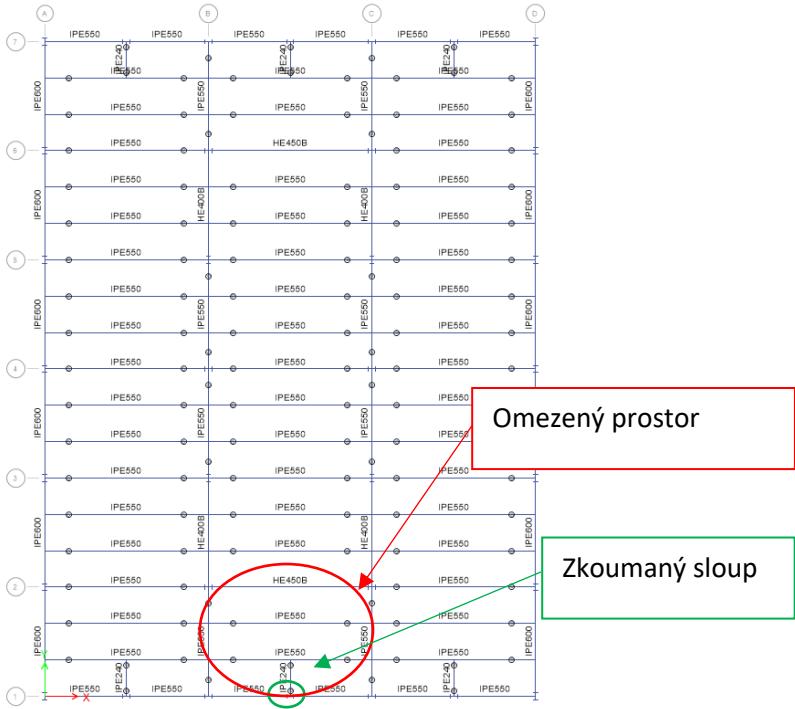
Závěry

Řešený příklad I.2.3 / SS/S	8.7.2.1.3 Návrh na vnější výbuch s použitím plně dynamického přístupu – SS/S	
--------------------------------	--	--

<p>Plně dynamický přístup vs. ekvivalentní přístup SDOF:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deformace v plně nelineární dynamické analýze je menší než hodnota získaná pomocí tabulkové metody (24 mm vs. 87 mm, viz W.E. I.2.2 / SS/S); • Nelineární analýza může zohledňovat rozvoj plastických deformací v prvku; • Plný 3D model může zohledňovat skutečné okrajové podmínky a interakce mezi prvky; • Plně dynamický přístup a 3D modelování může zohlednit postupnou aplikaci zatížení (různé doby působení podél délky sloupu). <p>Všimněte si, že v případě výbuchů v blízké oblasti mohou být účinky zesíleny vztlakem proti přilehlým podlažím, což může mít za následek vyšší dynamické účinky a dokonce riziko progresivního zřícení (Dinu et al. 2018).</p>	<p>Buňka B.6 → Konec návrhu</p>
--	-------------------------------------

8.7.2.2 Vnitřní výbuch

8.7.2.2.1 Návrh sloupy ocelové konstrukce pomocí ekvivalentního statického přístupu (SS/S)

 Řešený příklad	Název	Návrh sloupy ocelové konstrukce pomocí ekvivalentního statického přístupu	
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena UPT
	Dokument ref.	I.3.1 / SS/S	
<p>Příklad: Návrh sloupy ocelové konstrukce v seismické oblasti na účinky vnitřního výbuchu pomocí ekvivalentního statického přístupu</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o provedení proti vnitřnímu výbuchu vlivem náhodného vnitřního výbuchu plynu.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály viz čl. 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); • Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci SS/S); • Tlak plynu A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénáře výbuchu plynu</u></p> 			
		EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b	

Zkoumaný prostor se nachází v přízemí. Větrací plocha je uvažována na vnější stěně a je tvořena skleněnými výlohami, ostatní 3 vnitřní stěny jsou vyrobeny z pevnějších materiálů. Sloup uvažovaný pro ověření je na obrázku 71 zakroužkován zeleně.

Výpočet

Tabulka 31. Geometrie oddělení

L	12	m	délka
B	8	m	šířka
H	4	m	výška
A _v	48	m ²	Větráný prostor
V	384	m ³	Objem

Větráný prostor a objem stavby byly stanoveny s ohledem na to, že prosklená stěna je umístěna na oplocení objektu a na celou výšku podlaží. Po úspěšné kontrole, že model tlaku plynu z EN 1991-1-7 lze použít pro platné příklad (omezení funkce ventilační plochy a objemu prostoru), byl získán ekvivalentní statický tlak pro vnitřní výbuch plynu:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

nebo

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

podle toho, co je větší.

Předpokládalo se, že $p_{stat} = 3 \text{ kN/m}^2$, což představuje statické rovnoměrně rozložené zatížení, při kterém selhávají ventilační komponenty.

Proto je návrhové zatížení v případě náhodné situace:

$$p_d = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

bylo zatížení aplikováno jako lineární zatížení na výšku sloupu s ohledem na přítokovou plochu 6 m.

Analýza konstrukce

Lineární elastická analýza se řeší na úplném 3D modelu pomocí softwaru SAP2000. Průřezy prvků jsou vyplývají z počátečního návrhu (trvalé a seismické návrhové situace). Kritéria posouzení jsou uvedena ve smyslu součinitelů využití (UF) pro náhodné kombinace.

Výsledky

Výsledky lineární statické analýzy sloupu jsou uvedeny v tabulce 32.

Tabulka 32. Výsledky lineární statické analýzy


Sekce	Osa	Spodní podpora	N (kNm)	M (kNm)	UF (-)	Boční vychýlení (mm)
HEB500	Méně důležitý	Pevný	612	72	0.279	0.57

Závěry

Sloup analyzovaný tímto přístupem nepřekračuje svou únosnost a nevyžaduje přepracování. Protože nedochází k místním škodám, lze ke kvantifikaci škod, které by se mohly objevit, použít pokročilejší přístupy.

Buňka B.4 →

8.7.2.2.2 Návrh pro vnitřní výbuchy pomocí dynamického přístupu – metoda ekvivalentu TNT (SS/S)

	Název	Návrh pro vnitřní výbuchy pomocí dynamického přístupu –			
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT	
	Řešený příklad	Dokument ref.	I.3.2 / SS/S		
<p>Příklad: Návrh sloupu v seismické oblasti na účinky výbuchu plynu pomocí dynamického modelu – metoda ekvivalentu TNT</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o provedení na účinky výbuchu plynu.</p> <p>Za určitých podmínek může být vnitřní výbuch plynu aproximován ekvivalentním výbuchem TNT (Bjerketvedt a kol., 1997b).</p> <p>Poznámka: Postup navržený k řešení případu je zjednodušením skutečného postupu. Objem plynu je ve výpočtech nahrazen ekvivalentní dávkou TNT. Postup aplikovaný pro případ popsán v W.E. I.2.1 / CS/NS a I.2.2 / SS/S je použit pro příklad. Vliv křehkosti stěn, úniku tlaku atd. je zanedbáván. Velmi složitý postup založený na doporučeních z (DoD, 2008) je uveden v Deliverable D2-2 projektu FAILNOMORE dostupném na webové stránce: https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažuje se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Působení plynu A_{Ed}, viz kapitola níže. <p>Poznámka: Žádná jiná zatížení na sloup nepůsobí.</p> <p><u>Definice scénáře výbuchu plynu</u></p> <p>Aktuální příklad se zaměřuje na posouzení sloupu v případě vnitřního výbuchu plynu. Stejně jako v případě ekvivalentního statického přístupu – W.E. I.3.1 / SS/S, je použita stejná konstrukční konfigurace.</p> <p><u>Výpočet</u></p> <p>Ekvivalentní hmotnost TNT</p> <p>Podle kapitoly 4.3.3.3 lze použít definici ekvivalentní množství TNT:</p> $W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$					<p>(Bjerketvedt a kol., 1997b), (DoD, 2008)</p> <p>(DoD, 2008)</p> <p>rov. (15) a (16)</p>

Řešený příklad I.3.1 / SS/S	Návrh pro vnitřní výbuchy pomocí dynamického přístupu – metoda ekvivalentu TNT	
--------------------------------	--	--

kde:	
η	0.2 [-] účinnostní faktor
E_c	55 MJ/kg spalné teplo metanu
W_g	1.91 kg hmotnost páry v oblaku plynu
E_{TNT}	4.2 MJ/kg výbuchová energie TNT
$W_{TNT} = 5.0 \text{ kg}$	
Výbuch 1,91 kg plynu je nahrazen ekvivalentními 5 kg TNT.	
<u>Analýza konstrukce</u>	
Lineární elastická analýza se řeší pomocí zjednodušeného dynamického přístupu podle postupu popsaného výše v W.E. I.1.1 / CS/NS.	
Předpokládá se, že nálož je umístěna ve středu oblasti, což umožňuje odstupovou vzdálenost 4 m v příčném směru.	
TNT ekvivalentní hmotnost výbušné náplně	$W = 5 \text{ kg}$
Odstupová vzdálenost	$R = 4 \text{ m}$
Výška výbuchu	$H_c = 1 \text{ m}$
Zmenšená vzdálenost	$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{4}{5^{\frac{1}{3}}} = 2.339 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$
Vzdálenost od zdroje výbuchu	$R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4.123 \text{ m}$
Úhel dopadu	$\alpha_i = \tan^{-1} \left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{5^{\frac{1}{3}}} \right) = 30.32^\circ$
Parametry výbuchu	
Incidentní tlak	$P_{so} = 198.87 \text{ kPa}$
Impuls incidentu	$I_s = 198.46 \text{ kPa} \cdot \text{ms}$
Odražený tlak	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$
Odražený impuls	$I_r = 514.65 \text{ kPa} \cdot \text{ms}$
Čas příjezdu	$t_a = 3.87 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.62 \text{ ms}$
Trvání fáze	$t_0 = 3.7 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.33 \text{ ms}$
Vlnová délka výbuchu	$L_w = 0.85 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Přední rychlost rázu	$U = 557.06 \frac{m}{s}$	
Rychlost zvuku	$C_r = 0.47 \frac{m}{ms}$	
Největší dynamický tlak	$q = 100 \text{ kPa}$	
Doba trvání fiktivní fáze	$t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96 \text{ kPa} \cdot \text{ms}}{198.87 \text{ kPa}} = 1.996 \text{ ms}$	
Fiktivní doba trvání odražené vlny	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3 \text{ kPa} \cdot \text{ms}}{663.44 \text{ kPa}} = 1.551 \text{ ms}$	
Výška prvku	$h_s = 4 \text{ m}$	Sloupu
Šířka stěny	$w_s = 4 \text{ m}$	Předpoklad
Součinitel odporu (stěna)	$C_D = 1$	
Nejmenší rozměr (výška versus šířka)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$	
Největší rozměr (výška versus šířka)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$	
Poměr (nejmenší/ největší)	$r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$	
Čas čištění	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5)0.47} = 11.348 \text{ ms}$	
Největší tlak na stěnu	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87 \text{ kPa}$	
Přístup s jedním stupněm volnosti (SDOF)		
Odražený tlak	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$	
Fiktivní doba trvání odražené vlny	$t_{rf} = 1.551 \text{ ms}$	
Výška sloupu	$h_c = 3.5 \text{ m}$	
Šířka panelu před sloupem	$w_p = 4 \text{ m}$	
Vlastní tíha sloupu	$G_c = 1.834 \frac{kN}{m}$	
Rozložená zátěž z výbuchu na sloup	$F_d = P_r w_p = 663.44 \times 4 = 2653.76 \frac{kN}{m}$	
Bodové zatížení na sloup	$F_p = F_d h_c = 2653.76 \times 3.5 = 9288.2 \text{ kN}$	


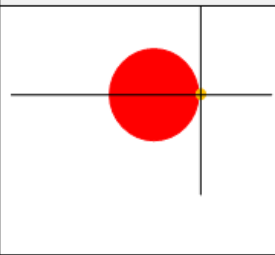
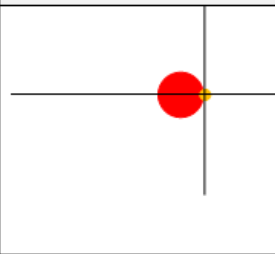
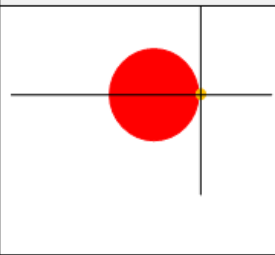
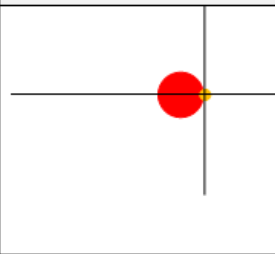
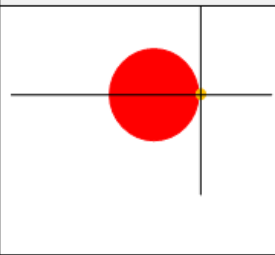
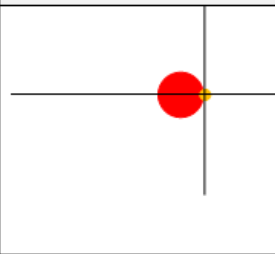
Řešený příklad I.3.1 / SS/S	Návrh pro vnitřní výbuchy pomocí dynamického přístupu – metoda ekvivalentu TNT	
--------------------------------	--	--

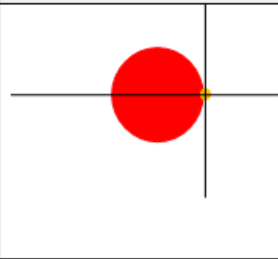
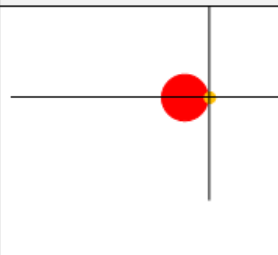
Dynamický součinitel zatížení	$DLF = 1.4$
Součinitel zatížení	$K_L = 0.64$
Hmotnostní součinitel	$K_M = 0.50$
Plastický průřezový modul	$W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$
Moment setrvačnosti	$I_c = 12620 \text{ cm}^4$
Součinitel dynamického nárůstu	$DIF = 1.2$
<i>Mez kluzu oceli ovlivněná součinitelem zesílení 1.2 pro rychlost deformace</i>	
Mez kluzu oceli	$f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$
Modul pružnosti oceli	$E = 210 \text{ GPa}$
Tuhost sloupu	
	$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Únosnost v ohybu	
	$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$
Největší moment	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 5689 \text{ kNm}$
Efektivní hmotnost	$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$
Efektivní tuhost	$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Přirozená vibrační perioda	$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$
Poměr	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$
Druhá interakce	$DLF = 1.9$
Největší moment	$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.9 = 7721 \text{ kNm}$
Únosnost	$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$
Dynamická reakce	

$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$		
$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 9288.2 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 2006.18 \text{ kN}$		
Poměr	$\frac{R_m}{F_p} = 0.27$	
<u>Výsledky</u>		
Poměr	$\mu_1 = 2.1$	(χ_M/χ_E)
	$\mu_2 = 3.6$	(t_m/T)
Deformace odpovídající napětí na mezi kluzu	$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$	
Největší deformace	$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 2.1 \times 82.82 = 173.91 \text{ mm}$	
Největší doba odezvy	$t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 74.24 \text{ ms}$	
Zjednodušený dynamický přístup (vztah talk-impuls)		V textu, Tabulka 3
$\mu_{max} = 3$	Nosník -> Sloup s kompaktním průřezem -> B2	Vývojový diagram obr. 3, Buňka B.5
Kontrola	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 0.7 \text{ OK}$	Vývojový diagram obr. 3, Buňka B.6 → Konec návrhu
<u>Závěry</u>		
Pomocí ekvivalentní metody TNT byl proveden podrobnější rozbor. Podle ekvivalentního statického přístupu (W.E. I.3.1 / SS/S) sloup zůstal s UF 0,28, což znamená, že nedošlo k žádnému místnímu poškození.		Vývojový diagram obr. 3, Buňka B.4 → Konec návrhu
Při metody ekvivalentu TNT dochází k místnímu poškození, které není kritické pro stabilitu konstrukce.		Buňka B.6 → Konec návrhu
Pro zmírnění následků náhodného výbuchu plynu lze realizovat několik opatření – viz čl. 4.3.1.		

8.7.3 Lokální požár

8.7.3.1 Návrh spřažené konstrukce pomocí modelu lokálního požáru (CS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh spřažené konstrukce pomocí modelu lokálního požáru (CS/NS)																								
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v neseismické oblasti	Vyrobena	UPT																						
	Dokument ref.	I.4.1 / CS/NS																								
<p>Příklad: Návrh sloupu spřažené konstrukce v neseismické oblasti na účinky lokálního požáru pomocí modelu lokálního požáru</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu na účinky požáru v případě náhodné situace.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); • Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci CS/NS); • Požár A_{Ed} (viz Kapitola níže). <p><u>Definice scénáře lokálního požáru</u></p> <p>V analýze jsou definovány čtyři scénáře, počínaje základním scénářem s ohledem na standardní hodnoty pro kancelářskou budovu. Tři další scénáře předpokládají vysoké hodnoty: buď pro rychlost uvolňování tepla (dvojnásobná hodnota 500 kW/m²), nebo pro hustotu požárního zatížení a rychlost růstu požáru (hodnoty pro obsazenost komerční plochy, které jsou přísnější než u kancelářských budov).</p> <p>Spolu s předchozími předpoklady jsou uvažovány dva reálné průměry požáru: 1 m a 2 m. Pro všechny scénáře je učiněn bezpečný předpoklad, uvážíme-li, že lokalizovaný požár je umístěn těsně vedle sloupu, tj. mezi vnějším kruhovým základem požáru a sloupem je nulová vzdálenost.</p>																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Scenario A</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="4">  </td> <td>Diameter of the fire basis</td> <td>2 m</td> </tr> <tr> <td>Rate of Heat Release density</td> <td>250 kW/m² (office building EN 1991-1-2)</td> </tr> <tr> <td>Fire load density</td> <td>511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)</td> </tr> <tr> <td>Fire growth rate</td> <td>300 sec (office building EN 1991-1-2)</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Scenario B</th> </tr> <tr> <td rowspan="4">  </td> <td>Diameter of the fire basis</td> <td>1 m</td> </tr> <tr> <td>Rate of Heat Release density</td> <td>500 kW/m²</td> </tr> <tr> <td>Fire load density</td> <td>511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)</td> </tr> <tr> <td>Fire growth rate</td> <td>300 sec (office building EN 1991-1-2)</td> </tr> </tbody> </table>					Scenario A			Diameter of the fire basis	2 m	Rate of Heat Release density	250 kW/m ² (office building EN 1991-1-2)	Fire load density	511 MJ/m ² (office building EN 1991-1-2)	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)	Scenario B			Diameter of the fire basis	1 m	Rate of Heat Release density	500 kW/m ²	Fire load density	511 MJ/m ² (office building EN 1991-1-2)	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)
Scenario A																										
	Diameter of the fire basis	2 m																								
	Rate of Heat Release density	250 kW/m ² (office building EN 1991-1-2)																								
	Fire load density	511 MJ/m ² (office building EN 1991-1-2)																								
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)																								
Scenario B																										
	Diameter of the fire basis	1 m																								
	Rate of Heat Release density	500 kW/m ²																								
	Fire load density	511 MJ/m ² (office building EN 1991-1-2)																								
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)																								
(Brasseur et al. 2018), EN1991-1-2																										

Scenario C		
	Diameter of the fire basis	2 m
	Rate of Heat Release density	250 kW/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire load density	730 MJ/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)
Scenario D		
	Diameter of the fire basis	1 m
	Rate of Heat Release density	500 kW/m ²
	Fire load density	730 MJ/m ² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)

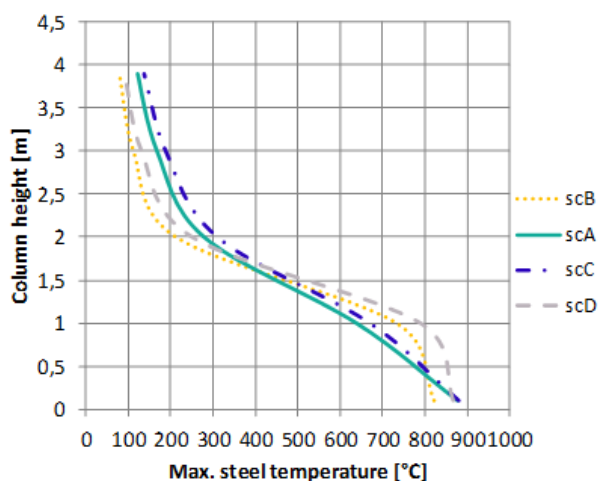
Analýza Konstrukce

Pro každý scénář se používá software OZone® (Cadorin, 2003) pomocí modelu LOCAFI (Brasseur a kol., 2018) a rovnic z EN 1991-1-2 k vyhodnocení teplot oceli nechráněného sloupu za tepla válcovaného profilu HEB340 (jako příklad).

Závěry

Byly vypočteny a porovnány největší teploty oceli podél výšky sloupu pro 4 scénáře (viz obrázek 70). Toto srovnání zdůrazňuje, že ačkoli jsou pro charakterizaci místního požáru učiněny různé předpoklady, je dosaženo stejného trendu a řádově i velikosti. V patě ocelových sloupů dochází k vývoji značných teplot, které mohou způsobit vybočení nebo místní plastické poruchy.

Vývojový diagram obr. 3, buňka B.5




Obrázek 70. Změny teploty oceli na výšce sloupu

U jiného přístupu provádějícího úplnou numerickou analýzu byla provedena studie, kde byly odstraněny sloupy a vyhodnoceno chování budovy (metoda alternativní cesty zatížení), viz příklad II.4.6/ CS-NS.


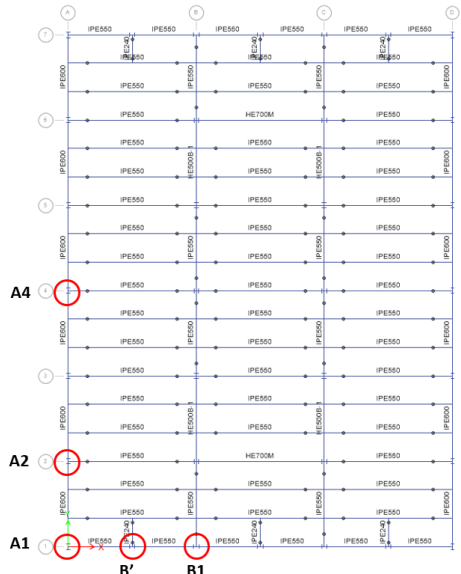
Aby se předešlo poškození požárem, lze místo návrhu konstrukčních prvků na specifickou požární odolnost nebo zvětšení velikosti průřezu použít protipožární ochranu.

8.7.4 Zemětřesení

8.7.4.1 Návrh na účinky zemětřesení požadavky předpisů (SS/NS)

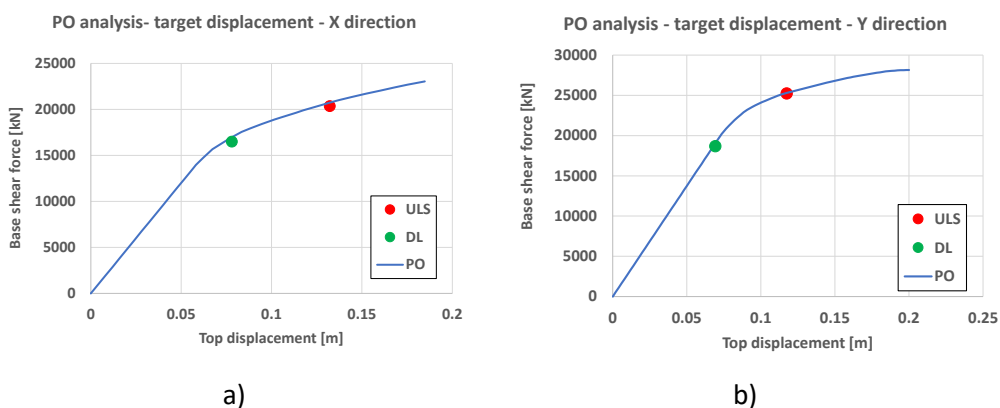
 Řešený příklad	Název	Návrh na účinky zemětřesení požadavky předpisu		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.5.1 / SS/NS		
<p>Příklad: Návrhová doporučení pro ocelové konstrukce v neseismické oblasti předpisem</p> <p>Tento příklad uvádí doporučení o aplikaci normy pro zlepšení odezvy neseismických ocelových konstrukcí v případě mimořádných zemětřesení.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p>Konstrukce uvažovaná v tomto příkladu byla navržena pro podmínky MSÚ/SLS (trvalá návrhová situace). Nebyly provedeny žádné zvláštní výpočty s ohledem na jakékoli náhodné seismické působení. Zde je seismické působení považováno za mimořádné.</p> <p>V praxi lze postupovat podle jednoduchých doporučení v části 4.5.2, v případech, kdy jsou účinky seismického zatížení nižší než účinky zatížení větrem. To hlavně týká nízkopodlažních budov za účelem optimalizace nákladů na inženýrské práce.</p> <p><u>Poznámky</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Díky symetrii v půdorysu a pravidelnosti po výšce budovy je tuhost konstrukce dobře rozložena a nabízí tak příznivou odezvu na seismické působení. - Stejně výšky podlaží přispívají k dobrému chování konstrukce v případě zemětřesení. - Požadavky na duktilitu konstrukce: <ol style="list-style-type: none"> 1. Pro zvýšení celkové duktility konstrukce lze průřezy HEA300 nahradit průřezem HEB300, protože průřezy HEA300 z oceli S355 jsou třídy průřezu 3 a nosníky průřezu HEB300 z oceli S355 jsou třídy průřezu 1. Všechny ostatní prvky jsou již profily třídy průřezu 1. 2. Pro optimalizaci odezvy konstrukce mohou být navržené kloubové styčníky nahrazeny tvárnými polotuhými spoji, jak je popsáno v části 8.8.4.1, kde je aplikována metoda alternativní dráhy zatížení (W.E. II.4.1 / SS/NS). To by umožnilo vytvoření plastických kloubů ve styčnicích a rozptýlení části seismicky indukované energie. 				

8.7.4.2 Seismický návrh pomocí pokročilé numerické analýzy (multi-hazard) (SS/S)

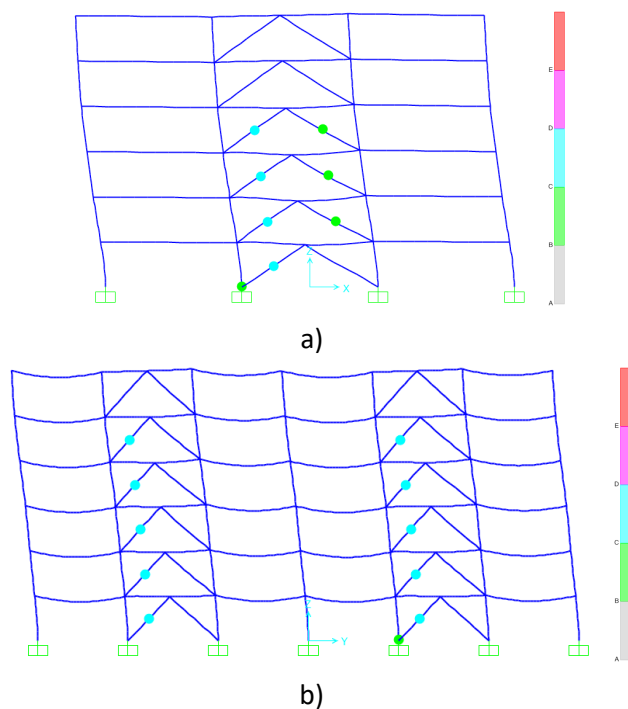
	Název	Seismický návrh pomocí pokročilé numerické analýzy (multi-hazard)		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Vyrobena	UPT
	Dokument ref.	I.5.2 / SS/S		
Řešený příklad				
<p>Příklad: Návrh ocelové konstrukce pro scénáře s více riziky pomocí pokročilé numerické analýzy</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu ocelové konstrukce s ohledem na události s více riziky, tj. selhání sloupu po zemětřesení.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro seismickou návrhovou situaci</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); • Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci SS/S); • Seismické působení A_{Ed} odpovídající MSÚ (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro seismickou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.3 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Definice scénáře nebezpečí</u></p> <p>Poté, co je konstrukce vystavena zemětřesení, může dojít ke ztrátě sloupu, čímž se konstrukce stane zranitelnou vůči následným nebezpečím. V následujícím textu je postup použit k ověření schopnosti konstrukce odolávat progresivnímu zhroucení scénáře ztráty sloupu.</p> <p><i>Krok 1: Seismická analýza – Konstrukce je vystavena návrhovému zemětřesení</i></p> <p><i>Krok 2: Scénáře ztráty sloupů: Ztracené sloupy jsou umístěny na polích A1, A2, A4, B1, B' (obrázek 71) – předpokládá se, že dochází ke zřícení jednoho sloupu po druhém.</i></p>				
				
<p>Obrázek 71. Poloha sloupů, které mají být odstraněny po zemětřesení</p>				

Analýza konstrukce

Seismická analýza je provedena pomocí push-over analýzy a vyhodnocení poškození je provedeno metodou N2 (EN 1998). Poté, co působí gravitační zatížení, je konstrukce vystavena monotónně rostoucím vodorovným silám, které představují setrvačné síly, kterým by byla vystavena konstrukci při otřesech země. Při postupně se zvyšujícím zatížení mohou některé konstrukční prvky selhat. Proto po vytvoření každého plastického kloubu dochází ke ztrátě tuhosti a únosnosti konstrukce. Pro vyhodnocení seismických nároků na MSÚ se konstrukce dostane na svou mezní deformaci D_t . Obrázek 72 ukazuje pracovní diagram pro příčný a podélný směr a cílové body pro MSÚ a DL. Obrázek 73 ukazuje plastické mechanismy při selhání pro příčný a podélný směr. V obvodových momentově tuhých sestavách se nevyvíjejí žádné plastické klouby ani ve směru X, ani ve směru Y na MSÚ, ale ve vyztužených rámech.



Obrázek 72. Seismická analýza: a) push-over křivka s polohou cílového bodu – směr X; b) křivka posunu s polohou cílového bodu – směr Y



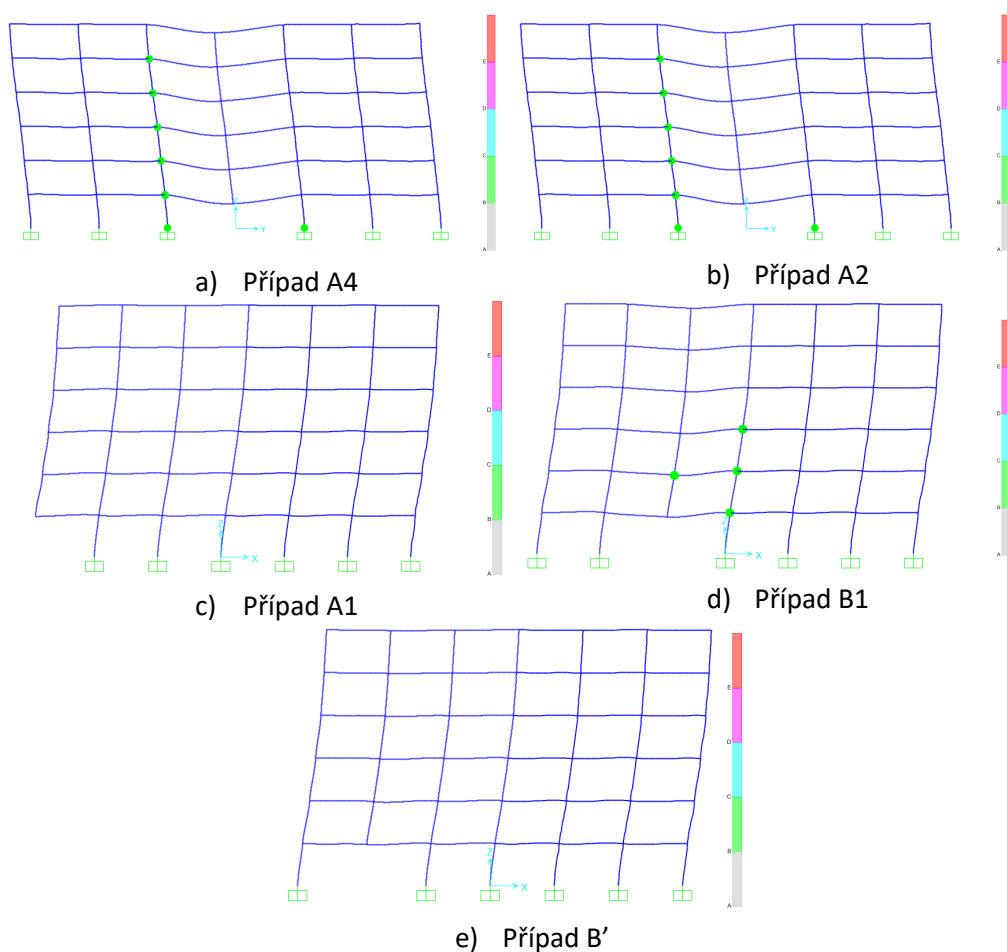
Obrázek 73. Seismická analýza: a) plastický mechanismus na D_t MSÚ – platné příčný rám; b) plastický mechanismus u D_t MSÚ – současný podélný rám

Odstranění sloupu po zemětřesení

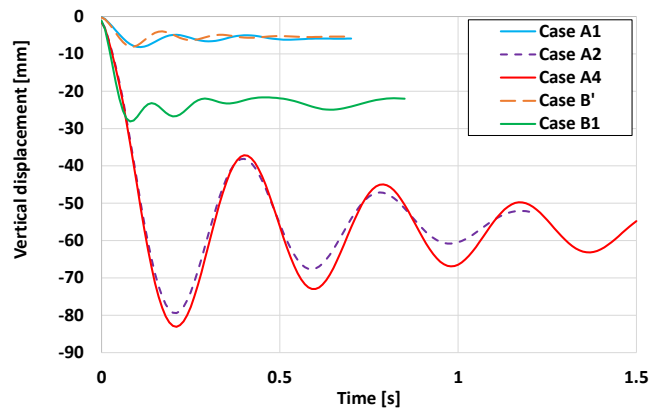
Je zvažováno pět scénářů odstranění, tj. obvodové, předposlední a rohové sloupy umístěné v přízemí. Scénáře zahrnují sloupy na krátké a dlouhé straně fasády. Posouzení únosnosti na progresivní zřícení se řeší **metodou** alternativní cesty zatížení (ALP) a nelineární dynamické procedury (NDP) v souladu s pokyny UFC 4-023-03. V první fázi jsou aplikována gravitační zatížení; pak ve druhé fázi je prvek odstraněn téměř okamžitě (trvání odnětí 0,005 sekundy).

Výsledky

Níže je uvedena tvorba plastických mechanismů, které se vyskytují v obvodových rámech ve scénářích výše. Pro každý případ jsou uvedeny plastické mechanismy (Obrázek 74a) až e)) a historie svislého posunu nad odstraněným sloupem (Obrázek 75).



Obrázek 74. Plastický mechanismus po odnětí sloupu pro uvažované scénáře



Obrázek 75. Odezva časové historie pro scénáře odnětí sloupu

Závěry


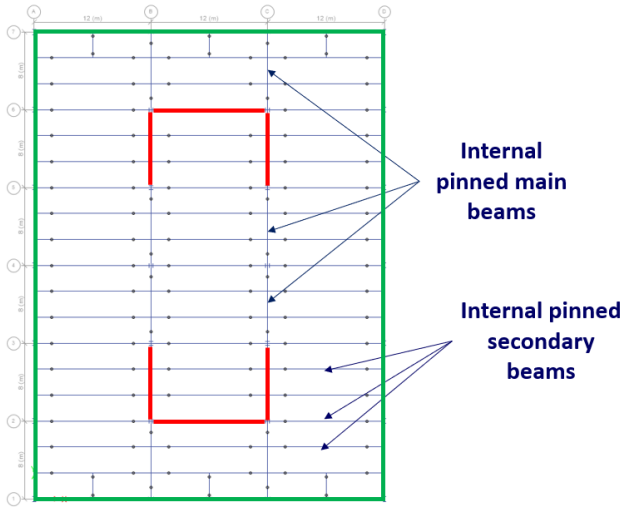
- Lze dojít k závěru, že konstrukce má schopnost odolat progresivnímu zřícení i při ztrátě sloupu po zemětřesení.
- Míra poškození prvků (daná mírou plastické deformace v plastických kloubech) je malá.
- K posouzení chování konstrukce může být použit jiný výkonnostní cíl (např. prevence kolapsu).

Vývojový diagram obr. 3, buňka B.5
→ Konec návrhu

8.8 Neidentifikované mimořádné události

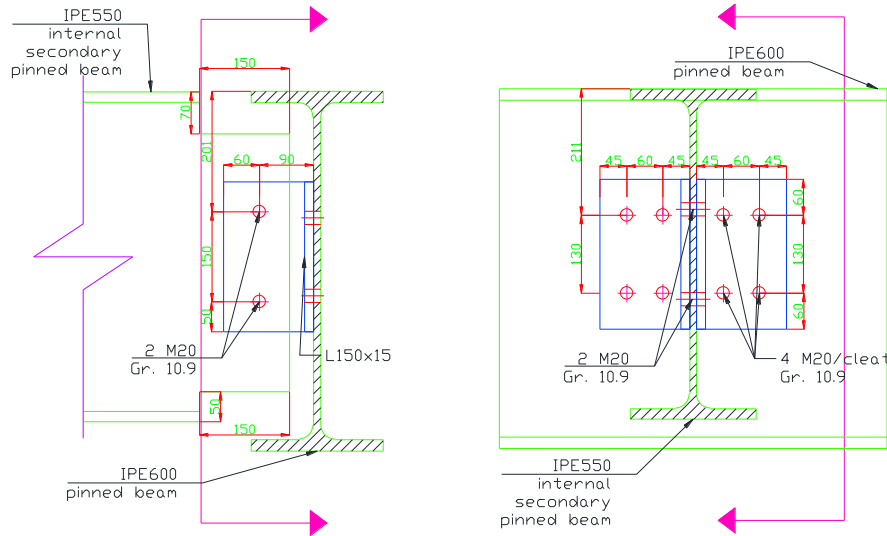
8.8.1 Metoda vazebných sil

8.8.1.1 Návrh na neidentifikované hrozby metodou vazebných sil (SS/S)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby metodou vazebných sil – SS/S		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Připravil	UPT
	Dokument ref.	II.1.1 / SS/S		
<p>Příklad: Návrh na neidentifikovatelná ohrožení ocelové konstrukce v seismické oblasti pomocí metody vazebných sil</p> <p>Tento příklad ukazuje metodu vazebných sil vazby pro nosníky a jejich styčníky.</p> <p>Kontrola svislých vazeb se řeší v W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitečná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci SS/S); - Žádná specifická náhodná zatížení se nebere v úvahu. <p><u>Definice tahového zatížení</u></p>				
				rov. A1 a A2 z (EN 1991-1-7 2006)
<p>Obrázek 76. Horizontální vazby uvažované pro preskriptivní metody – SS/S</p> <p>Horizontální vazby</p> <ul style="list-style-type: none"> - pro vnitřní vazby větší z hodnot: $T_i = 0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$ nebo 75 kN, - pro obvodové vazby větší z hodnot: $T_p = 0.4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$ nebo 75 kN 				

Výpočet

- Vnitřní spojené sekundární nosníky (IPE550, všechny v krátkém směru, viz Obrázek 77 pro konfiguraci styčnicku)



Obrázek 79. Konfigurace kloubového styčnicku pro sekundární nosník

Vzdálenost mezi vazbami (sekundární nosníky)

$$s = 2.66 \text{ m}$$

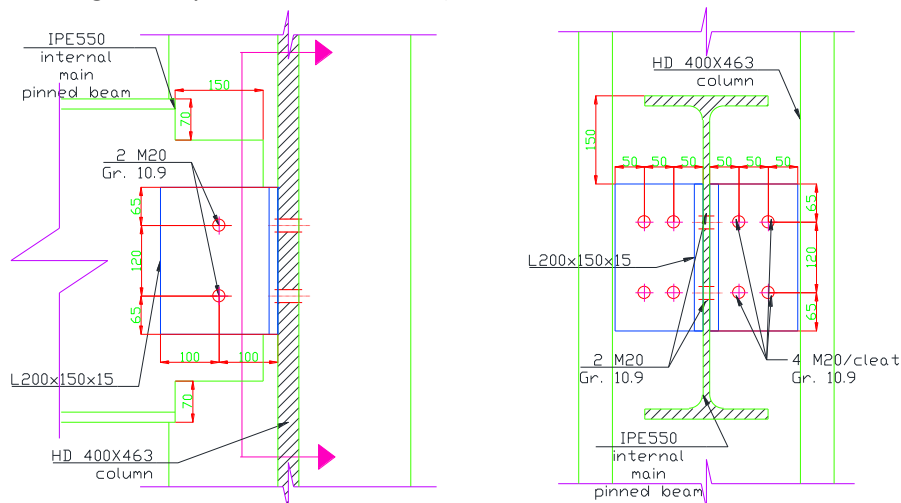
Rozpon vazby

$$L = 12 \text{ m}$$

Návrhové zatížení v tahu pro vnitřní vazby

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}] = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12; 75 \text{ kN}] = 166 \text{ kN}$$

- Kloubově uložené vnitřní hlavní nosníky (IPE550, všechny v dlouhém směru, konfiguraci styčnicku viz obrázek 78)



Obrázek 78. Konfigurace kloubového styčnicku pro hlavní nosník

Vzdálenost mezi vazbami

$$s = 12m$$

(hlavní nosníky)

Rozpon vazby

$$L = 8m$$

Návrhová tahová síla ve vnitřní vazbě

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}] \\ = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8; 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$

Výsledek

Únosnost ve smyku a UF pro přípoje vnitřních vazeb uvažovaných pro ověření jsou uvedeny v tabulce 33.

Tabulka 33 Posouzení sil ve vazbách podle e předepsané metody

Prvek	Síla ve vazbě (kN)	Únosnost ve smyku (kN)	Způsob porušení	UF (-)
Vnitřní kloubově uložené sekundární nosníky	166	392	Sek. nosník v otlačení	0.42
Vnitřní kloubově uložené hlavní nosníky	499.2	392	šrouby hlavní nosníku ve smyku	1.99

Poznámka: Únosnost styčnicku v tahu na koncích stropnic byla ověřena bez ověření na hlavním nosníku. Je třeba opatrnosti, protože hlavní nosník se může stát kritickou komponentou.

Závěr

Pro kloubové styčníky vnitřních stropnic je UF 0,42.

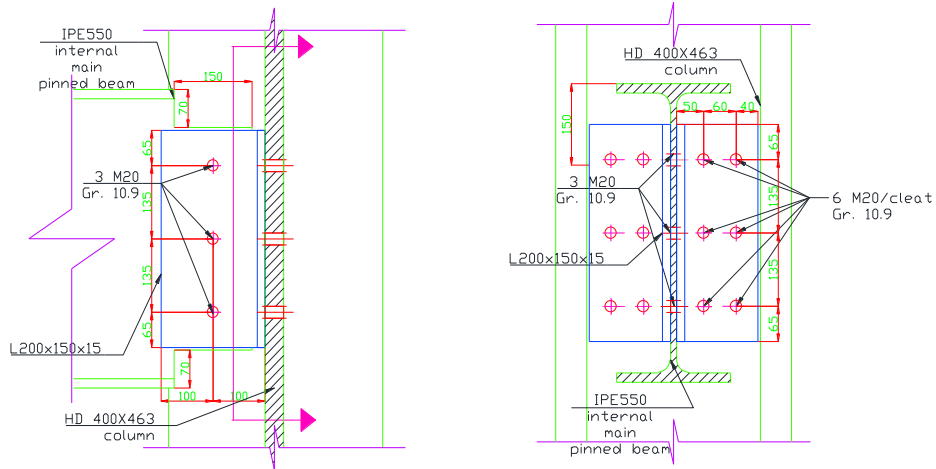
U kloubových styčnicků vnitřních hlavních nosníků vyžaduje je z důvodu UF 1,99 nutný nový návrh.

Vývojový diagram obr. 3, buňka C.4
➔
Konec návrhu

Vývojový diagram obr. 3, buňka C.4
➔
C.2


V novém návrhu byla přidána další řada šroubů (celkem 3 řady). Zvýšila smykovou únosnost na **588 kN**, což dává UF **0,85** pro styčníky – viz Obrázek 79 pro přepracovanou konfiguraci.

Vývojový diagram obr. 3, buňka C.4
→
Konec návrhu



Obrázek 79. Konfigurace kloubového styčníku hlavního nosníku


8.8.1.2 Návrh pro neidentifikované hrozby pomocí metody vazebných sil (CS/S)

	Název	Návrh pro neidentifikované hrozby pomocí metody vazebných sil		
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v seismické oblasti	Připravil	UPT
	Řešený příklad	Dokument ref.	II.1.2 / CS/S	
<p>Příklad: Návrh pro neidentifikované hrozby pro ocelobetonový konstrukci v seismické oblasti metodou vazebných sil</p> <p>Tento příklad ukazuje metodu pro nosníky a jejich styčníky.</p> <p>Kontrola svislých vazeb se řeší v W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); • Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro CS/S konstrukci); • Žádná specifická náhodná zatížení se nebere v úvahu. <p><u>Definice tahového zatížení</u></p> <p>Ověření se řeší podobně jako u W.E. II.1.1 / SS/S pro hlavní nosníky. Dodatečně se bere v úvahu podélná výztuž v efektivní šířce nosníku.</p> <p><u>Výpočet</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - vnitřní kloubově uložené hlavní nosníky <p>Vzdálenost mezi vazbami (hlavní nosníky) $s = 12\text{ m}$</p> <p>Rozpon vazby $L = 8\text{ m}$</p> <p>Návrhová tahová síla ve vazbě</p> $T_i = \max[0.8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L; 75\text{ kN}] = \max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8; 75\text{ kN}]$ $= 499.2\text{ kN}$ <p>Osová únosnost styčníku hlavního nosníku je součtem tahové síly přenášené šrouby a tahové síly přenášené podélnou výztuží v účinné šířce železobetonové desky.</p> <p><u>Výsledky</u></p> $N_u = 392\text{ kN} + 73\text{ kN} = 465 < T_i = 499.2\text{ kN} \rightarrow \text{je třeba nový návrh styčníku.}$				
				<p>Buňka C.5 → Nový návrh</p>

Řešený příklad II.1.1 / SS/S	Návrh pro neidentifikované hrozby s použitím preskriptivního přístupu – SS/S	6 of 2 pages
---------------------------------	--	--------------

<p>Byly navrženy 3 šrouby M20 10,9 místo 2, jak je znázorněno na obrázku 79 pro předchozí řešený příklad.</p> <p>$N_u^* = 661 \text{ kN} > T_i = 499.2 \text{ kN}$, $UF = 0.76$</p> <p><u>Závěr</u></p> <p>Všechny vnitřní hlavní kloubově uložené nosníky a jejich styčníky splňují posouzení na požadované síly ve vazbách s omezenými změnami požadovanými v návrhu.</p> <p>Jak již bylo uvedeno v W.E. II.1.1 / SS/S lze dojít k závěru, že návrh pro gravitační zatížení může být nedostatečný pro požadavky na sílu ve vazbě v případě velkých vyztužených oblastech.</p>	<p>Buňka C.4 → Konec návrhu</p>
--	-------------------------------------

8.8.1.3 Návrh na neidentifikované hrozby pomocí normativní metody (SS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby pomocí normativní metody																																						
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v neseismické	Připraven	F+W																																				
	Dokument ref.	II.1.3 / SS/NS																																						
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelové konstrukce v neseismické oblasti</p> <p>Tento příklad ukazuje aplikaci způsobu vazby pro nosníky a jejich styčnick.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrie, průřezy a materiály viz Kapitola 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci SS/NS); - Žádná specifická náhodná zatížení se nebere v úvahu. <p><u>Definice tahového zatížení</u></p> <p>V tomto přístupu se berou v úvahu plošná zatížení. Liniová zatížení (zatížení fasády) jsou uvažována jejich převedením na plošná zatížení pro vnější vazby.</p> <p><u>Výpočet</u></p> <p>Horizontální a svislé síly ve vazbách jsou podrobně popsány v tabulkách níže. Všimněte si, že jako vazby jsou definovány prvky podél rámců, takže styčnick mezi nosníky nejsou vystaveny vazným silám.</p> <p><i>Tabulka 34. Horizontální vazné síly podle předpisového přístupu – SS/NS</i></p> <table border="1" data-bbox="343 1299 1098 1751"> <thead> <tr> <th colspan="2">External tie</th> <th colspan="2">Internal tie</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s</td> <td>8 m</td> <td>s</td> <td>8 m</td> </tr> <tr> <td>L</td> <td>12 m</td> <td>L</td> <td>12 m</td> </tr> <tr> <td>ψ</td> <td>0,5</td> <td>ψ</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>g_k</td> <td>5 kN/m²</td> <td>g_k</td> <td>5 kN/m²</td> </tr> <tr> <td>q_k</td> <td>3 kN/m²</td> <td>q_k</td> <td>3 kN/m²</td> </tr> <tr> <td>g_k facade</td> <td>4 kN/m</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>g_k facade equ.</td> <td>0,5 kN/m²</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>T_e</td> <td>268,8 kN</td> <td>T_i</td> <td>499,2 kN</td> </tr> </tbody> </table>					External tie		Internal tie		s	8 m	s	8 m	L	12 m	L	12 m	ψ	0,5	ψ	0,5	g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²	g_k facade	4 kN/m			g_k facade equ.	0,5 kN/m ²			T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN
External tie		Internal tie																																						
s	8 m	s	8 m																																					
L	12 m	L	12 m																																					
ψ	0,5	ψ	0,5																																					
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²																																					
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²																																					
g_k facade	4 kN/m																																							
g_k facade equ.	0,5 kN/m ²																																							
T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN																																					

Tabulka 35. Vertikální vazné síly podle předpisového přístupu – SS/NS

External tie (HEB360)		Internal tie (HEM300)	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²
g_{IPE600}	1,22 kN/m	g_{IPE600}	1,22 kN/m
g_{IPE500}	0,907 kN/m	g_{IPE550}	1,06 kN/m
g_{IPE550}	1,06 kN/m	g_{HEM300}	2,38 kN/m
g_{HEB360}	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
g_k facade	4 kN/m		
T_e	400,5 kN	T_i	694,2 kN

Posouzení konstrukce

- Posouzení prvků

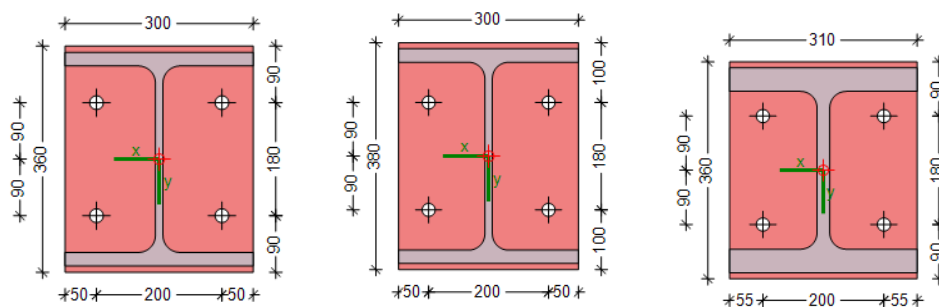
Vazby musí být posouzeny, jsou-li vystaveny vazným silám, o nichž se předpokládá, že působí samostatně. V souladu s tím se snadno posoudí porovnáním jejich plastické osové únosnosti $N_{pl,Rd}$ vůči vazným silám T_e nebo T_i . Všechny vazné prvky mají svou plastickou axiální únosnost vyšší než použité vazebné síly; podrobnosti o výpočtu nejsou uvedeny.

- Posouzení styčniců

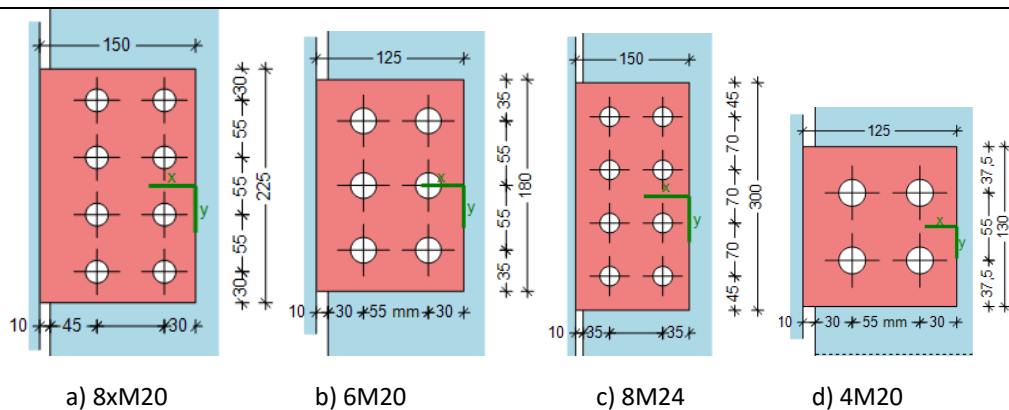
Poloha styčniců v konstrukci je uvedena na obrázku 52. Styčnice sloupů, obrázek 80, jsou charakterizovány metodou komponent. Posouzení přípoje pomocí čelní desky (obrázek 83) se řeší podle (ECCS, 2009). Výsledky jsou uvedeny v tabulce 36.

Jak je vidět v tabulce 36, styčnice B1, B3, C2w, D3s, D3w a 3-3 nemají dostatečnou únosnost, aby přenesly vazné síly podle předpisového přístupu.

Všimněte si, že u oboustranných konfigurací nosník-sloup ve směru měkké osy je komponenta stojina sloupu v ohybu považována za neaktivovanou, zatímco komponenta je brána v úvahu při charakterizaci jednostranných konfigurací nosník-sloup ve směru měkké osy.



Obrázek 80. Přípoje sloupu se šrouby 4xM20 (vlevo: 1-1, uprostřed: 2-2, vpravo: 3-3) – 15 mm silná čelní deska S355 – šrouby 10.9 – účinná tloušťka koutových svarů pásnice 5 mm a účinná tloušťka koutových svarů stojiny 4 mm



Obrázek 81. Přípoje nosníku na sloup s 4xM20 (vlevo: 1-1, uprostřed: 2-2, vpravo: 3-3) – 15 mm silná čelní deska S355 – šrouby 10.9 – účinná tloušťka koutových svarů pásnice 5 mm a účinná tloušťka koutových svarů stojiny 4 mm.

Tabulka 36. Posouzení styčnicků na vazné síly podle normativního přístupu

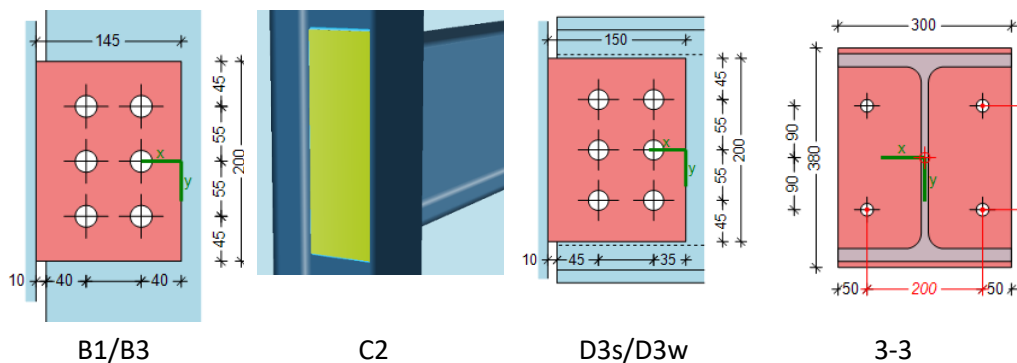
Pozice s = silná osa w = slabá osa	Vázací síla (kN)	Režim selhání	UF
A1s / A2	268.8	Čelní deska v ohybu	0.63
A1w	268.8	Stojina sloupu v ohybu	0.73
B1 / B3	499.2	Čelní deska v ohybu	1.16
C2w	499.2	Stojina sloupu v ohybu	1.15
C3w	499.2	Čelní deska v ohybu	0.67
D3s/D3w	499.2	Stojina sloupu v otláčení	2.02
D3w	90	Stojina sloupu v otláčení	0.88
1-1 / 2-2	400.5	Čelní deska v ohybu	0.88
3-3	694.2	Čelní deska v ohybu	1.31

Nový návrh konstrukce

Nový návrh styčnicků B1, B3, C2w, D3s, D3w a 3-3 se skládá z:

- B1/B3 :** mírná úprava geometrie čelní desky;
- C2w :** zvětšení účinné tloušťky svaru stojiny;
- D3s/D3w :** přidány 2 šrouby a upravena geometrie čelní desky;
- 3-3 :** Šrouby M24 (místo M20) a 20 mm čelní deska místo 15 mm.

Buňka C.5 →
Buňka C.2



Obrázek 82. Přepracované spoje, aby splnily posouzení na vazné síly podle normativního přístupu

Aktualizované využití pro styčníky jsou shrnuty v tabulce 37.


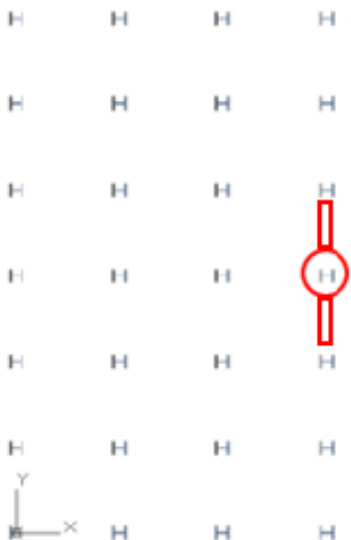
Tabulka 37. Přepracované posouzení spojů na vazné síly podle normativního přístupu

Pozice s = silná osa w = slabá osa	Vázací síla (kN)	Režim selhání	UF
B1 / B3	499.2	Čelní deska v tahu (net)	0.93
C2w	499.2	Stojina sloupu v ohybu	0.88
D3s/D3w	499.2	Stojina sloupu v tahu (net)	1.03
3-3	694.2	Čelní deska v ohybu	0.83

Únosnost styčnicků D3s/D3w je překročena o 3 %. Toto malé překročení bylo akceptováno, jak se v praxi děje. Řešením pro splnění kontroly by mohla být výměna HEA300 za HEB300. To může být vylepšení pro postkritické chování v případě ztráty sloupu, protože HEB300 S355 jsou průřezy třídy 1, zatímco HEA300 jsou průřezy třídy 3.

Buňka C.4 →
Konec návrhu

8.8.1.4 Návrh pro neidentifikované hrozby metodou vazebných sil (CS/NS)

 <p>Řešený příklad</p>	Název	Návrh na neidentifikované hrozby metodou vazebných sil		
	Konstrukce	Ocelobetonová v neseismické oblasti	Připraveno	AM
	Dokument ref.	II.1.4 / CS/NS		
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelobetonový konstrukci v neseismické oblasti pomocí preskriptivního přístupu (metoda vazby)</p> <p>Tento příklad ukazuje metodu pro nosníky a jejich styčníky.</p> <p>Kontrola svislých vazeb se řeší v W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <ul style="list-style-type: none"> - <u>Základní údaje o konstrukci</u> <p>Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2.</p> <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - stálá zatížení dl (viz tabulka 11); - užitná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci CS/NS); - žádná specifická náhodná zatížení se nebere v úvahu. <p><u>Definice tahového zatížení</u></p> <p>V tomto příkladu jsou výpočty provedeny pro nosníky připojené ke sloupu umístěnému uprostřed nejdelší strany fasády budovy – viz obrázek 83.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>Obrázek 83. Nosníky uvažované pro preskriptivní metodu – CS/NS</p> <p><u>Výpočet</u></p> <p>U prutových konstrukcí lze nejmenší tahové síly, kterým je třeba odolat účinným vodorovným vázáním, odhadnout pomocí následujících výpočtů:</p> <p>Horizontální vazby</p> <p>Stálá zatížení</p> $g_k = 5 \frac{kN}{m^2}$				
<p>EN 1991-1-7 2006</p>				

Proměnná zatížení	$q_k = 3 \frac{kN}{m^2}$	
Kombinační součinitel zatížení podlahy: kanceláře	$\Psi = 0.5$	
Vzdálenost mezi vazbami (primární nosníky)	$s = 12 m$	
Rozpon vazby	$L = 8 m$	
Návrhová hodnota tahového zatížení ve vnitřní vazbě		
	$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$ $= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 499.2 kN$	
Návrhová hodnota tahového zatížení v obvodové vazbě		
	$T_p = \max[0.4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 kN]$ $= \max[0.4 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 kN] = 249.6 kN$	
Průřez: vnitřní nosníky (IP360)	$A_{s,i} = 7270 mm^2$	
Průřez: obvodové nosníky (IP450)	$A_{s,p} = 9880 mm^2$	
Plastická únosnost vnitřních nosníků	$N_{pl,i} = A_{s,i} \cdot f_y = 7270 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 2581 kN$	
Plastická únosnost obvodových nosníků	$N_{pl,p} = A_{s,p} \cdot f_y = 9880 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 3507.4 kN$	
Posouzení – Vnitřní nosníky	$U_i = \frac{T_i}{N_{pl,i}} = \frac{499.2}{2581} = 0.19$	
Posouzení – Obvodové nosníky	$U_p = \frac{T_p}{N_{pl,p}} = \frac{249.6}{3507.4} = 0.07$	
Výpočty ukazují, že nosníky jsou schopny přenést tahová zatížení definovaná v normách.		
Styčníky na koncích nosníků by měly být schopny přenést dříve stanovené vazné síly. Pro přípoje nosníku na sloup byla zvažována dvě různá řešení spojů: pomocí čelní desky a desky na stojně.		

Čelní deska	Typ šroubů:	Deska na stojně	Typ šroubů:
	<p>M16 8.8 (6 šroubů)</p> <p>Deska:</p> <p>Tloušťka $t_p = 10mm$</p> <p>Výška $h_p = 270mm$</p> <p>Šířka $b_p = 190mm$</p> <p>Svar $a_w = 2X6mm$</p>		<p>M20 8.8 (4 šrouby)</p> <p>Deska:</p> <p>Tloušťka $t_p = 10mm$</p> <p>Výška $h_p = 300mm$</p> <p>Šířka $b_p = 100mm$</p> <p>Svar $a_w = 2X6mm$</p>
<p>Posouzení výše styčníků bylo provedeno podle přílohy A.5.</p>			
Šrouby v tahu	$N_{u1} = 602.88 kN$	Šrouby ve smyku	$N_{u1} = 376.32 kN$
Čelní deska v ohybu	$N_{u2} = 271.17 kN$	Deska v otláčení	$N_{u2} = 512.73 kN$
Prvek podepření v tahu	$N_{u3} = 383.08 kN$	Deska v tahu	$N_{u2} = 1128.00 kN$
Stojina nosníku v tahu	$N_{u4} = 954.29 kN$	Deska v tahu	$N_{u4} = 717.41 kN$
Únosnost vazby spoje	$N_u = 271.17 kN$	Stojina nosníku v otláčení	$N_{u5} = 481.96 kN$
		Stojina nosníku v tahu	$N_{u6} = 1060.32 kN$
		Stojina nosníku v tahu	$N_{u7} = 674.36 N$
		Prvek podepření v ohybu	$N_{u8} = 350.99 N$
		Únosnost vazby spoje	$N_u = 350.99 kN$
<u>Výsledky</u>			
Využití	$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.92$	Využití	$U = \frac{T_p}{N_u} = 0.71$
<u>Závěr</u>			
Výpočty ukazují, že nosníky vydrží tahová zatížení definovaná v normách.			Buňka C.4 → Konec návrhu

Řešený příklad II.1.1 / SS/S	Návrh pro neidentifikované hrozby metodou vazebných sil (CS/NS)	
---------------------------------	---	--

Lze pozorovat, že styčníky byly vypočítány za předpokladu kloubových spojů, tj. zanedbání možných účinků spřažení, které by se mohly vyvinout na úrovni těchto spojů. To je považováno za bezpečný přístup, pokud je zaručena tažnost, což je případ. Ve skutečnosti výztuž na úrovni styčniců může fungovat jako vazné prvky, pokud je uspořádání výztuže souvislé po celé podlaze budovy a její příspěvek by pak mohl být jednoduše přidán k únosnosti spoje.

Tabulka 38 Spoje kontrolované podle způsobu vazby – CS/NS



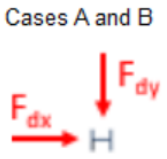
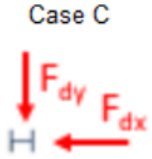
Typ	MSÚ UF	Svazování UF	Poznámky
Čelní deska	0.73	0.92	Skupina šroubů / deska v ohybu
Deska na stojině	0.71	0.71	Skupina šroubů / Podpěrný prvek v ohybu

Podle tabulky 38 lze usoudit, že v tomto příkladu je styčník využit na 70 % při návrhu v souladu s požadavky na vazby.

Buňka C.4 →
Konec návrhu

8.8.2 Metoda klíčových prvků

8.8.2.1 Návrh na neidentifikované hrozby metodou klíčových prvků podle norem (CS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby metodou klíčových prvků podle normy (CS/NS)		
	Konstrukce	Ocelobetonová konstrukce v neseismické oblasti	Připraveno AM	
	Dokument ref.	II.2.1 / CS/NS		
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelobetonovou konstrukci v neseismické oblasti metodou klíčových prvků podle norem</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu proti neidentifikovaným hrozbám metodou klíčových prvků.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz Tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci CS/NS); - Náhodné zatížení A_d (viz Kapitola níže). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL + A_d$ <p><u>Definice klíčových prvků</u></p> <p>V tomto příkladu je jako klíčové prvky označena sada sloupů (A, B a C). Podle (EN 1991-1-7 2006) je velikost náhodného návrhového zásahu pro kontrolu klíčových prvků 34 kN/m² aplikovaného v jakémkoli směru (individuálně). Obrázek 86 ukazuje sloupy, které se kontrolují metodou klíčových prvků.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Cases A and B</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Case C</p>  </div> </div>				EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b (EN 1991-1-7 2006)
Obrázek 84 Sloupy považované za kontrolované metodou klíčových prvků – CS/NS				

Výpočet

Náhodné zatížení $A_d = 34 \frac{kN}{m^2}$
 Délka sloupu $l_c = 4 m$
 Výška průřezu sloupu (ocel; kompozit) $h_c = (364; 540) mm$
 Šířka průřezu sloupu (ocel; kompozit) $b_c = (371; 450) mm$

Šířka panelu před sloupem $w_p = 5 m$

Bodové zatížení (šířka panelu) $F_p = A_d \cdot w_p \cdot l_c = 34 \times 5 \times 4 = 680 kN$

Bodové zatížení (výška průřezu) (ocel; kompozit) $F_{s,h} = A_d \cdot h_c \cdot l_c = (34 \times 364 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (49.5 ; 61.2) kN$

Bodové zatížení (šířka průřezu) (ocel; kompozit) $F_{s,w} = A_d \cdot w_c \cdot l_c = (34 \times 371 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (50.46 ; 61.2) kN$

Předpoklad, protože hodnota není v EN 1991-1-7 dána

Tabulka 39. Náhodná zatížení použitá pro klíčové prvky – Ocelové sloupy – CS/NS

Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	50.46	0
B.1	50.46	0
C.1	680	0

Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	49.5

Tabulka 40. Náhodná zatížení použitá pro klíčové prvky – Složené sloupy – CS/NS

Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	61.2	0
B.1	61.2	0
C.1	680	0

Případ	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	61.2

Analýza konstrukce

Bodová zatížení v tabulce 39 jsou aplikována jako vodorovné zatížení v modelu SCIA® (model ocelových sloupů) ve středu výšky každého sloupu klíčového prvku (A, B a C) podél obou os jednotlivě, s ohledem na náhodnou kombinaci zatížení. To představuje bezpečný přístup; možností mohlo být lepší zohlednění skutečného přerozdělení vodorovného zatížení z panelu na sloup. Předpokládá se, že zatížení A_d bude aplikováno na panel nebo zvažován jako lineární zatížení podél výšky sloupu v opačném směru.

Pokud jde o ocelobetonové sloupy, byl přístup podobný jako u analýzy nárazu (W.E. I.1.4 / CS/NS, pomocí předchozích zatížení a software A3C®).

Výsledky

Tabulka 41. UF a průhyb pro ocelové sloupky – klíčové prvky – CS/NS

Případ	Průřez	Zatížení		Spodní podpora	UF (-)		Boční deformace* S355 (mm)
		F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		S355	S460	
A.1	HD 360x162	50.46	0	Pevný	0.39	0.28	0.7
				Závěsné	0.39	0.28	0.8
A.2	HD 360x162	0	680	Pevný	1.03	0.82	-
				Závěsné	1.25	1.00	-
B.1	HD 360x162	50.46	0	Pevný	0.22	0.16	0.7
				Závěsné	0.23	0.17	0.8
B.2	HD 360x162	0	680	Pevný	0.95	0.75	9.1
				Závěsné	1.14	0.92	-
C.1	HD 360x162	680	0	Pevný	0.68	0.54	5.0
				Závěsné	0.83	0.65	8.1
C.2	HD 360x162	0	49.5	Pevný	0.40	0.29	1.4
				Závěsné	0.42	0.31	1.4

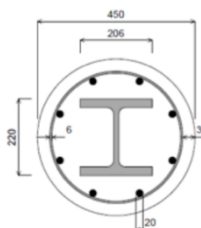
* Boční deformace je uvedena pro informaci, protože není vyžadována kontrola průhybu.

Tabulka 42. UF pro složené sloupky – klíčové prvky – CS/NS

Případ	Zatížení		Horní a spodní podpěry	UF (-) S355
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		
A.1	61.2	0	Závěsné	0.
A.2	0	680	Závěsné	2.29
B.1	61.2	0	Závěsné	0.24
B.2	0	680	Závěsné	1.84
C.1	680	0	Závěsné	1.34
C.2	0	49.5	Závěsné	0.40

Podrobnosti o průřezu sloupky:

- Ocelový průřez - HE200M
- Třída betonu – C30/37
- Výztuž (A500) – $\phi 20$ mm / $\phi 6$ mm



Závěr

- **Standardní ocelové sloupky**

Výsledky v tabulce 41 ukazují, že u ocelových sloupů používajících pevné podpěry únosnost nepřekračuje mez kluzu (lze připustit 1,03).

U kloubových podpěr pro případy A.2 a B.2 je limit překročen.

Vývojový diagram

Buňka C.4 →
Konec návrhu

Vývojový diagram


Buňka C.2 →
Nový návrh

Řešený příklad II.1.4 / CS/NS	Návrh na neidentifikované hrozby pomocí metody klíčových prvků – normativní přístup /CS/NS	
----------------------------------	---	--

<p>- Spřažené ocelobetonové sloupy</p> <p>Pokud jde o spřažené sloupy, jak je uvedeno v tabulce 42, využití je podstatně vyšší, jak bylo vysvětleno dříve pro analýzu nárazu (W.E. I.1.4 / CS/NS).</p> <p>Celkově se dospělo k závěru, že u nespřažených sloupů je standardní konstrukce schopna přenést vyvinutá zatížení, když je sloup pevně uložený. Ocelobetonové sloupy vykazují nejhorší výsledky vzhledem k tomu, že hlavní příspěvek k únosnosti bude mít ocelový prvek, který je podstatně menší než ten, který se používá pro standardní ocelové provedení.</p> <p>Jak bylo ukázáno dříve, hlavním zlepšením, kterého lze dosáhnout, je zvýšení třídy oceli na S460; tímto způsobem je využití sloupů nižší nebo rovné 1,0 pro standardní ocelové profily.</p> <p>Za účelem zlepšení odezvy klíčového prvku pod hodnotu A_d, lze implementovat řadu dalších změn:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Zvětšení velikosti průřezu; • Návrh zohledňující výhodnější okrajové podmínky pro spoje; <p>Pro ocelobetonový sloupy lze uvažovat o kombinaci předchozích řešení.</p>	<p>Vývojový diagram obr. 3, Buňka C.2 → Nový návrh</p>
---	--


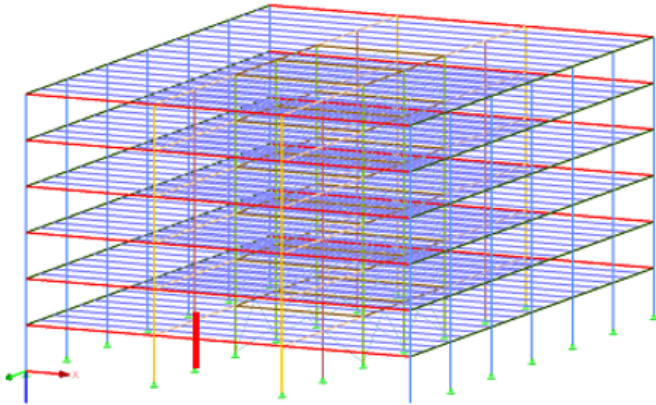
8.8.3 Metoda segmentace

8.8.3.1 Návrh na neidentifikované hrozby metodou rozdělení konstrukce (SS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby metodou segmentace		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v neseismické oblasti	Připraven	F+W
	Dokument ref.	II.3.1 / SS/NS		
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelovou konstrukci v neseismické oblasti pomocí segmentace</p> <p>Příklad poskytuje informace o návrhu na neidentifikované hrozby metodou segmentace.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Poznámky</u></p> <p>Metodu rozdělení konstrukce (hranice slabého segmentu, hranice silného segmentu) lze použít buď samostatně, nebo v kombinaci s jinými opatřeními (např. lokální zesílení) nebo metodami (např. ALPM). Pokud výstupy ALPM naznačují potřebu nového návrhu, může být jako alternativní řešení pro omezení rozsahu poškození použita metoda segmentace.</p> <p>V případě současné nízkopodlažní budovy by mohla být zvolena slabá strategie rozdělení konstrukce hranic. Jak bude zdůrazněno z výsledků analytického i numerického přístupu, kloubové styčníky pomocí desky na stojně navržené pro MSÚ nejsou schopny odolat velkým tahovým silám způsobených membránovými účinky při uvažování scénáře ztráty sloupu. Styčníky sklouží pojistka v případě ztráty sloupu. Zřícení se omezí na oblast zasaženou ztrátou sloupu (vodorovné omezení poškození). Pokud je odezva styčnicků tažná, vyvinou se u nich před kolapsem velké deformace, čímž se zabrání náhlému křehkému selhání.</p>				
				Vývojový diagram obr. 3, buňka C.4

8.8.4 Metoda alternativní dráhy zatížení

8.8.4.1 Návrh na neidentifikované hrozby pomocí ALPM analyticky (SS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby pomocí ALPM analyticky	
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v neseismické oblasti	Připravil F+W
	Dokument ref.	II.4.1 / SS/NS	
<p>Příklad: Návrh na neidentifikovatelná ohrožení v ocelové konstrukci v neseismické oblasti metodou alternativní cesty, analytický přístup</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu proti neidentifikovaným hrozbám pomocí analytického přístupu od ALPM.</p> <p><u>Základní údaje o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrii, průřezy a materiály naleznete v části 8.2. <p><u>Zatížení pro případ náhodné návrhové situace</u></p> <p>Zvažují se zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálá zatížení DL (viz tabulka 11); - Užitná zatížení LL (viz Tabulka 11 pro konstrukci SS/NS). <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Kombinace zatížení je:</p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definice scénářů ztráty sloupu</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Scénář 1 – odnětí sloupu B2 			
 <p>Obrázek 85. Předpokládaná ztráta sloupu (sloup B2)</p> <p>Zkoumané prvky</p> <ul style="list-style-type: none"> - Nosník B1/B3 – IPE550 - Nosník C2w/C3w – IPE600 <p>Předpoklady pro styčníky</p> <ul style="list-style-type: none"> - Řešení 1: jednoduché spoje - Řešení 2: styčníky s částečnou únosností 			

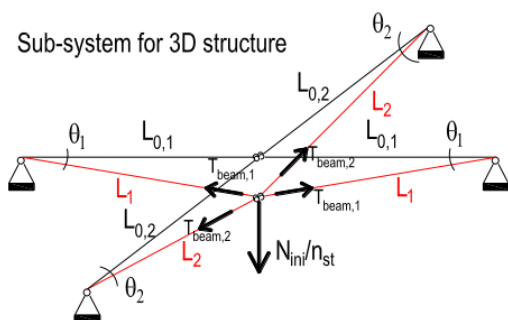
EN 1990
 čl. 6.4.3.3,
 rov. 6.11b

Výpočet

Použitá metoda je zjednodušený analytický přístup pro konstrukce s horizontálními přepážkami uvedený v kapitole 5.3.2.

- Řešení 1 – vazné síly pro jednoduchý styčník

Metoda se skládá z řešení soustavy 4 rovnic viz Obrázek 86.



3D Structures with simple joints	
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Eq. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

Obrázek 86. Soustava rovnic analytického přístupu pro jednoduchý styčník

Nosník průřezu IPE550 je označen indexem 1, zatímco nosník označen indexem 2 je průřezu IPE600. Počáteční síla ve sloupu N_{ini} je převzata z numerického přístupu s uvážením náhodné návrhové situace.

Tabulka 43. Vstupní parametry pro analytický přístup – jednoduchý styčník – SS/NS

N_{ini}	n_{st}	E	A_1	$L_{0,1}$	A_2	$L_{0,2}$
4078.51 kN	6	210000 MPa	134 cm ²	12 m	156 cm ²	8 m

Přepřepočováním soustavy rovnic a dosazením hodnot z tabulky 43 lze první rovnici pro $x = \theta_2$ zapsat takto:

$$17866.67 \tan(x) (1 - \cos(\tan^{-1}(0.67 \tan(x)))) + 31200 \tan(x) (1 - \cos(x)) - 3.24 = 0$$

Řešení rovnice je $x = \theta_2 = 0,05485$ rad. Výsledky pro čtyři neznámé jsou shrnuty v tabulce 44.

Tabulka 44. Řešení soustavy rovnic pro analytický přístup ve scénáři 1 – SS/NS

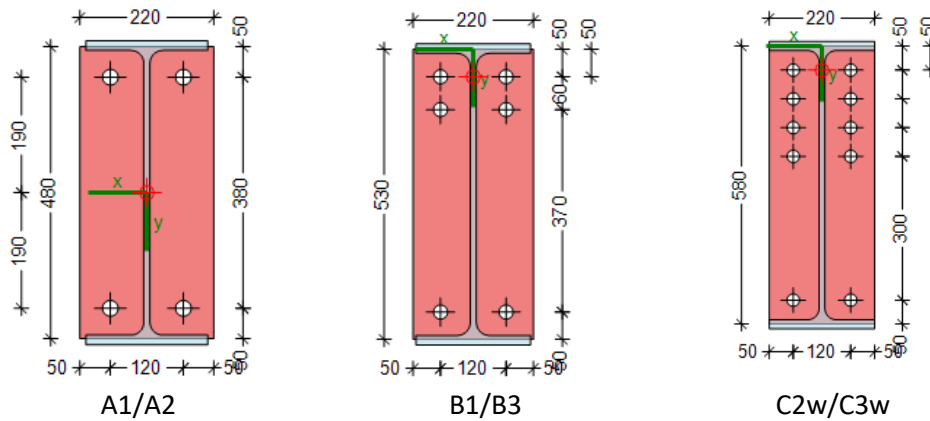
θ_1	θ_2	$T_{beam,1}$ - IPE550	$T_{beam,2}$ - IPE600
0.03659 rad	0.05485 rad	1884 kN	4934 kN

Poznámky

- Ve srovnání s numerickým přístupem - W.E. II.4.5 SS/NS jsou získané výsledky přibližně o 8 % vyšší (1741 kN pro IPE550 a 4565 kN pro IPE600). Je známo, že analytický přístup nadhodnocuje tahové síly, takže řádově dochází k souladu a potvrzuje tahové síly získané numerickým přístupem.
- Výsledky naznačují, že je třeba přepřepočovat konstrukci z hlediska robustnosti, protože styčníky nejsou schopny přenést tak značné zatížení (viz W.E. II.1.3 / SS/NS).

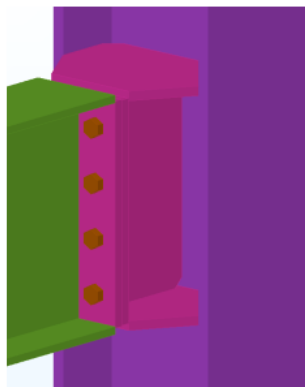
- **Řešení 2 – Alternativní zatěžovací cesta se styčníky s částečnou únosností**

Jak je uvedeno v W.E. II.4.5 / SS/NS, styčníky s částečnou únosností mohou být dobrou možností ke kloubovým styčníkům pro zvýšení robustnosti konstrukce. Z důvodu dalšího výzkumu byly styčníky hlavního nosníku a sloupu nahrazeny styčníky pomocí čelních desek. Všechny styčníky tvoří šrouby M24 10.9 a 15 mm tlusté čelní desky, jak je znázorněno na obrázku 87.



Obrázek 87. Alternativní styčníky s částečnou únosností pomocí čelní desky pro analytický přístup

Polotuhé styčníky byly navrženy tak, aby přenesly smykové síly MSÚ a možnou interakci N-V ve šroubech. Všimněte si, že pro styčníky mezi nosníky a sloupy přišroubovanými na měkké ose sloupu (přes stojinu sloupu) je zapotřebí přípravku, jak je znázorněno na obrázku 88.



Obrázek 88. Svařovaný zárodek pro přípoj ve směru měkké osy pomocí čelní desky

Zjednodušená analytická metoda pro styčníky s částečnou únosností zohledňuje vlivy (viz čl. 5.3.2.3):

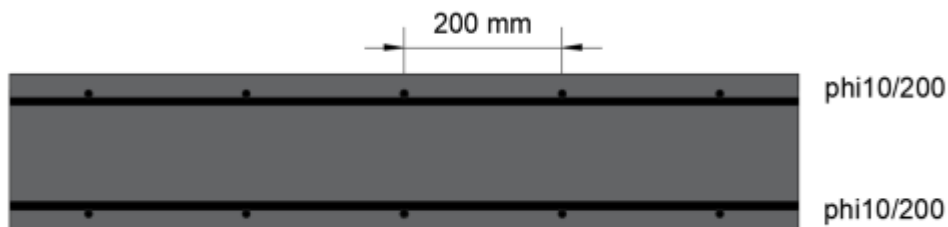
- Příspěvek plastického mechanismu nosníků;
- příspěvek desky;
- příspěvek od ohybových účinků.

Pokud součet výše příspěvků není dostatečný, dochází k větším deformacím a aktivaci membránových efektů v nosnících podobně jako v jednoduchém příkladu spoje. Protože to vyžaduje větší rotační únosnost ve spojích, bude návrh robustnosti proveden

alternativně optimalizací tří výše příspěvků tak, aby nedocházelo k membránovým efektům.

- Příspěvek desky

Průřez a vlastnosti desky jsou shrnuty na obrázku 89 a v tabulce 45.



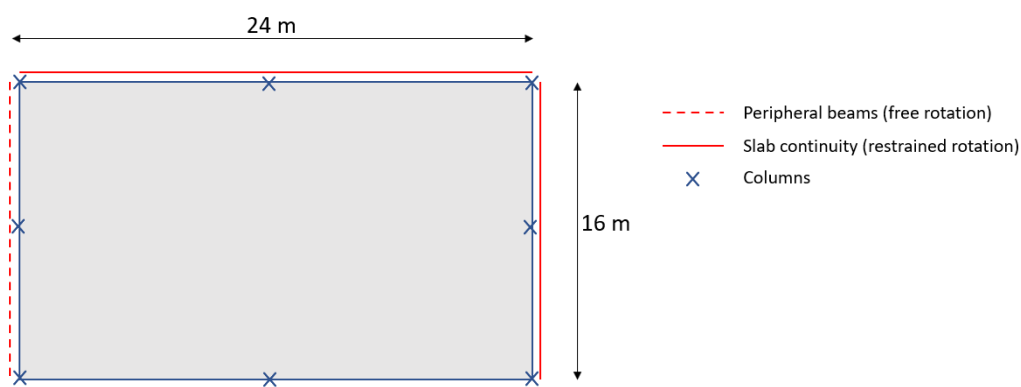
Obrázek 89. Průřez betonové desky

Tabulka 45. Vlastnosti betonové desky

Třída betonu	t	c	Steel	A_{sx} (top and bottom)	A_{sy} (top and bottom)	M_{Rd} (kladný/záporný)	Způsob porušení
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3.93 cm ² /m	3.93 cm ² /m	26.9 kNm	Dosažení únosnosti výztuže

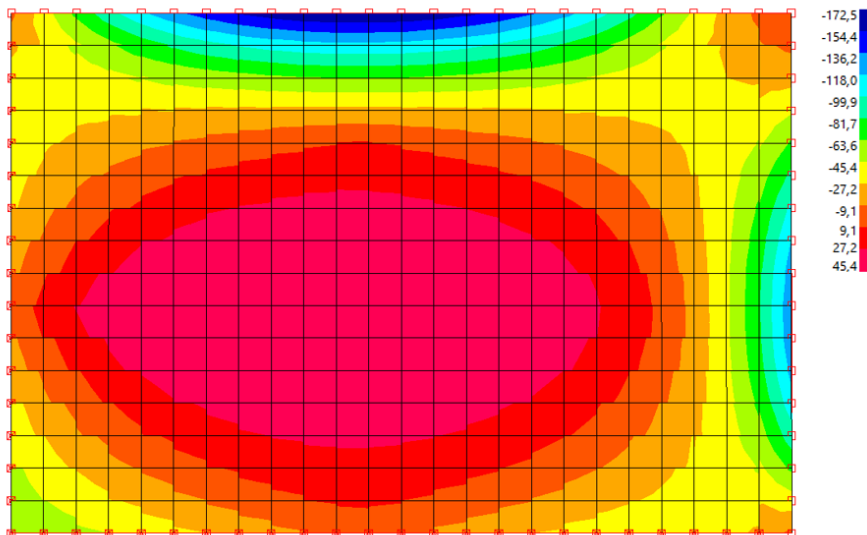
Deska je navržena tak, aby splňovala požadavky SLS/MSÚ. Ocelová výztuž je definována nejmenší konstrukční výztuží dle DIN EN 1992-1 kap. 9.

Pro uvažovaný scénář ztráty sloupu je na obrázku 90 znázorněno statické schéma betonové desky bez zohlednění jakýchkoli omezení pocházejících z vnitřních nosníků.



Obrázek 90. Statické schéma desky po ztrátě sloupu

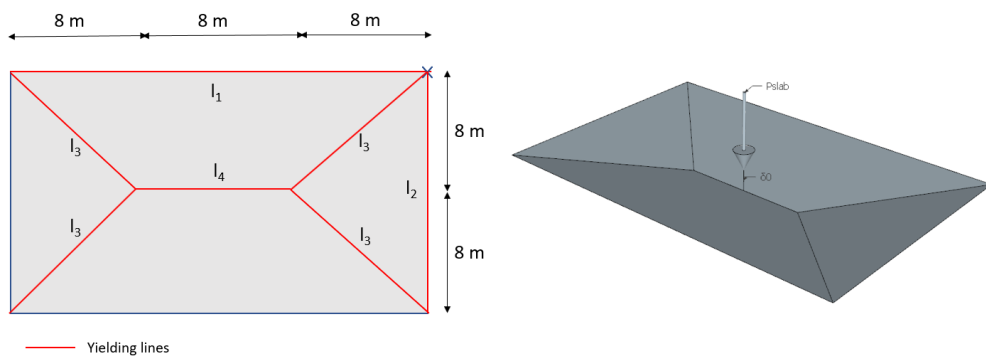
Náhodné zatížení ($1 \times G + 0.5 \times Q$) 6.5 kN/m² (se zanedbáním vlastní tíhy fasády) vede ke vzniku velkých ohybových momentů na které deska není nadimenzována, viz obrázek 91.



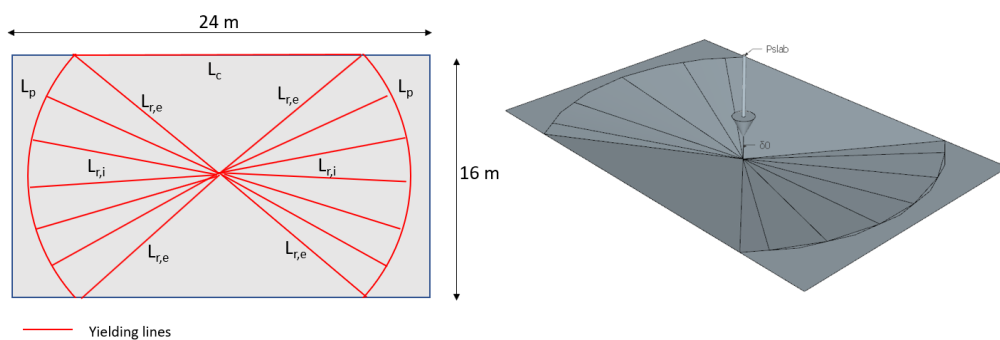
Obrázek 912. Ohybový moment v desce po ztrátě sloupu ($M_{Ed} = -172.5 \text{ kNm}$)

Proto by betonová deska sama o sobě nestačila k zajištění robustnosti konstrukce. Spolu s dalšími výše účinky může deska stále přispívat k zajištění robustnosti. Tento příspěvek je vyjádřen pomocí svislé bodové síly P_{slab} (v místě ztráty sloupu) potřebné pro vývoj plastického mechanismu. Vzhledem k tomu, že způsob porušení desky je tvárný (poddajnost ocelové výztuže), deska bude schopna přenést plastický moment podél linií poddajnosti.

Plastický mechanismus se získává podle Johansenovy metody. Byly zkoumány dva typy poruch: nekruhové a kruhové. Oba jsou znázorněny na následujících obrázcích.



Obrázek 92. Nekruhový plastický mechanismus



Obrázek 93. Kruhový plastický mechanismus

Pomocí principu virtuálních prací získáme síly:

- Nekruhový vzor: 313.6 kN
- Kruhový vzor: 330.4 kN

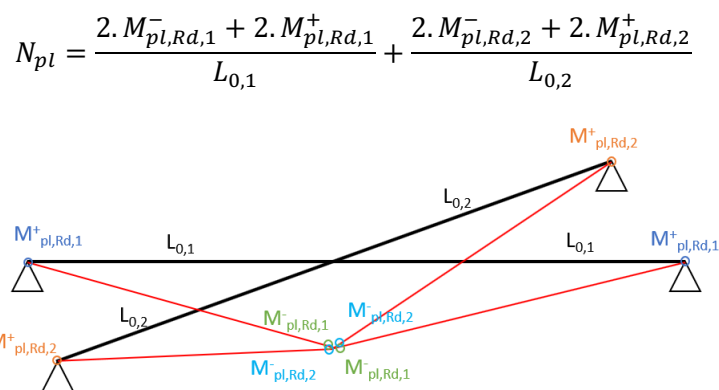
Hodnota $N_{pl,slab}$ je dána minimem obou výše hodnot, tj. 313,6 kN.

Podrobnější informace o odvození těchto hodnot z plastických mechanismů naleznete v podrobném výpočtu a v (Vermeulen, 2021).

- Příspěvek mechanismu ocelového nosníku

Díky styčnicků s částečnou únosností lze vypočítat svislou sílu spojenou s vývojem plastického mechanismu nosníku vlivem tvorby plastických kloubů ve styčnicích.

Protože jsou v obou směrech styčnický s částečnou únosností, je síla dána rovnicí (převzatou z 1D verze), viz Obrázek 94 pro znázorněný mechanismus.



Obrázek 943. Plastický mechanismus na nosníku se styčnicí s částečnou únosností

Únosnost styčnicku pro kladný a záporný ohybový moment je uvedena v tabulce 46.

Tabulka 546. Únosnost v ohybu styčnicků s částečnou únosností

Styčnick B1/B3		Styčnick C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (kladný)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (záporný)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (kladný)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (záporný)
306.1 kNm	224.7 kNm	416.6 kNm	305.6 kNm

Na základě těchto hodnot je stanovena síla N_{pl} rovna 269 kN.

- Příspěvek účinku vyklenutí

Analogicky jako v předchozích částech se vypočítá svislá bodová síla N_{arch} potřebná k překonání vyklenutí.

Vyklenutí se aktivuje, pokud únosnost v tlaku jakékoli aktivované součásti systému po rozvinutí výše uvedeného mechanismu není rozhodující, jinými slovy, pokud způsob poruchy desky není komponenta (tj. spojem nebo nosníkem) v tlaku. Za podmínek může být v trámech postižené části mobilizován účinek vyklenutí, jakmile se vytvoří plastický mechanismus. tabulka shrnuje způsoby poruch příslušných spojů.

Tabulka 47. Způsob porušení styčnicků s částečnou únosností

Styčnick	Kladný/záporný moment	Způsob porušení
B1/B3	kladný (+)	Stojina sloupu v tlaku
B1/B3	záporný (-)	Stojina sloupu v tlaku
C2/C3	kladný (+)	Stojina sloupu v tlaku
C2/C3	záporný (-)	Stojina sloupu v tlaku

Protože všechny styčnick selžou v tlaku nemůže být účinek vyklenutí aktivován, proto $N_{arch} = 0$ kN.

Posouzení konstrukce se styčnick s částečnou únosností

Příspěvek desky, nosníkového mechanismu a účinek vyklenutí lze sečíst, protože jejich aktivace vyžaduje omezené deformační kapacity. Celková únosnost je pak:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN}$$

Vertikální působení při ztrátě sloupu se rovná svislé osově síle ve vnitřních sloupech a bylo odhadnuto jako 694,2 kN. Protože součet únosnosti výše příspěvků je nižší než svislá osová síla, nelze konstrukci považovat za robustní.

To znamená, že s projevem membránových sil se v nosnících vyvinou značné svislé posuny ovlivněné části $N_{membrane}$. Takové membránové síly nemohou být kumulovány s příspěvkem pocházejícími z desky a z vyklenutí, protože zmizí, jakmile se dosáhne velkých deformací.

Příspěvek $N_{membrane}$ vyžaduje přijetí pokročilých metod návrhu vlivem interakci M-N ve spojích. Tento příspěvek by vyžadoval značné deformační kapacity na úrovni styčnick s částečnou pevností. V takové situaci nejsou požadované úrovně deformačních kapacit ve většině případů dosažitelné, takže příspěvek nebude hodnocen.

Jak již bylo uvedeno výše, tvárné styčnick (způsoby porušení tvárných spojů) jsou vyžadovány pro předpoklad, že se na úrovni styčnick vytvoří plastické klouby. Způsob porušení styčnick je stojina sloupu v tlaku pod ohybovým momentem. Protože součástí není považována za tažnou, je třeba styčnick přepracovat. To bude posouzeno s redesignem robustnosti v další části.

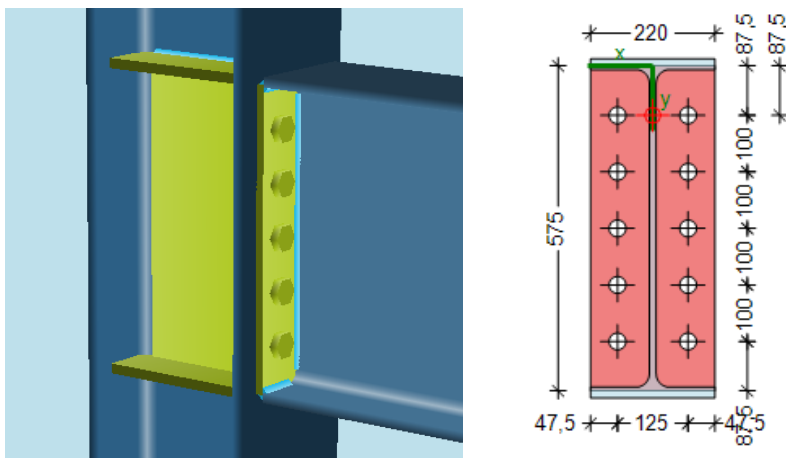
- Přepracování konstrukce se styčnick s částečnou únosností

Před provedením přepracování je třeba poznamenat, že konzistentním způsobem by polotuhých styčnick změnilo rozložení vnitřních sil v konstrukci. U SLS se daly očekávat menší průhyby nosníků, takže by bylo možné použít menší průřezy. Ale by se objevily ohybové momenty ve sloupech, takže by mohly být vyžadovány větší průřezy sloupů. U běžných budov průřezy sloupů není potřeba modernizovat vlivem dodatečnému omezení pocházejícímu z tuhostí styčnick mezi nosníky a sloupy. V rámci zpracovaného příkladu byla ocelová konstrukce zachována tak, jak je (navržena s vnitřními silami s jednoduchým modelováním styčnicku). Modelování polotuhých styčnick jako klouby je stále platným a bezpečným předpokladem, pokud styčnick mají dostatečnou tažnost a rotační kapacitu. Požadavků na robustnost lze dosáhnout několika způsoby, např.:

- - Upravit návrh desky pro zvýšení příspěvku z mechanismu desky;
- - Zesílit styčnick v jednom nebo obou směrech, aby se zvýšil příspěvek mechanismu nosníku;

- - Zesílit komponenty v tlaku pro aktivaci účinku vyklenutí.

Abychom ukázali přínos účinku vyklenutí v praxi, zvolili jsme především úpravu styčnicků C2/C3, jak je znázorněno na následujícím obrázku.



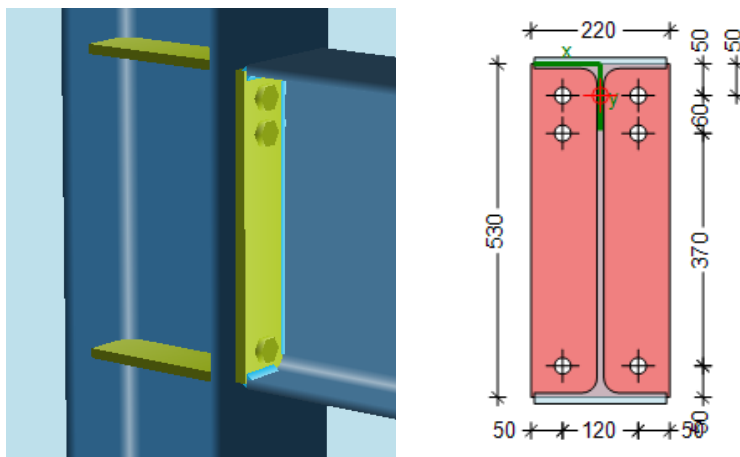
Obrázek 95. Přeprogramování styčnicku C2/C3 tak, aby splňoval požadavky na robustnost

Seznam změn:

- Výztuhy sloupu (tloušťka odpovídající tloušťce pásnic nosníku);
- Výztuha stojiny;
- Změna pozice šroubů;
- Svary pásnice zvětšeny ze 6 na 7 mm.

K aktivaci účinku vyklenutí jsou zapotřebí výztuhy sloupů a stojiny (viz níže). Všimněte si, že musí být splněna specifická pravidla z EN 1993-1-8, aby bylo možné při společném posouzení uvažovat výztuhy stojiny. Vzhledem k tomu, že v mechanismu nosníku a v účinku vyklenutí hrají roli kladné a záporné ohybové momenty, byl nesymetrický vzor šroubů upraven na symetrický. Šrouby M27 (místo M24) byly vybrány tak, aby stále splňovaly posouzení na smykové síly v MSÚ. Nakonec byla zvětšena účinná tloušťka svarů vlivem problémům s tažností.

Pro zvýšení přínosu mechanismu nosníku a dosažení požadavků na robustnost jsou potřeba úpravy styčnicku B1/B3.



Obrázek 96. Přeprogramování styčnicku B1/B3 tak, aby splňoval požadavky na robustnost

měny jsou následující:

- Výztuhy sloupů (stejná tloušťka jako příruby nosníků);
- tloušťka čelní desky se změnila z 15 na 20 mm;
- svary změněny z 6 na 7 mm.

Změny v tomto spoji umožňují zvýšit únosnost styčnicku v ohybu, a tím i mechanismu nosníku. Vzor šroubů zůstává nezměněn.

a) Příspěvek desky

Protože na desce nebyly provedeny žádné změny, zůstává příspěvek prvku nezměněn ($N_{slab} = 313,6$ kN).

b) Příspěvek mechanismu nosníku

V tabulce jsou uvedeny únosnosti přepracovaných styčnicků v ohybu.

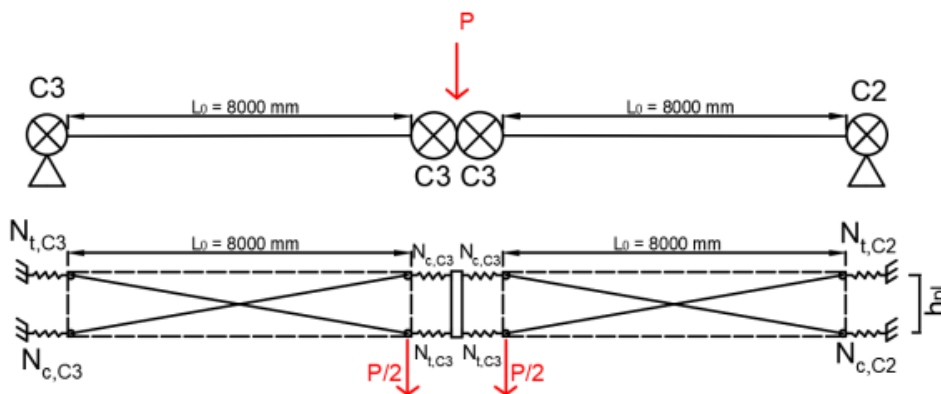
Tabulka 48. Ohybová únosnost přepracovaných styčnicků B1/B3 and C2/C3

Styčnick B1/B3		Styčnick C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^-$ (záporný)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (kladný)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (záporný)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (kladný)
368.9 kNm	285.4 kNm	451.3 kNm	451.3 kNm
CWS	CWS	EPB	EPB

Z těchto hodnot byla stanovena síla N_{pl} jako 334.7 kN

a) Příspěvek účinku vyklenutí

V rámci příkladu je zohledněn účinek vyklenutí vycházející z krátkého prutové konstrukce (IPE600 s klouby C2/C3), jak je znázorněno ve dvou rozměrech na obrázku 97.



Obrázek 97. Model použitý pro účinek vyklenutí

Ve skutečnosti nebude přicházet příspěvek z opačného směru, protože způsob porušení styčnicků B1/B3 je stojina sloupu ve smyku. To znamená, že jakmile je dosaženo momentové únosnosti těchto styčnicků, neexistuje způsob, jak zvýšit přenášené zatížení v tažených řadách.

U přepracovaného styčnicku C2/C3 dochází k porušení v čelní desce v ohybu a hlavní vlastnosti styčnicku jsou uvedeny v tabulce níže. Protože spoj je nyní symetrický, únosnost pro kladný a záporný ohybový moment jsou stejné.

Tabulka 49. Charakteristiky styčnicku C2/C3

Únosnost v ohybu	M_{Rd}	451.3 kNm
Počáteční tuhost	$S_{j,ini}$	114000 kNm/rad
Tahové síly	F_t	1369.4 kN
Koeficient tuhosti z BFC	k_7	$+\infty$
Koeficient tuhosti z CWS	k_1	9.461 mm
Koeficient tuhosti z BFC	k_2	$+\infty$
Únosnost v tlaku	F_c	1783 kN

Všimněte si, že únosnost styčnicku v tlaku je řízena komponentou stojina sloupu ve smyku.

Dílní výsledky metody jsou shrnuty v tabulce níže. Více podrobností o metodě lze získat v Deliverable D2.2 projektu FAINOMORE volně dostupném na webových stránkách projektu. Podobný výpočet lze nalézt v (Vermeulen, 2021) pro další vstupní parametry.

Byly přijaty předpoklady:

- Protože je IAP tvořen membránami, bylo zanedbáno jeho boční posunutí;
- protože styčnicku C2 a C3 jsou podobné, byly z hlediska tuhosti a odolnosti považovány za identické.

Tabulka 50. Parametry metody účinku vyklenutí

Vodorovný posun nosníku	Δ_{beam}	36.9 mm
Vodorovný posun z důvodu natočení styčnicku	Δ_{joints}	63.3 mm
Celkový vodorovný posun	Δ_{pl}	100.3 mm
Součet tahových sil ve styčnicku při vzniku mechanismu	F_t	1369.4 kN
Účinná tuhost styčnicku v tlaku	$k_{eff,c}$	9.461 mm
Průžná deformace styčnicku v tlaku	$\delta_{c,el}$	0.689 mm
Délka vyklenutí při vzniku plastického mechanismu	L_D	8017.0 mm
Únosnost styčnicku v tlaku	F_c	1783 kN
Plastická deformace styčnicku při porušení	$\delta_{c,pl}$	0.897 mm
Natočení vyklenutí při porušení	θ	0.062 rad
Únosnost vyklenutí ve vzpěrném tlaku	$N_{b,Rd}$	231.7 kN

Z těchto hodnot byla stanovena síla N_{arch} jako 51.0 kN.


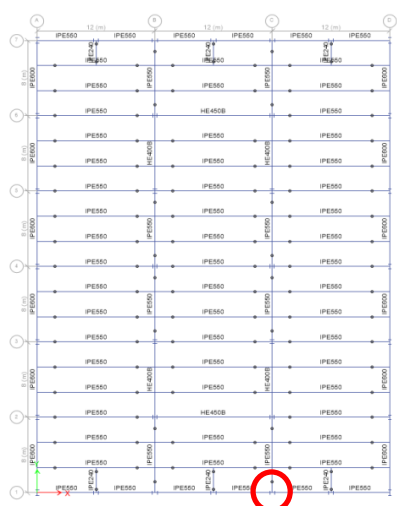
Tento příspěvek lze kumulovat s příspěvkem pocházejícími z plastických mechanismů nosníku a desky, protože aktivace účinku vyklenutí vyžaduje omezené deformační schopnosti.

Po sečtení výše příspěvků je nyní celková únosnost následující:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3 \text{ kN}$$

Únosnost je nyní větší než svislá osová síla 694,2 kN, takže přepracovanou konstrukci lze nyní považovat za robustní.

8.8.4.2 Návrh na nedefinované hrozby *metodou* ALPM – zjednodušená předpověď dynamické odezvy (SS/S)

 Řešený příklad	Název	Návrh na nedefinované hrozby metodou ALPM – zjednodušená předpověď dynamické odezvy	
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Připraven UPT
	Document ref.	II.4.2 / SS/S	
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelovou konstrukci v seismické oblasti metodou alternativní dráhy zatížení - zjednodušená předpověď dynamické odezvy</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na neidentifikované hrozby pomocí zjednodušeného přístupu k dalšímu předvídaní dynamické odezvy na scénář ztráty sloupu.</p> <p><u>Informace o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrie, průřezy a materiál viz čl. 8.2 <p><u>Zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Byla uvažována zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálé zatížení DL (viz tabulka 11); - Proměnná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci SS/S); - Žádné náhodné zatížení se nezohledňuje. <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definice scénáře</u></p> <p>Zjednodušená numerická metoda použitá pro příklad umožňuje stanovit největší požadavek na tažnost a ověřit poměr požadavku a únosnosti. Pro stanovení odezvy konstrukce pro scénář ztráty sloupu byla provedena nelineární statická analýza. Následně byla s ohledem na energetickou bilanci mezi prací vykonanou zatížením a uloženou vnitřní energií stanovena pseudostatická odezva.</p> <p>Uvažovaný scénář ztráty sloupu:</p>			
			EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b
<p>Obrázek 98. Scénář ztráty sloupu – ALPM -zjednodušená metoda – SS/S</p>			

Podle scénáře uvedeného na obrázku 98 se sloup, který má být odstraněn, nachází v přízemí.

Analýza konstrukce

Pro metodu byla provedena 3D nelineární statická numerická analýza v softwaru SAP2000. Gravitační zatížení bylo přiřazeno podle dříve kombinace. Zatížení bylo aplikováno na oblastí spojenou se sloupem - první dva rámy ve směru Y a první rám ve směru Z. Posunutí sloupu působilo směrem dolů až do dosažení poruchy.

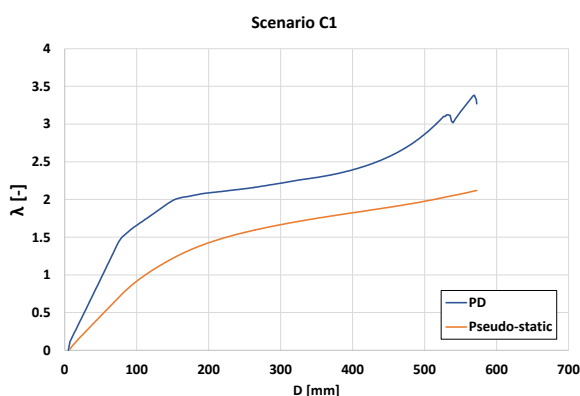
Při analýze byly zohledněny nelinearity geometrie a materiálu (plastické klouby).

Křivka pro scénář C1 je křivka PD na obrázku 99. Na svislé ose byla síla normalizována pomocí násobitele gravitačního zatížení λ ($\lambda=1$ pro zatížení 1,0 DL + 0,5 LL). Analýza byla provedena až do dosažení poruchy. zatížení bylo normalizováno s ohledem na násobitel gravitačního zatížení λ .

Po provedení energetické bilance (Izzuddin a kol., 2008) byla určena pseudostatická křivka, která byla srovnána s křivkou tlaku - pseudostatickou křivkou na obr. 99.

Výsledky

Výsledky ukazují, že pro $\lambda=1$ jsou omezené plastické deformace v pseudostatické křivce znázorněné na obrázku 99.




Obrázek 99. Normalizovaný násobitel síly v závislosti na vertikálním posunu pro tlačné a pseudodynamické křivky - ALPM - zjednodušený numerický přístup - SS/S

Závěr

- Pro uvažovaný scénář ztráty sloupů má konstrukce únosnost a tažnost, aby našla náhradní cesty zatížení a zabránila progresivnímu kolapsu.
- Zjednodušený numerický přístup vycházející z nelineární statické analýzy poskytuje praktické posouzení požadavků na duktilitu pro posouzení proti progresivnímu kolapsu. Ve srovnání s úplnou numerickou analýzou je postup inženýrsky orientovaný a lze jej provést rychleji. Přestože nelineární dynamická analýza umožňuje získat přesnější výsledky, protože implicitně zohledňuje dynamické zesílení zatížení, výsledky poskytnuté touto metodou jsou srovnatelné

Buňka C.4 →
Konec návrhu

8.8.4.3 Návrh na účinky neidentifikovaných hrozeb metodou ALPM – numericky (SS/S)

 Řešený příklad	Název	Návrh na účinky neidentifikovaných hrozeb metodou ALPM – numericky	
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v seismické oblasti	Připraveno UPT
	Document ref.	II.4.3 / SS/S	

Příklad: Návrh na účinky neidentifikovaných hrozeb pro ocelovou konstrukci v seismické oblasti metodou alternativní dráhy zatížení, numerický přístup

Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na neidentifikované hrozby pomocí ALPM a nelineární dynamické analýzy.

Informace o konstrukci

- Geometrie, průřezy a materiál viz čl. 8.2

Zatížení pro náhodnou návrhovou situaci

Byla uvažována zatížení:

- Stálé zatížení DL (viz tabulka 11);
- Proměnná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci SS/S);
- Žádné náhodné zatížení se nezohledňuje.

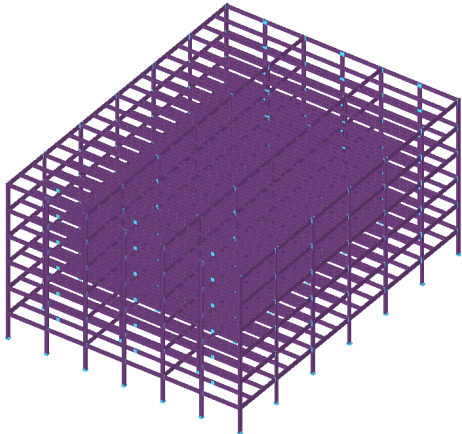
Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci

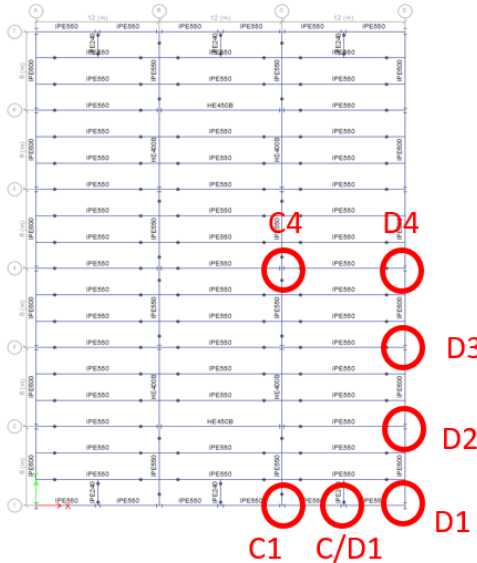
$$DL + 0.5 \times LL$$

Poznámka: Tato kombinace platí pro dynamickou analýzu, protože dynamické účinky způsobené ztrátou sloupu jsou implicitně zohledněny pomocí součinitele doby trvání odstranění.

Definice scénáře ztráty sloupu

Zvažované scénáře jsou uvedeny na obrázku 100.





Obrázek 100. Izometrický pohled na konstrukci (vlevo) a umístění sloupů, které mají být odstraněny pro ALPM - úplný numerický přístup - SS/S

EN
1990 čl.
6.4.3.3,
rov.
6.11b

Analýza konstrukce

Cílem analýzy je vyhodnotit chování budovy v případě náhodné situace (odnětí sloupu). Výpočty se provádějí pomocí softwaru ELS (Extreme Loading for Structures) s využitím 3D modelu konstrukce.

Analýza konstrukce

Podrobnosti o numerickém modelu jsou uvedeny v části W.E. I.1.3 / CS/S. Model byl kalibrován na základě příslušných zkoušek. Gravitační zatížení bylo vypočteno pomocí výše definované kombinace zatížení a přiřazeno všem podlažím.

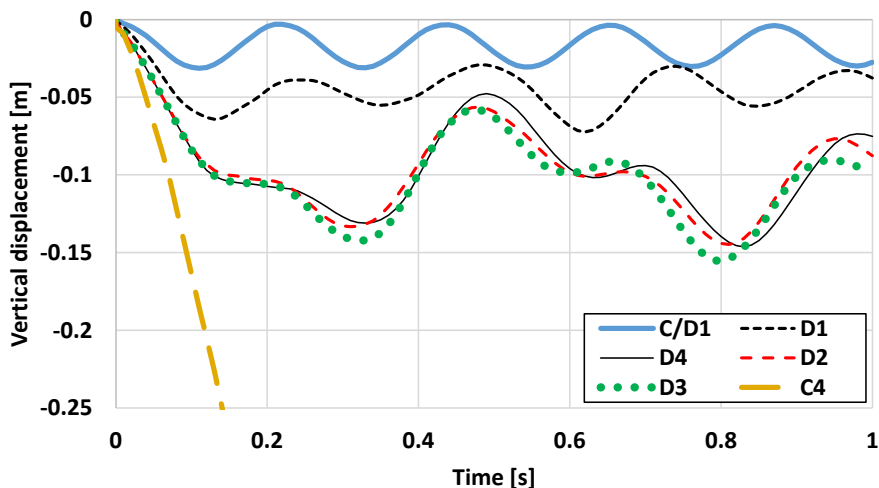
Analýza:

- **1. krok:** Veškerá gravitační zatížení přiřazená podlahám pomocí statické analýzy
- **2. krok:** Doba trvání odnětí sloupu je 0,001 sekundy

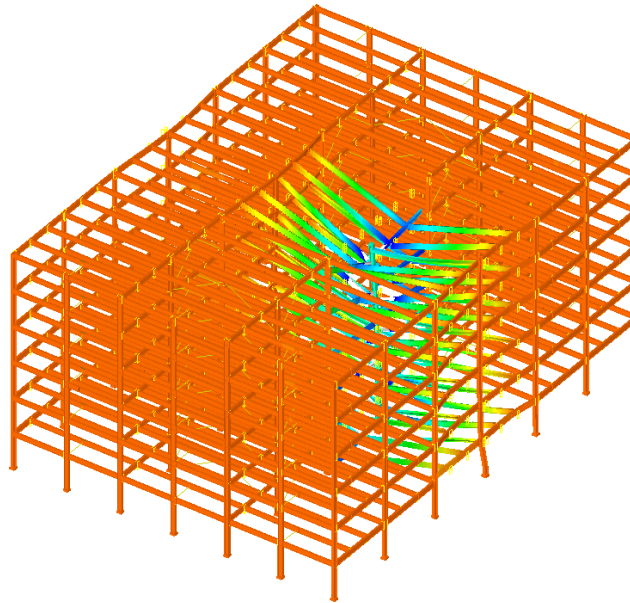
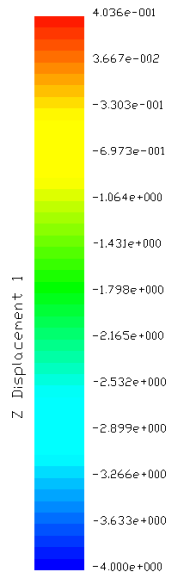
Výsledky

Na obrázku 101 jsou uvedeny křivky závislosti svislého posunu na čase pro jednotlivé scénáře odnětí sloupů. Jak je patrné, v případě C4 způsobí odnětí sloupu progresivní zřícení v celé postižené oblasti - viz obrázek 102.

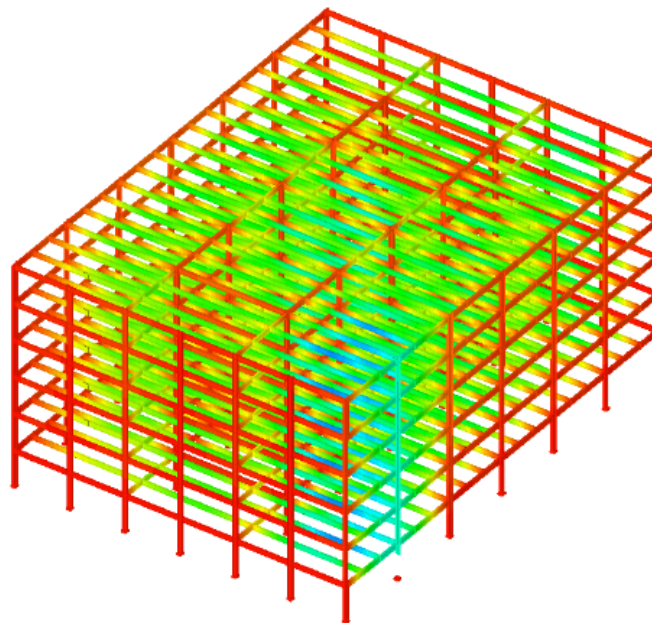
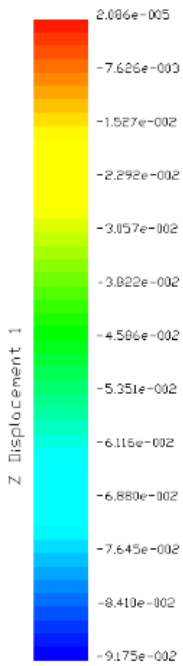
Pro případy C/D1, D1, D2, D3, D4 má konstrukce schopnost odolat progresivnímu kolapsu. Na obrázku 103 je znázorněn deformovaný tvar v případě scénáře odnětí sloupu D2. Deformace jsou malé a únosnost je založen na ohybové únosnosti (viz obrázek 104 a obrázek 105), aniž by došlo k iniciaci katenárního působení v nosnících (viz obrázek 106).



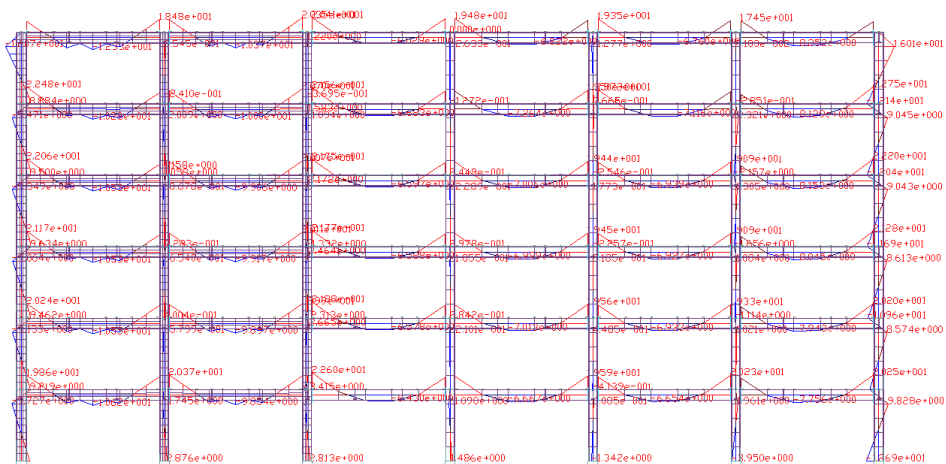
Obrázek 1014. Křivky závislosti svislého posunu na čase pro odstraněné sloupy



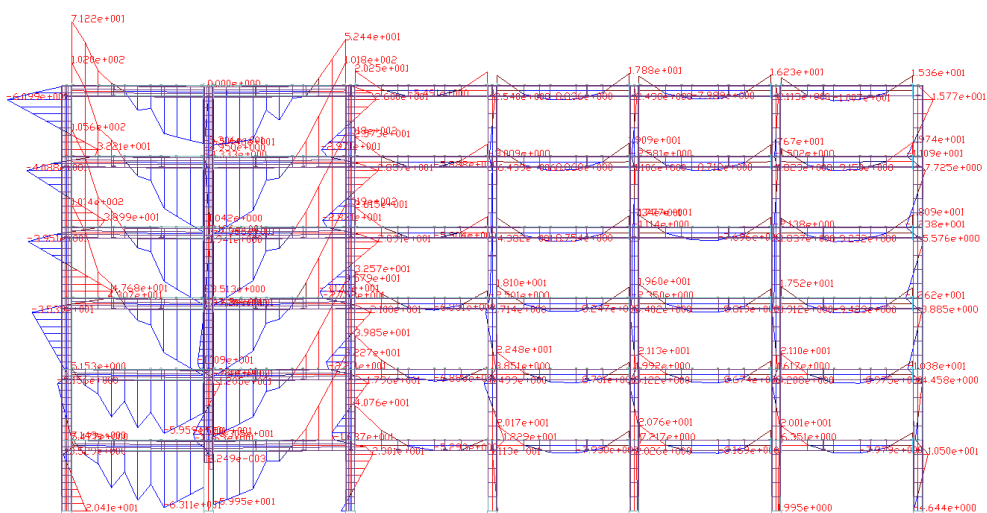
Obrázek 102. Způsob porušení po odnětí sloupu C4



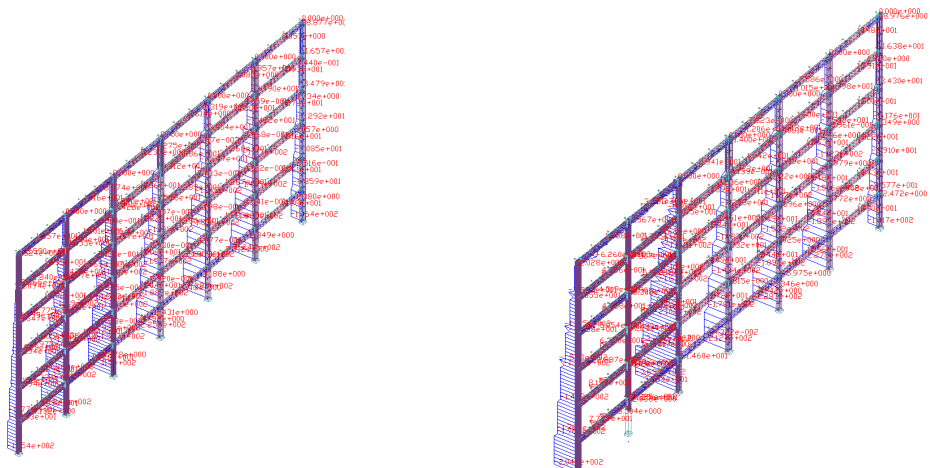
Obrázek 103. Vodorovný posun konstrukce v případě ztráty sloupu D2[m]



Obrázek 104. Průběh ohybových momentů před odstraněním sloupu D2 [tf m].



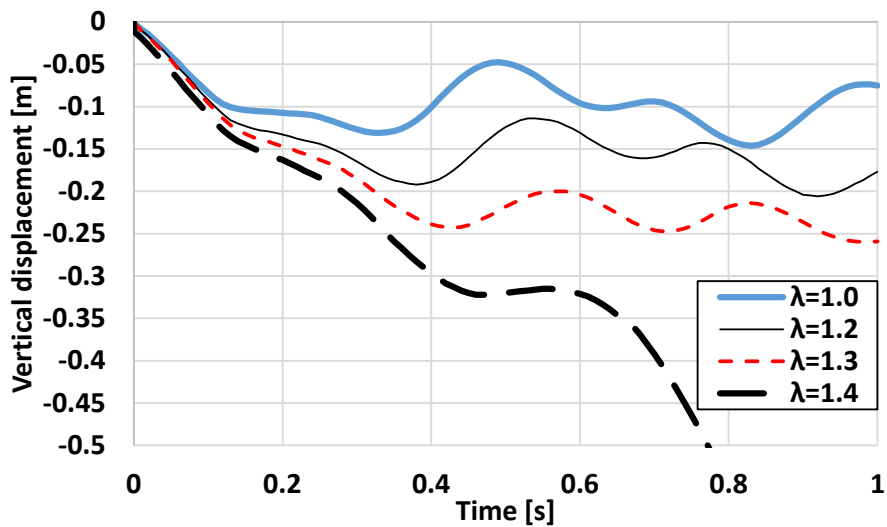
Obrázek 105. Průběh ohybových momentů po odnětí sloupu D2 [tf m].



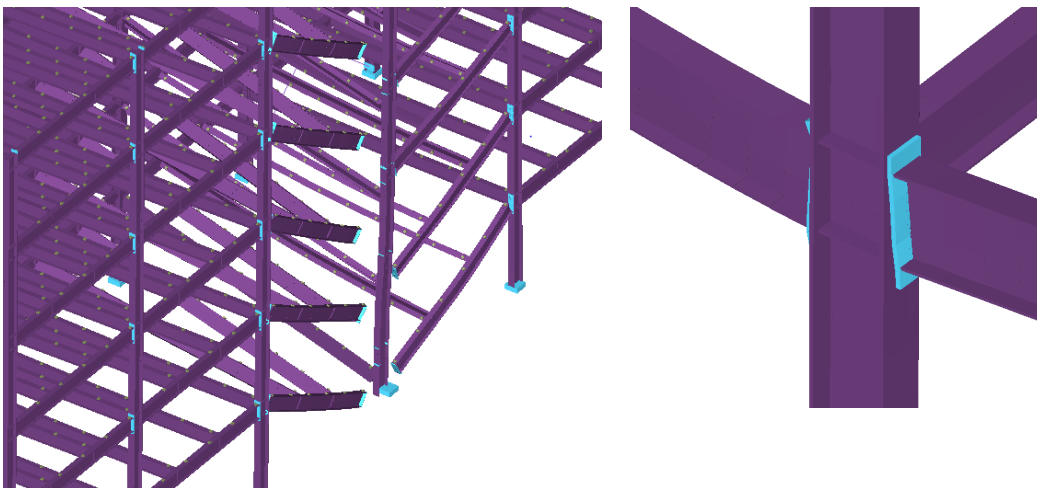
Obrázek 106. Průběh osových sil pře a po odnětí sloupu D2 [tf].

Výše výsledky byly získány při návrhové hodnoty gravitačního zatížení: DL + 0,5×LL (tj. $\lambda = 1$). Pro vyhodnocení rezervy v únosnosti proti progresivnímu zřícení pro případy C/D1, D1, D2, D3, D4 byla gravitační zatížení zvýšena pomocí násobitele gravitačního zatížení λ . Poté byly sloupy odstraněny stejným postupem, jaký byl popsán výše.

V následujícím textu jsou diskutovány výsledky pro scénář D4. Jak je patrné z obrázku 107, pro $\lambda = 1,4$ dochází k progresivnímu zřícení vlivem porušení styčníků nosníků IPE600 na sloup.



Obrázek 107. Závislost svislého posunu na čase pro scénář D4 s různými hodnotami násobitele λ



Obrázek 108. Porušením přípoje nosníku na sloup dojde k progresivnímu zhroucení konstrukce (scénář D4, $\lambda = 1,4$)

Poznámky

- V případě odnětí sloupu C4, kdy jsou všechny sousední nosníky spřaženy, není konstrukce schopna přenášet zatížení, a dochází tak k progresivnímu kolapsu. Konstrukci je třeba přepracovat.
- Všechny ostatní scénáře vedou k bezpečné odezvě konstrukce (dochází k plastickým deformacím, ale je zabráněno progresivnímu kolapsu);
- Pokud na konstrukci působí větší gravitační zatížení, může dojít k progresivnímu zřícení - viz případ D4, $\lambda = 1,4$.

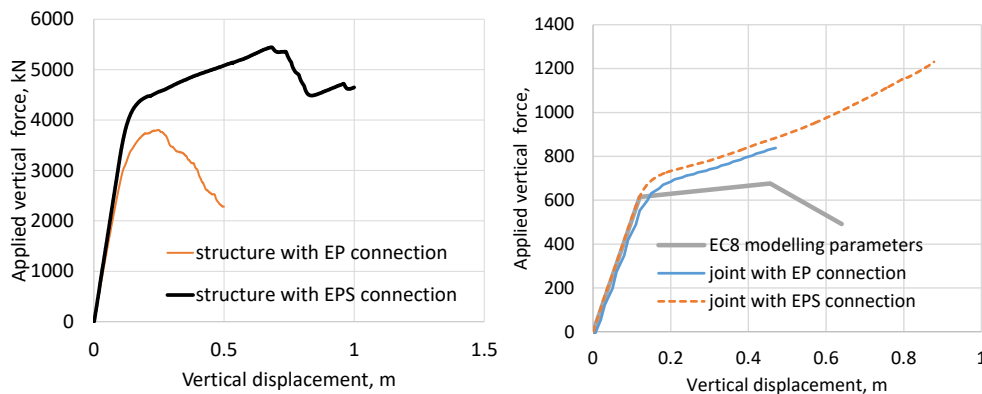
Nový návrh lze provést pomocí strategií. Nejúčinnější strategie je založena na aktivaci katenárních efektů. Vzhledem k tomu, že slabým místem je únosnost přípoje nosníku na sloup, měla by strategie zesílení zahrnovat zesílení styčnicku pomocí výtuh na horní i dolní straně nosníku. Účinky zesílení jsou znázorněny pro ztrátu sloupu D4.

- Výsledky pro případ zesílení styčníku

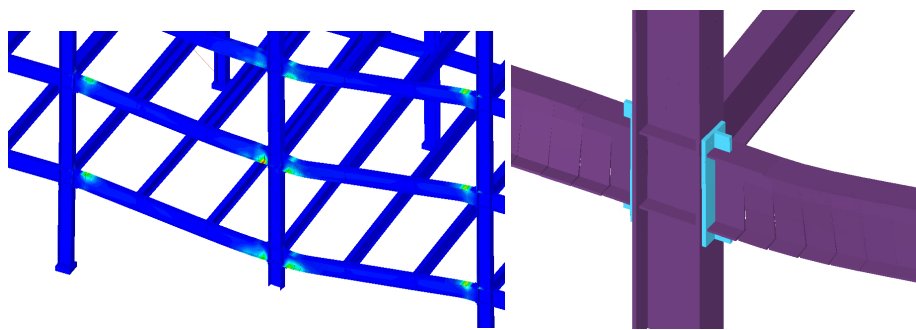
Pro porovnání účinnosti techniky vyztužení se provede push down analýza na konstrukci s přípoji EP a konstrukci s vyztuženými přípoji (EPS).

Analýza předpokládá odnětí sloupu D4, poté se gravitační zatížení na podlahách zvyšuje až do dosažení poruchy, čímž se získá tzv. pracovní diagram. Na obrázku 109 (vlevo) jsou srovnatelně znázorněny pracovní diagramy před a po zesílení přípoje (EP vs. EPS pro scénář D4). Jak je vidět, nevyztužený přípoj s čelní deskou má omezenou deformační únosnost a selže dříve, než se v nosnících vyvine jakékoliv katenární působení. Vyztužené styčníky mají vyšší únosnost než nosník. Jedná se o styčníky s plnou únosností a plastická deformace se rozvíjí spíše v koncích nosníků než ve spojích (viz obrázek 110). To umožňuje výrazné zvýšení únosnosti, částečně v ohybu, ale hlavně v katenárním směru.

Na obrázku 109 (vpravo) jsou výsledky získané při numerické analýze porovnány se vztahem deformace při zatížení EC8 uvedeným v prEN 1998-1-2:2019.3, příloha L. Jak je vidět, přípoj EPS má velkou rezervu únosnosti, proto může být kritérií přijatelnosti založených na seizmicitě (EC8) poměrně konzervativní, situace odnětí sloupů, kdy sousední hlavní nosníky mají průběžné přípoje, vedou k omezeným svislým průhybům



Obrázek 109. pracovní diagram pro konstrukci (vlevo) a pro jednopodlažní rám (vpravo)


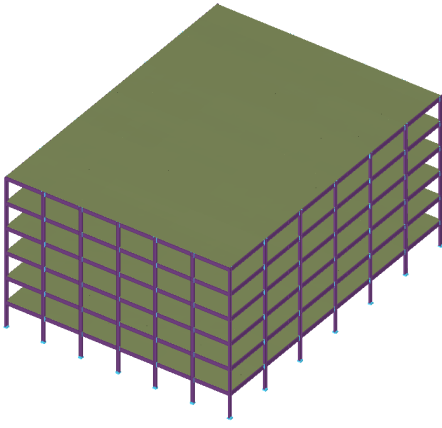
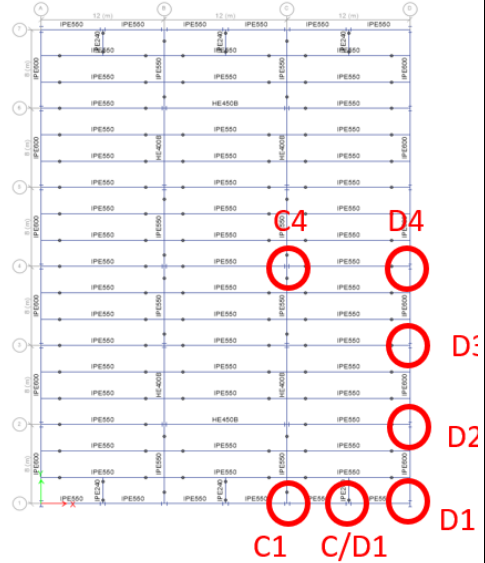


Obrázek 110. Konstrukce se SEP: oblasti ve kterých může dojít k porušení konstrukce (vlevo) a detail (vpravo)

Řešený příklad II.4.2 / SS/S	Návrh na účinky neidentifikovaných hrozeb pomocí metody ALPM - numericky	
---------------------------------	--	--

<p><u>Závěr</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Ztráta obvodového sloupu nevede k progresivnímu zřícení a konstrukce je schopna ztrátě odolat. Obvodové sloupy nemají problémy s nalezením alternativní cesty pro přerozdělení zatížení pro násobek gravitačního zatížení $\lambda = 1$ a vydrží téměř dvojnásobné zatížení. - Pokud ztráta sloupu postihne seizmicky odolný rám (tj. obvodový rám), je poškození omezeno na postiženou oblast a postupnému zřícení je zabráněno. - V případech, kdy lokální poškození (tj. ztráta sloupu) zasáhne vnitřní konstrukci s kloubovými styčníky (B4 a C4), poškození se šíří a progresivní zřícení se rozvíjí na celé zasažené ploše. Kloubové styčníky nemohou přenést značnou osovou sílu způsobenou ztrátou sloupu. Aby se omezilo poškození a zabránilo progresivnímu kolapsu, jsou alternativami ke zvýšení únosnosti kloubových styčníků (které mohou být obtížně dosažitelné): <ul style="list-style-type: none"> - momentových styčníků místo kloubových; - spřažení s betonovou deskou (viz II.4.4 / CS/S); - návrh sloupů jako klíčových prvků; - snížení nebo vyloučení nebezpečí vedoucího ke ztrátě sloupu. 	<p>Vývojový diagram obrázek 3, buňka C.4 → Konec návrhu</p> <p>Vývojový diagram obrázek 3, buňka C.4 → C.2</p>
--	--

8.8.4.4 Návrh na neidentifikované hrozby metodou alternativní cesty zatížení - plně numerický přístup (CS/S)

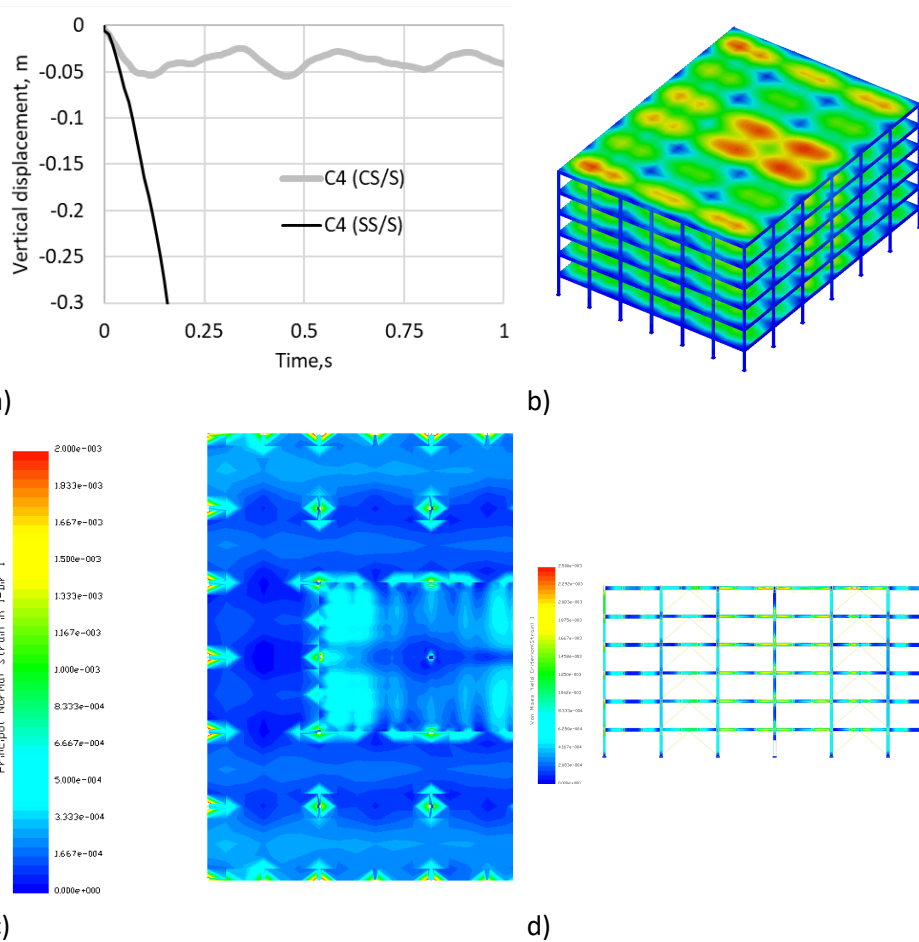
	Název	Návrh na neidentifikované hrozby metodou alternativní cesty zatížení - plně numerický přístup			
	Konstrukce	Spřažená konstrukce	v seismické	Připraven	UPT
Řešený příklad	Dokument	II.4.4 / CS/S			
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro spřaženou konstrukci v seismické oblasti metodou alternativní cesty zatížení - plně numerický přístup</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na neidentifikované hrozby s využitím úplného numerického přístupu z ALPM.</p> <p><u>Informace o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrie, průřezy a materiál viz čl. 8.2. <p><u>Zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Byla uvažována zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálé zatížení DL (viz tabulka 11); - Proměnná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci CS/S); - Žádné náhodné zatížení se nezohledňuje. <p><u>Kombinace zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Definice scénáře ztráty sloupu</u></p> <p>Stejný scénář jako v případě W.E II.4.3 / SS/S, viz obrázek 111.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;">   </div> <p>Obrázek 111. Izometrický pohled na konstrukci (vlevo) a umístění sloupů, které mají být odstraněny pro ALPM - úplný numerický přístup (vpravo) - CS/S</p>					<p>EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b</p>

Návrh konstrukce

Předpoklady modelování a postup analýzy se řídí stejnými metodami, které jsou uvedeny v čl. W.E. II.4.3 / SS/S. Jediným rozdílem je přidání betonové desky (beton a výztuž) a interakce s ocelovou konstrukcí (smykové trny). Podrobnosti jsou uvedeny v tabulce 12. Všimněte si, že ocelová konstrukce (prvky a spoje) je stejná jako v případě holé ocelové konstrukce SS/S.

Výsledky

Výsledky NDP ukazují, že konstrukce CS/S je schopna odolat progresivnímu zřícení pro všechny scénáře odstranění, včetně scénáře C4, který se ukázal jako kritický pro konstrukci SS/S. Na obrázku 112a je pracovní diagram CS/S a SS/S pro scénář C4 a násobek gravitačního zatížení $\lambda = 1$. Obrázek 112b ukazuje deformovaný tvar pro CS/S. Konstrukce vykazuje omezenou plastickou deformaci v ocelových prvcích a betonové desce v oblasti ovlivněné ztrátou sloupu - viz obrázek 112c,d.



Obrázek 112. Výsledky pro CS/S a scénář C4: a) svislá síla vs. svislý posun - CS/S vs. SS/S, b) izometrický pohled na deformovanou konstrukci, c) platné půdorys s deformacemi v betonové desce (spodní strana), d) deformace ocelových prvků prutové konstrukce C/ 3-5


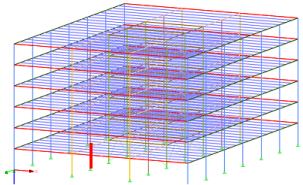
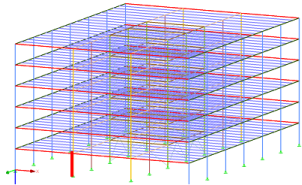
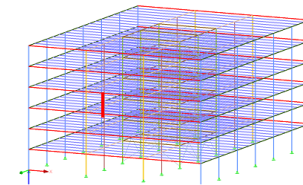
Závěr

-
- Vzájemné působení ocelového prutové konstrukce a betonové desky poskytuje dodatečnou únosnost proti progresivnímu zřícení při ztrátě sloupu.

Vývojový diagram

	<p>- vzájemné působení oceli a betonu je výhodné zejména u prutových soustav s kloubovými styčníky, protože požadavek na osovou sílu v nosnících umožňující rozvoj katenárního působení může být nadměrný.</p>	<p>m obrázek 3, buňka C.4 → Konec návrhu</p>
--	--	--

8.8.4.5 Návrh na neidentifikované hrozby metodou alternativní cesty zatížení – plně numerický přístup (SS/NS)

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelovou konstrukci v neseismické oblasti metodou alternativní cesty zatížení – plně		
	Konstrukce	Ocelová konstrukce v neseismické oblasti	Připraveno F+W	
	Document ref.	II.4.5 / SS/NS		
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro ocelovou konstrukci v neseismické oblasti metodou alternativní cesty zatížení – plně numerický přístup</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na neidentifikované hrozby s využitím plně numerického přístupu z ALPM.</p> <p><u>Informace o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrie, průřezy a materiál viz čl. 8.2. - Parametry styčnicků viz W.E. II.4.1 / SS/NS. <p><u>Zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Byla uvažována zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálé zatížení DL (viz tabulka 11); - Proměnná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci CS/S); <p>Žádné náhodné zatížení se nezohledňuje.</p> <p><u>Definice scénáře ztráty sloupu</u></p> <p>tomto příkladu se uvažují tři možné různé scénáře ztráty sloupů:</p> <p>Scénář 1: Ztráta vnitřního sloupu v podlaží 0; Scénář 2: Ztráta fasádního sloupu v podlaží 0; Scénář 3: ztráta vnitřního sloupu nad spojnicí sloupů.</p> <p>Scénáře jsou znázorněny na obrázku 113 (odstraněný sloup je zvýrazněn červeně).</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>Scénář 1</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Scénář 2</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Scénář 3</p> </div> </div> <p>Obrázek 113. Zkoumané scénáře ztrát sloupů v ALPM - úplný numerický přístup - SS/NS</p> <p><u>Poznámky</u></p> <p>Tento příklad ilustruje 3 scénáře ztráty sloupu. V praxi mohou být zapotřebí i jiné scénáře ztráty sloupů (viz čl. 5.2). Proto je na projektantovi, aby určil, které scénáře mohou být možné a které z nich jsou pro návrh robustnosti konstrukce nejvýznamnější.</p> <p><u>Návrh konstrukce</u></p> <p>Plně numerický přístup bude řešen pomocí modelu konečných prvků vyvinutého pro návrh konstrukce MSÚ/SLS. Cílem je v prvním kroku odstranit sloup a nechat ve vazbách vzniknout membránové účinky a poté ověřit, zda vazby (pruty a spoje) tahové síly dokážou přenést.</p>				EN 1990 čl. 6.4.3.3, rov. 6.11b
(DoD 2008)				

- Metodika a předpoklady:

Analýza FE se řeší pomocí Newtonova-Raphsonova algoritmu, který umožňuje integraci velkých deformací. Protože může dojít ke ztrátě příčné a kroučící stability nosníků, u nichž ve skutečnosti nemůže dojít k nestabilitě, protože jsou udržovány membránami, zabráníme vzniku nestability fiktivním zvýšením kroučící tuhosti prutů nosníku.

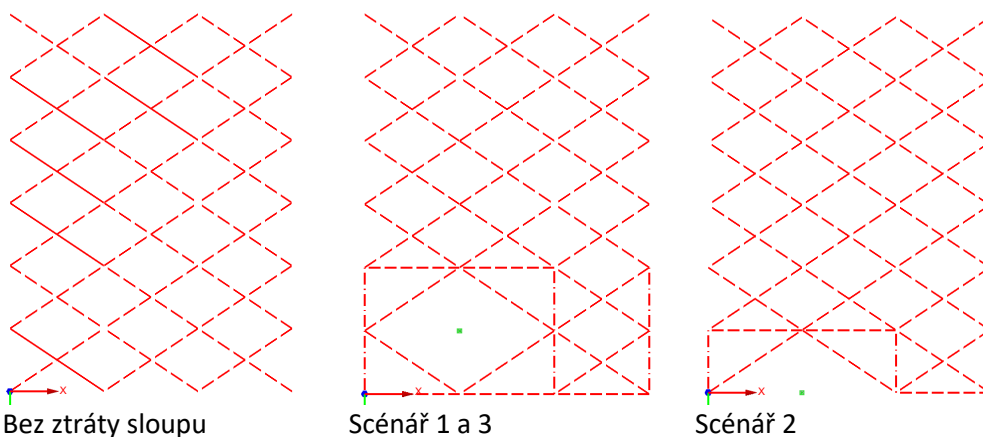
Poznámka

- Po ztrátě sloupu může dojít k plastickým deformacím, nelinearity materiálu (plasticita) nebyly zohledněny.

Pro zajištění konvergence je scénář ztráty sloupu modelován následovně:

- Nejprve se analyzuje konstrukce bez ztráty sloupu při kombinaci náhodných zatěžovacích stavů. Z toho je známa skutečná tlaková síla ve sloupu, který má být odstraněn;
- Poté se v horním uzlu sloupu, který má být odstraněn, síla aplikuje a sloup se odstraní, takže síla sloup nahradí;
- V posledním kroku se simuluje ztráta sloupu: Na stejný uzel se postupně působí silou stejné velikosti v opačném směru. Pro zajištění konvergence se používají kroky zatížení 0,025. Na konci analýzy odpovídá statický systém úplné ztrátě sloupu. Všimněte si, že dynamické účinky ztráty sloupu nejsou v tomto pracovním příkladu uvažovány.
- Aby se zabránilo jakémukoli spolupůsobení mezi membránami a ocelovou konstrukcí, ale přesto se zachoval účinek membrán (nekonečně tuhé paluby), je třeba modelovat modely membrán a přizpůsobit je scénářům ztráty sloupů, které jsou uvedeny na obrázku 114.

Aby se zabránilo jakémukoli spolupůsobení mezi membránami a ocelovou konstrukcí, ale přesto se zachoval membránový efekt (nekonečně tuhé paluby), je třeba modelovat modely membrán a přizpůsobit je scénářům ztráty sloupů, které jsou uvedeny na obrázku 114.

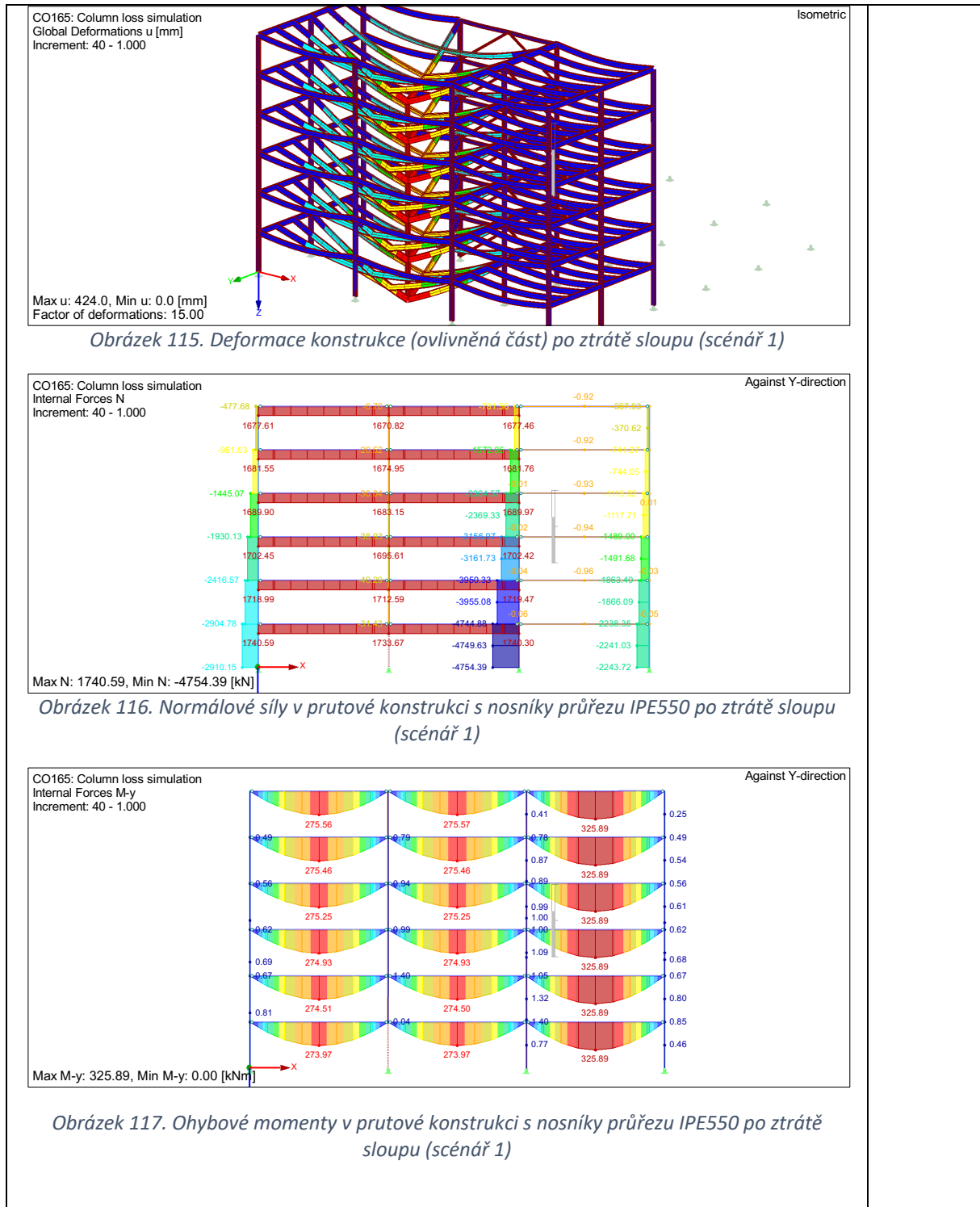


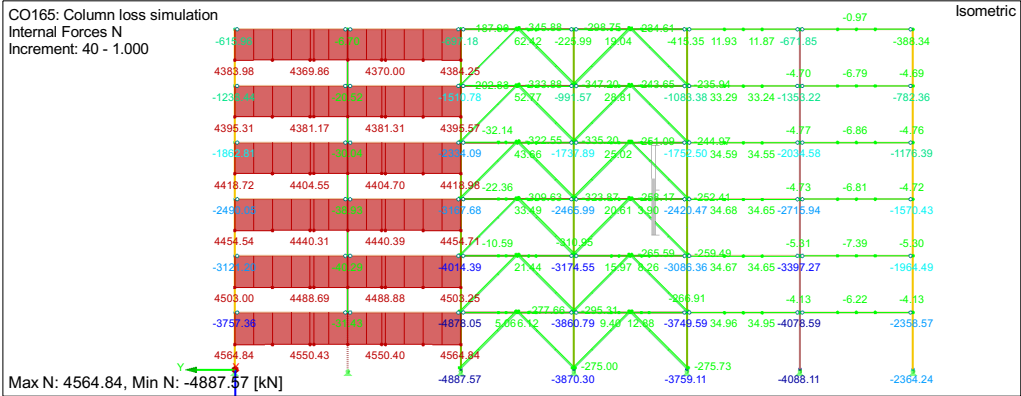
Obrázek 114. Vzor propojení prvků pro modelování membrány v scénářích ztráty sloupu

Vazné síly a deformace:

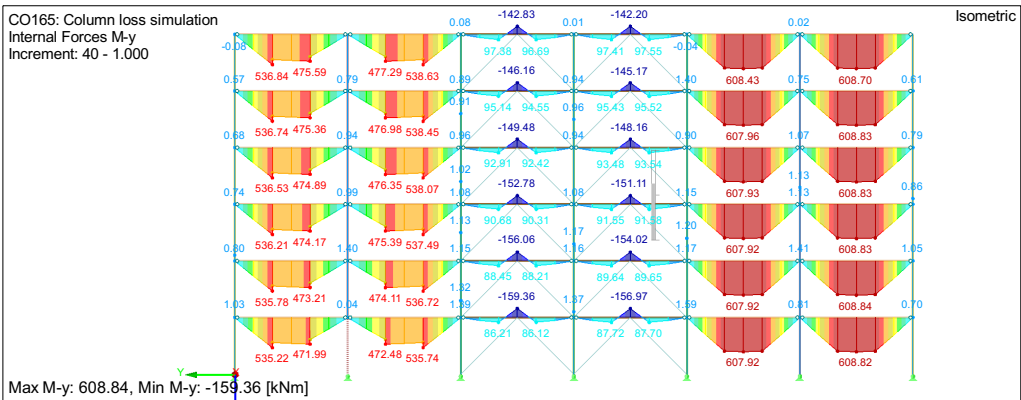
Výsledky uvažovaných scénářů ztráty sloupů jsou znázorněny na následujících obrázcích.

- Scénář 1: Ztráta vnitřního sloupu v podlaží 0, obrázky 117 až 121



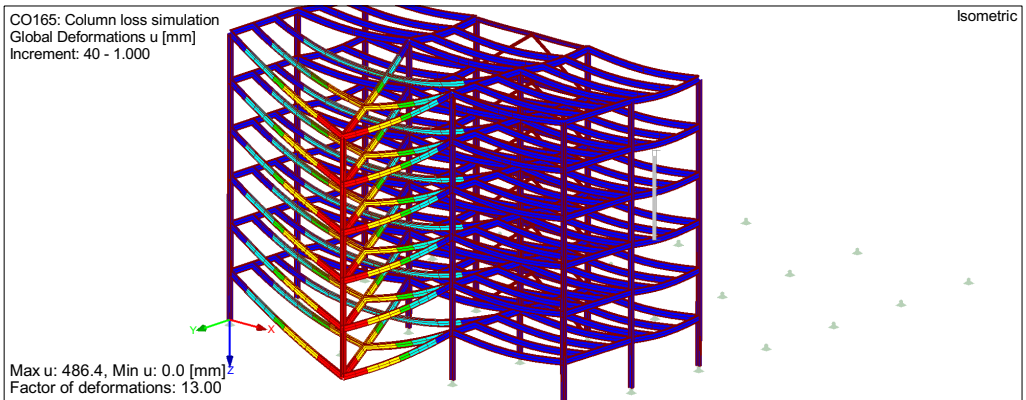


Obrázek 118. Normálové síly v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE600 po ztrátě sloupu (scénář 1)

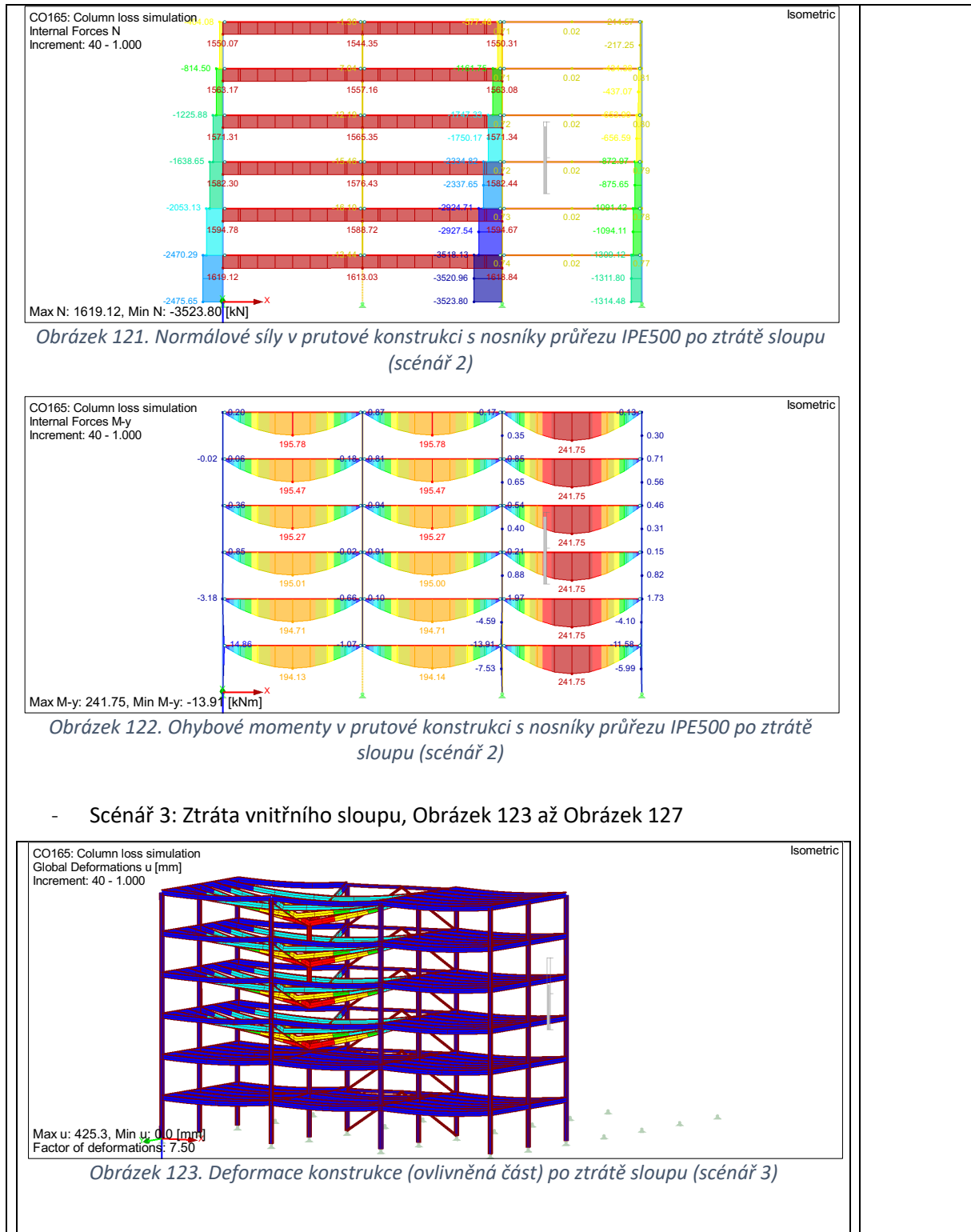


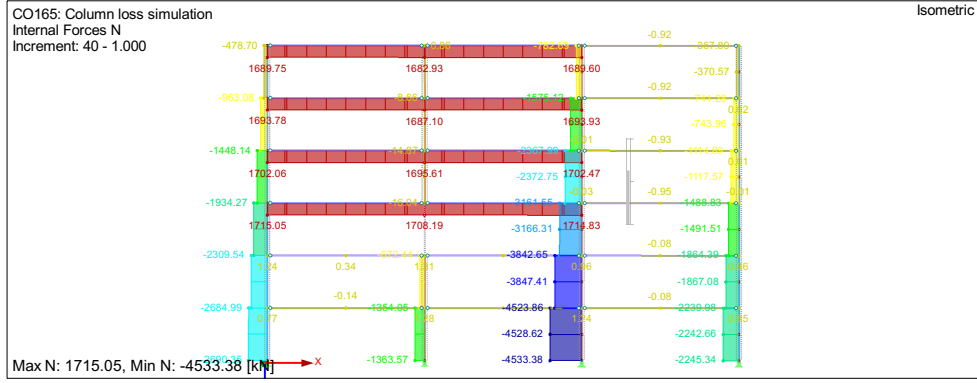
Obrázek 119. Ohybové momenty v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE600 po ztrátě sloupu (scénář 1)

- Scénář 2: Ztráta obvodového sloupu u fasády v podlaží 0 (Obrázek 120 až Obrázek 122)

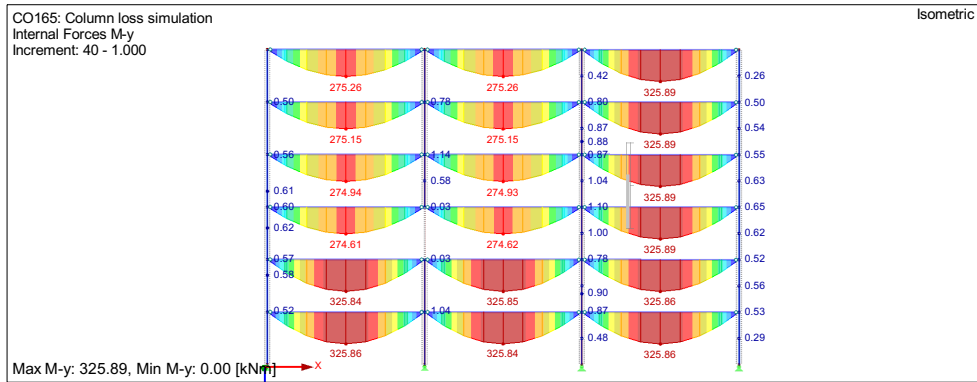


Obrázek 120. Deformace konstrukce (ovlivněná část) po ztrátě sloupu (scénář 2)

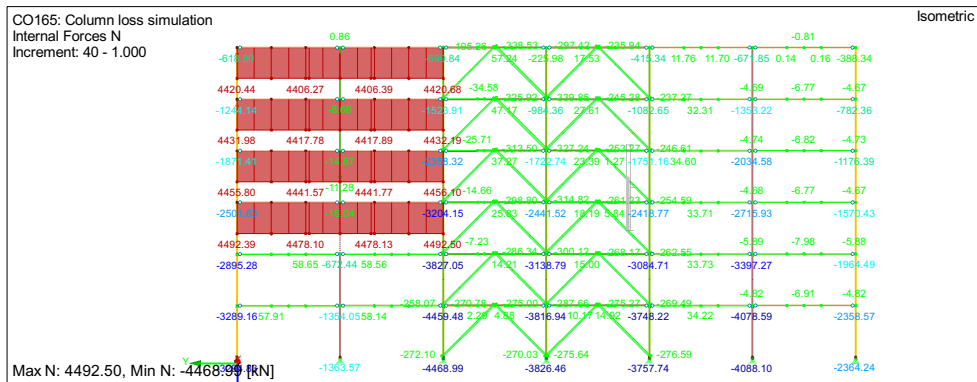




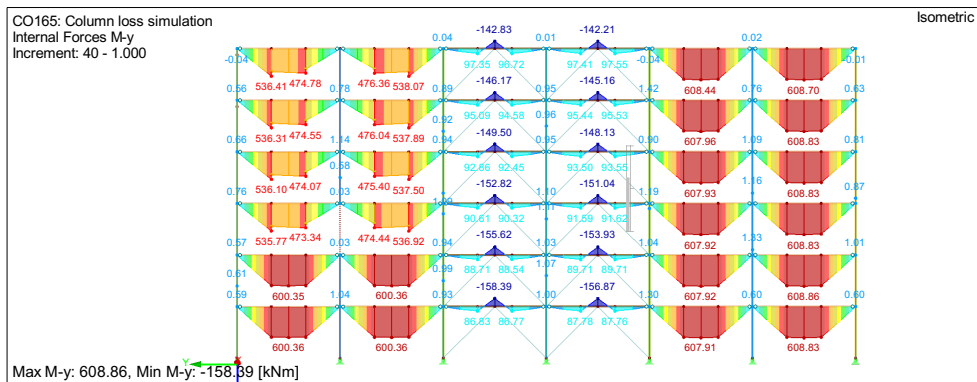
Obrázek 124. Normálové síly v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE550 po ztrátě sloupu (scénář 3)



Obrázek 125. Ohybové momenty v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE550 po ztrátě sloupu (scénář 3)



Obrázek 126. Normálové síly v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE600 po ztrátě sloupu (scénář 3)



Obrázek 127. Ohybové momenty v prutové konstrukci s nosníky průřezu IPE600 po ztrátě sloupu (scénář 3)

Poznámky

- U scénářů 1 a 3 (ztráta vnitřního sloupu) se objevují 2D membránové účinky, zatímco u scénáře 2 (ztráta fasádního sloupu) 1D membránové účinky;
- Ztráta rohového sloupu by neměla nastat, protože by se nemohly vyvinout membránové síly u jednoduchých spojů. Rohové sloupy by pak měly být navrženy jako klíčové prvky.

Výsledky scénářů ztráty sloupů v ovlivněné části jsou shrnuty v tabulce 51.

Tabulka 51. Vnitřní síly v prutech/styčnicích po ztrátě sloupu podle numerického přístupu

Scénář	Prvek	Styčník	Vazná síla (kN)	Moment (kNm)
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

Verifikace konstrukce

Scénář 1: Ztráta vnitřního sloupu v podlaží 0

Ověření se řeší automaticky v programu RSTAB pomocí modulu STEEL EC3. Výsledky scénáře 1 jsou shrnuty v tabulce 52.

Tabulka 52. Ověření prutu pro vazné síly podle numerického přístupu (scénář 1)

Prvek	Průřez	Vazná síla (kN)	Moment (kNm)	UF
Sloupy Y-ve fasádě	HEB 340	-2910	0	0.66
Sloupy X-ve fasádě	HEB 360	-3763	0	0.72
Vnitřní sloupy	HEM 300	-4887	0	0.60
Vnitřní X- nosníky	IPE550	1736	274	0.58
Vnitřní Y- nosníky	IPE600	4562	536	1.15

Poznámky

- V důsledku chybějícího sloupu se zvyšují tlakové síly v sousedních sloupech. V tomto praktickém příkladu síly zůstávají nižší než návrhové tlakové síly z MSÚ, takže není potřeba sloupy znovu navrhovat.
- Pruty průřezu IPE550 byly navrženy tak, aby splňovaly požadavky SLS (omezení průhybu). V tomto případě je únosnost těchto prutů v případě ztráty sloupu stále dostatečná.
- Pruty průřezu IPE600 nejsou dostatečné pro vysoké tahové síly (15 % překročení). Z inženýrského hlediska se očekává, že vzhledem k vývoji plastických kloubů by skutečná tahová síla v těchto profilech měla být nižší než hodnota získaná z analýzy druhého řádu, takže IPE600 by mohly být dostatečné. Naopak tahová síla v IPE550 by pak byla větší. V každém případě byl návrh proveden pružně a z hlediska je nutná změna průřezu. To povede ke změně tahových sil ve spojích, takže ověření styčníků bude provedeno až po přepracování návrhu konstrukčních

prvků. Již nyní lze konstatovat, že styčníky navržené pro MSÚ by neměly dostatečnou únosnost, aby odolaly těmto vysokým tahovým silám.

Scénář 2: Ztráta fasádního sloupu v podlaží 0

Pro scénář 2 je posouzení prutů shrnuto v tabulce 53.

Tabulka 53. Ověření prutu pro vazné síly podle numerického přístupu (scénář 2)

Prvek	Průřez	Vazná síla (kN)	Moment (kNm)	UF
Sloupy Y-ve fasádě	HEB 340	-2473	15	0.58
Sloupy X-ve fasádě	HEB 360	-3521	14	0.77
Vnitřní sloupy	HEM 300	-5383	3	0.69
Nosníky X-ve fasádě	IPE500	1615	195	0.59

Posouzení styčníků na vazné síly je shrnuto v tabulce 54.

Tabulka 54. Posouzení styčníků na vazné síly podle numerického přístupu (scénář 2)

Pozice s = tuhá osa w = měkká osa	Vazná síla (kN)	Způsob porušení	UF
A1s / A2s	1620	Deska v otláčení	3.71

Poznámky

- Všechny prvky splňují požadavky;
- Ověření není splněno u styčníků A1/A2, které je třeba přepracovat.

Scénář 3: Ztráta vnitřního sloupu

Zdá se, že v případě konstrukce ztráta vnitřního sloupu nevede ke vzniku vazných sil ve svislých vazbách, ale k tahovým silám ve vodorovných vazbách. Tahové síly jsou řádově stejné jako ve scénáři 1, takže scénář 3 nebude zkoumán.

Nový návrh konstrukce

Scénář 1: Ztráta vnitřního sloupu v podlaží 0

Vzhledem ke změně průřezu IPE600 se změní rozložení vnitřních sil. V následujícím textu byl znovu simulován scénář 1 ztráty sloupu nahrazením prutů průřezu IPE600 pruty průřezu IPE750x137. To vede k následujícím modifikovaným tahovým silám ve vodorovných vazbách a tlakovým silám ve sloupech, jakož i k jinému využití prutů:

Tabulka 55. Ověření prutu pro vazné síly podle numerického přístupu

Prvek	Průřez	Vazná síla (kN)	Moment (kNm)	UF
Sloupy Y-ve fasádě	HEB 340	-2862	0	0.66
Sloupy X-ve fasádě	HEB 360	-3827	0	0.82
Vnitřní sloupy	HEM 300	-4941	0	0.61
Vnitřní X- nosníky	IPE550	1658	276	0.56
Vnitřní Y- nosníky	IPE750x137	4850	565	1.03

Využití průřezu IPE750x137 je překročeno o 3 %. Toto překročení lze považovat za přijatelné.

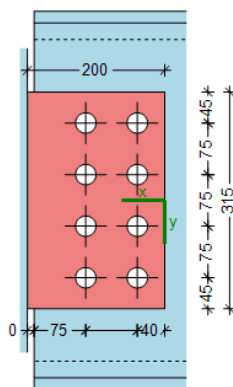
V důsledku změny průřezu mají nyní vnitřní nosníky Y větší osovou tuhost, takže tahové síly od membránových účinků v těchto prutech jsou větší. Stejně tak tahové síly ve vnitřních nosnicích X (IPE550) jsou nyní menší. Alternativně se zkoušelo upravit pruty IPE550 na pruty IPE600, aby se tahová síla ve vnitřních nosnicích Y zmenšila. Pozitivní vliv na vnitřní Y-nosníky byl zanedbatelný, takže změna na IPE750x137 pro vnitřní Y-nosníky s pružnou analýzou je jediným zachovaným řešením.

Ověření styčníků pro modifikované vazné síly jsou shrnuta v tabulce 56.

Tabulka 56. Ověření přepracovaných styčníků na vazné síly podle numerického přístupu (scénář 1)

Pozice s = tuhá osa w = měkká osa	Vazná síla (kN)	Způsob porušení	UF
B1 / B3	1662	Deska v otláčení	3.80
C2w	4852	Stojina sloupu v ohybu	11.20
C3w	4852	Deska v tahu	6.17

Přepracovaný styčník B1/B3 vyžaduje následující: 2 přidané šrouby, M27 místo M24, výztuhu nosníku, upravenou geometrii a tloušťku plechu (25 mm) a silnější svar pro požadavky na tažnost (15 mm).



Obrázek 128. Přepracovaný spoj B1/B3 pro posouzení na vazné síly podle numerického přístupu.

Tabulka 57. Posouzení přepracovaných styčníků pro vazací síly podle numerického přístupu (scénář 2)

Pozice s = tuhá osa w = měkká osa	Vazná síla (kN)	Způsob porušení	UF
B1 / B3	1662	Šrouby ve stříhu	1.00
C2w / C3w	4852	Neproveditelné	

Z toho vyplývá využití 1,00 pro šrouby ve smyku jako způsob porušení. Svařované pásnice k nosníku se upřednostňují před změnou průřezu nosníku, aby se snížila hmotnost, a tím i náklady na konstrukci.

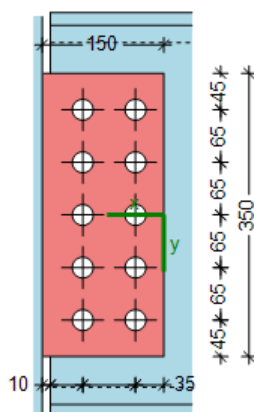
Pro styčníky C2w a C3w se nepodařilo nalézt rozumný návrh. U styčníku C2w by ani přivařená deska o tloušťce 40 mm nestačila k dostatečnému vyztužení komponenty stojiny sloupu v ohybu. A pro oba styčníky by bylo zapotřebí 14 šroubů M36 10.9, aby bylo splněno posouzení šroubů ve smyku, což by z geometrického hlediska nebylo proveditelné vlivem omezené výšky nosníku a požadovaným vzdálenostem šroubů a roztečí, spolu s nemožným posouzením čistého průřezu nosníku. Změna průřezu nosníku by vedla k nepřiměřenému řešení z hlediska výšky nosníku a celkové hmotnosti. I při zohlednění plasticity v numerické analýze by tahová síla byla řádově stejná.

Alternativou by mohlo být kloubových styčníků pomocí čelní desky. Tím by se vyřešil problém s nedostatečnou únosností čistého průřezu nosníku, protože v pásnici nosníku již nebudou otvory. Počet potřebných šroubů by byl stále nepřiměřený a pásnice sloupů by měly být značně zesíleny, aby odolaly vysokým ohybovým momentům v pásnicích sloupů.

Zdá se, že kloubové styčníky nejsou rozumnou volbou pro zajištění dostatečné robustnosti konstrukce. Dalším vhodným přístupem by mohlo být nahrazení kloubových styčníků polotuhými spoji (s částečnou pevností). Tato alternativa je diskutována při analytické metody v kapitole W.E. II.4.1 / SS/NS.

Scénář 2: Ztráta fasádního sloupu v podlaží 0

V tomto scénáři není potřeba znovu navrhovat prut. Je třeba přepracovat přípoje nosníku na sloupech (A1 a A2). Posouzení styčníků na vazné síly je znázorněno v následujícím obrázku.



Obrázek 129. Přepracovaný spoj A1s/A2s pro posouzení na vazné síly podle numerického přístupu


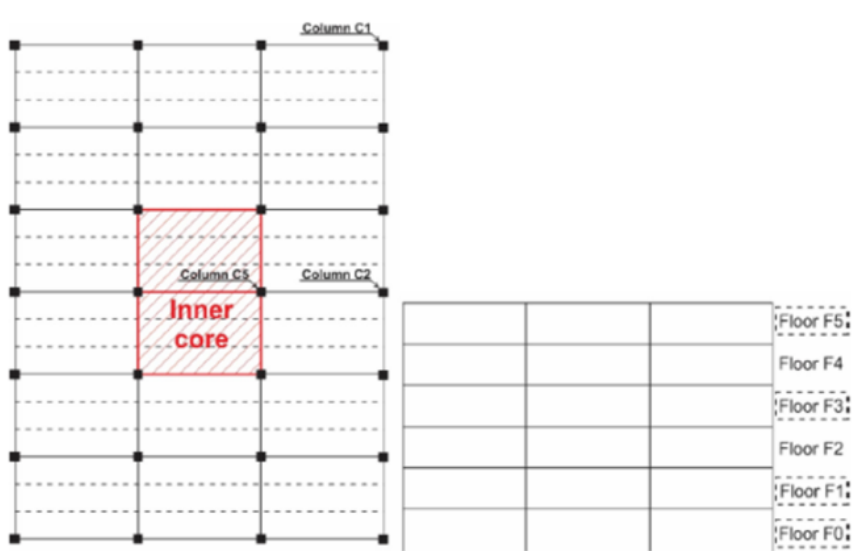
Přepracovaný styčník A1 / A2 vyžaduje následující: Přidání 4 šroubů, M24 místo M20, výztuha nosníku, upravená geometrie a tloušťka plechu (20 mm) a silnější svar pro požadavky na tažnost (12 mm).

Tabulka 58. Ověření přepracovaných styčníků na vazné síly podle numerického přístupu (scénář 2)

Pozice s = tuhá osa w = měkká osa	Vazebná síla (kN)	Způsob porušení	UF
A1s / A2s	1620	Šroub ve smyku	1.01

Využití je překročeno o 1 %. Překročení lze považovat za přijatelné. Přepracované řešení lze stále považovat vhodné.

8.8.4.6 Návrh na neidentifikované hrozby *metodou alternativní cesty zatížení - plně numerický přístup (CS/NS)*

 Řešený příklad	Název	Návrh na neidentifikované hrozby pro spřaženou konstrukci v neseismické oblasti metodou alternativní cesty zatížení – plně numerický přístup	
	Konstrukce	Spřažená konstrukce v neseismické oblasti	Připraven AM
	Document	II.4.6 / CS/NS	
<p>Příklad: Návrh na neidentifikované hrozby pro spřaženou konstrukci v neseismické oblasti metodou alternativní cesty zatížení - plně numerický přístup</p> <p>Tento příklad poskytuje informace o návrhu konstrukce na neidentifikované hrozby s využitím plně numerického přístupu z ALPM.</p> <p><u>Informace o konstrukci</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Geometrie, průřezy a materiál viz čl. 8.2. - Parametry styčniců viz W.E. II.4.1 / SS/NS. <p><u>Zatížení pro náhodnou návrhovou situaci</u></p> <p>Byla uvažována zatížení:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Stálé zatížení DL (viz tabulka 11); - Proměnná zatížení LL (viz tabulka 11 pro konstrukci CS/NS); <p>Žádné náhodné zatížení se nezohledňuje.</p> <p><u>Definice scénáře ztráty sloupu</u></p> <p>Chování budovy je zkoumáno pro různé náhodné situace, kdy jsou uvažovány určité scénáře ztráty sloupu, jak je uvedeno na obrázku 130:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rohový sloup (C1) v podlažích 0, 1, 3 a 5; - Obvodový sloup (C2) v podlažích 0, 1, 3 a 5; - Sloup výztužného jádra (C5) v podlažích 0, 1, 3 a 5. 			
			
<p>Obrázek 130. Půdorys konstrukce a pohled na příčný rám pro identifikaci scénářů ztráty sloupů</p>			

Analýza konstrukce

Cílem analýzy je vyhodnotit chování budovy v případě náhodné situace (odnětí sloupu). Výpočty se provádějí pomocí softwaru SAFIR®.

Celkem je provedeno 20 simulací, které jsou rozděleny do 2 skupin podle předpokládané konfigurace přípoje nosníku na sloup, který se vyskytuje na koncích nosníků nad odstraněným sloupem:

- 12 simulací s kloubovým přípojem nosníku na sloup;
- 8 simulací s momentovým přípojem nosníku na sloup.

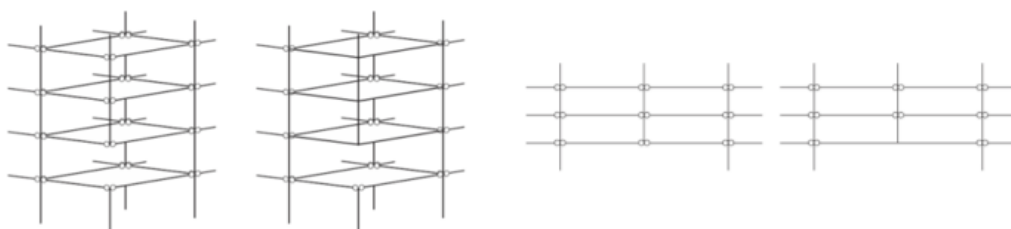
V případech, kdy je odstraněn sloup C1, jsou definovány dva různé předpoklady:

- Všechny přípoje nosníku na sloup jsou kloubové (C1 kloubové styčníky);
- Momentové přípoje v rozích, kde dojde k odnětí sloupu (C1 momentové přípoje).

In V případech, kdy je odstraněn sloup C2, jsou definovány dva různé předpoklady:

- Všechny přípoje nosníku na sloup jsou kloubové (C2 kloubové styčníky);
- Momentové přípoje v rozích, kde dojde k odnětí sloupu (C2 momentové přípoje).

Numerické zvláštnosti kloubových a tuhých styčníků jsou uvedeny na obrázku 131.



Obrázek 131. C1 kloubové a tuhé styčníky a C2 kloubové a tuhé styčníky – ALPM - plně numerický přístup - CS/NS

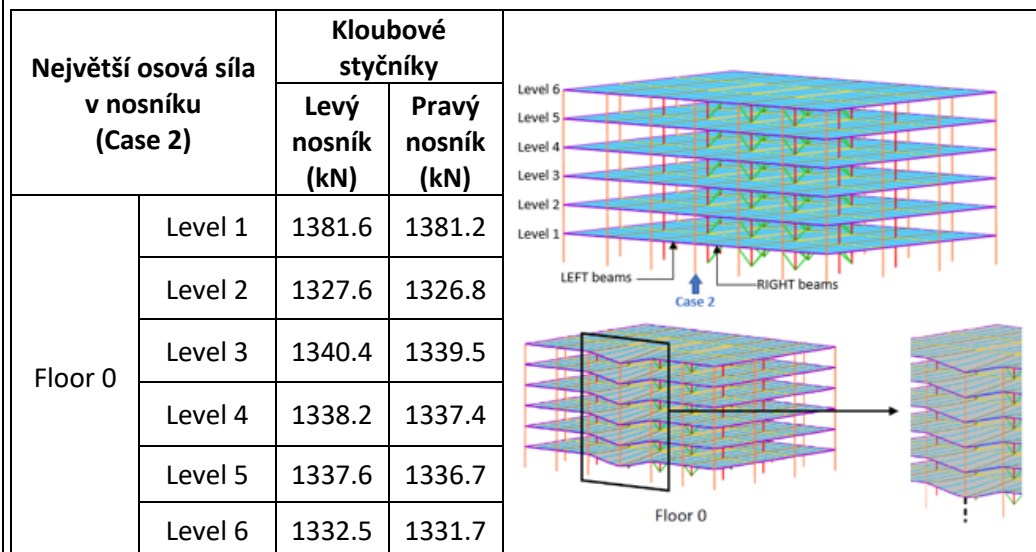
Výsledky

Výstupy výpočtů SAFIR jsou shrnuty v tabulce 59 podle maximálního svislého posunu v místě ztráty sloupu.

Tabulka 59. Největší vodorovný posun

Max. svislý posun (m)	Podlaží	Kloubové styčníky	Tuhé styčníky
C1 Rohový sloup	F0	1.340	0.081
	F1	1.340	0.083
	F3	1.320	0.088
	F5	1.380	0.720
C2 Obvodový sloup	F0	0.670	0.610
	F1	0.670	0.600
	F3	0.670	0.550
	F5	0.670	0.250
C5 Sloup výztužného jádra	F0	0.016	-
	F1	0.017	
	F3	0.018	
	F5	0.018	

Jako příklad jsou na obrázku 132 uvedeny získané síly v nosnících ovlivněné části při uvažování odnětí sloupu C2 na úrovni terénu F0.



Obrázek 132. Síly a celková deformace vlivem odnětí sloupu C2 při F0.

je zajímavé, že získané síly jsou podstatně vyšší než síly vypočtené metodou vázání (W.E. II.1.4 / CS/NS). Obvodové nosníky IPE 450 jsou stále schopny přenést osová zatížení, ale styčníky by musely být přepracovány.

Závěr

Odstranění sloupu C1:

- Při ztrátě rohového sloupu C1 vykazuje konstrukce vysoký svislý posun (přibližně 1,35 m), protože jediným příspěvkem při odolávání gravitačnímu zatížení je konzolová betonová deska (nosníky mají kloubové spoje);
- Robustnost konstrukce může být zvýšena:
 - o Vyztužení styčnicků nosníku na sloup podél svislé osy sloupů (kloubové -> polotuhé - > tuhé). Použití polotuhých/tuhých styčnicků poskytuje dodatečnou ohybovou únosnost;
 - o Zvýšení únosnosti desky (dodatečná výztuž v rozích budovy).

Odstranění sloupu C2 a C5:

- Posuny jsou mnohem menší než v případě ztráty rohového sloupu a zatížení se rozkládá po podlažích (viz tabulka 59);
- Scénáře ztráty sloupů nevedou k progresivnímu zřícení konstrukce, ale k lokálnímu poškození;
- Boční posuny ve sloupech sousedících se ztraceným sloupem jsou malé, což naznačuje, že zatížení je rovnoměrně přerozděleno na všechna podlaží nad chybějícím sloupem.

Vývojový diagram obr.3, buňka C.4 → C.2

Vývojový diagram obr. 3, buňka .4 → Konec návrhu

8.9 Závěrem řešených příkladů

Při navrhování ocelových a ocelobetonových konstrukcí, které mají odolat progresivnímu zřícení na identifikované a neidentifikované mimořádné události, lze použít různé přístupy.

Pokud je hrozba identifikována, lze navrhovat metodami s různou úrovní náročnosti. Požadovaná úroveň se stanoví podle třídy následků uvažované konstrukce. Konstrukce v řešených příkladech, jsou zařazeny do třídy následků 2, horní rizikové skupiny (CC2b) Ta umožňuje použití normových a zjednodušených metod analýzy s ohledem na statické ekvivalentní působení. Řešené příklady zobrazují všechny metody, včetně pokročilých, které vyžadují dynamickou analýzu.

Pro neidentifikované události nebo v případě, že identifikované události vyvolávají závažná poškození, zahrnuje návrh konstrukce strategie zaměřené na omezení rozsahu místního poškození. V řešených příkladech jsou ukázány různé přístupy navrhování konstrukce, od normativních až po pokročilejší využívající specializované výpočetní programy.

Pro obě skupiny strategií, tj. návrh na identifikované nebo na neidentifikované hrozby, řešené příklady potvrdily, že přijetí pokročilejších metod umožňuje lépe a přesněji zachytit skutečnou odezvu konstrukce. V některých případech může omezit potřebu opatření nebo jim dokonce zabránit.

Použití více metod ukázalo, že volby při počátečním návrhu, zejména pokud jde o konstrukční detaily, jako je orientace sloupů ve fasádách, v případě nárazu nebo výbuchu, nebo výběr konfigurace spojů, mají velký vliv na robustnost konstrukce. Na její schopnost odolávat progresivnímu kolapsu. Aktivace ocelobetonového působení mezi ocelovými nosníky a betonovými deskami poskytuje dodatečnou redistribuční únosnost a výrazně snižuje lokální poškození a riziko progresivního kolapsu.

Zejména u seizmicky namáhaných konstrukcí se ukazuje, že zásady seismického navrhování vedou k požadavkům pravidelnosti v půdorysu a výšce, spojitosti ve spojích, vodorovné únosnosti a tuhosti, lokální a globální tvárnosti. Hierarchie poruch prutů a spojů poskytuje ocelovým a ocelobetonovým konstrukcím vhodné vlastnosti z hlediska návrhu na robustnost. Pevnější sloupy poskytují lepší ochranu proti nárazu a výbuchu, zatímco nejmenší požadavky na ohyb a tažnost ve spojích mezi nosníky a sloupy zajišťují vyšší únosnost při ztrátě sloupu.

U styčniců, prokázalo se, že jejich chování silně ovlivňuje celkovou odezvu konstrukce. Je třeba respektovat doporučení pro jejich navrhování v kap. 2.2.3, která umožňují zajistit tažnost a deformační kapacitu styčniců.

Výsledky ukázaly, že některé zatěžovací scénáře mohou vést ke značnému poškození a částečnému progresivnímu kolapsu. Například u prutových soustav a kloubovými styčnicí vystavených scénáři ztráty sloupu. V případech jsou pro styčnicí s částečnou únosností dobrou alternativou, neboť umožňují jednoduché metody analýzy uvažující klouby. Doporučením v části 2.2.3 se zaručí tažnost styčniců. Lze těžit z dodatečné odolnosti, kterou styčnicí poskytují v případě výjimečných událostí.

Metodami alternativní dráhy zatížení bylo prokázáno, že tahová namáhání získaná podle normy EN 1991-1-7 jsou menší získána pomocí pokročilejších metod. Předpokládá se explicitní simulace ztrát sloupů. To potvrzuje, že cílem normativní metody není předpovídat zatížení spojená se scénářem ztráty sloupu, ale zajistit nejmenší úroveň spojitosti konstrukce.

Normativní postup nemusí být dostatečnou zárukou toho, že konstrukce vydrží ztrátu sloupu. Řešení lze ověřit analyticky nebo numericky, jak je doloženo v monografii.

Pro experty z praxe je analytický přístup alternativou k plně numerickému, který vyžaduje modely metodou konečných prvků a znalosti o jejím použití.

Přílohy

A.1 Únosnost styčnicku při kombinaci zatížení ohybovým momentem a osovou silou

Na základě statické věty lze předpovědět únosnost přípoje při porušení pomocí rovnováhy mezi vnějšími působícími silami a vnitřními silami. Pokud je přípoj namáhán kombinací M a N , rovnice rovnováhy se vyjádří jako:

$$\begin{aligned}M &= \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i \\ N &= \sum_{i=1}^n F_i\end{aligned}\tag{48}$$

kde F_i je síla v řadě i a h_i je rameno síly; rameno se získá výpočtem svislé vzdálenosti mezi uvažovanou řadou šroubů a osou nosníku, tj. osou, kde se uvažuje působíště sil M a N (h_i je kladné pro řady šroubů umístěné nad osou nosníku).

ohybový moment a osová síla jsou ve vztahu prostřednictvím excentricity e , kde N je kladná pro tahové namáhání a kladný ohybový moment M je zobrazen na obrázku 135, který se vyjádří ze vztahu:

$$M = e \cdot N\tag{49}$$

A.1.1 Únosnost skupiny šroubů

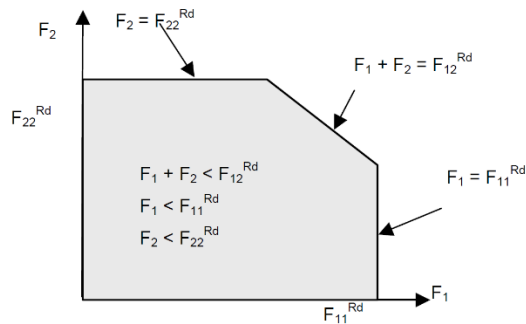
Únosnost řady šroubů se považuje za rovnou únosnosti nejslabší komponenty aktivní v uvažované řadě. Aby byla respektována statická rovnováha, nemá být únosnost nikdy překročena. To je jednoduché, pro individuální únosnost řad šroubů, ale je obtížnější, když je řada šroubů součástí skupiny šroubů, viz kapitola 2.

V modelu je každá skupina řad šroubů $[m, p]$, která je součástí skupiny šroubů, studována jako ekvivalentní fiktivní řada s ekvivalentním ramenem a únosností skupiny šroubů rovnou únosnosti nejslabší složky. Kritérium únosnosti lze pro každou řadu šroubů, která je součástí skupiny $[m, p]$, pro jakoukoli komponentu α , zapsat následovně:

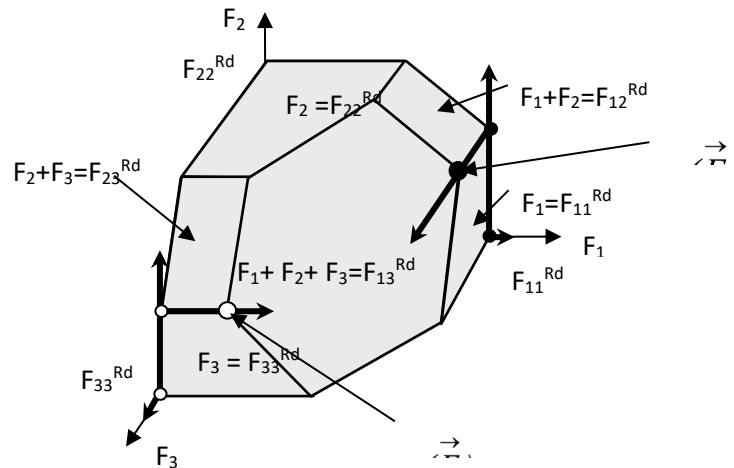
$$\sum_{i=m}^p F_i \leq F_{mp}^{Rd \alpha} \quad m=1, \dots, n \quad \text{a pro každou hodnotu } m, p \text{ se pohybuje od } m \text{ po } n\tag{50}$$

kde $F_{mp}^{Rd \alpha}$ je únosnost skupiny $[m, p]$ pro komponentu α stanovenou podle EN 1993-1-8. Pokud je m rovno p , pak $F_{mp}^{Rd \alpha}$ je individuální únosnost pro komponentu α v řadě šroubů m . Takové kritérium únosnosti lze odvodit pro každou ze základních komponent řady a konečná únosnost skupiny řad $[m, p]$, označená F_{mp}^{Rd} , je pak definována jako nejmenší z hodnot $F_{mp}^{Rd \alpha}$.

Toto kritérium je znázorněno na obrázku 133 a je použito pro styčnick se dvěma řadami šroubů. Použití kritéria pro styčnick se třemi řadami šroubů, označené 1, 2 a 3, je uvedeno na obrázku 134. Obecněji řečeno, schémata pokrývají případy, které se vyskytují v styčnicku s n řadami šroubů, u nichž je řada šroubů součástí skupiny ve dvou nebo třech po sobě jdoucích řadách.



Obrázek 133.. Interakce mezi dvěma řadami šroubů



Obrázek 134.. Interakce mezi třemi řadami šroubů a definice únosnosti F_{jRd} – Skupina tří řad šroubů a postupné kroky pro posouzení únosnosti styčnicku (černé a bílé tečky).

A.1.2 Interakce sil ve styčnicku

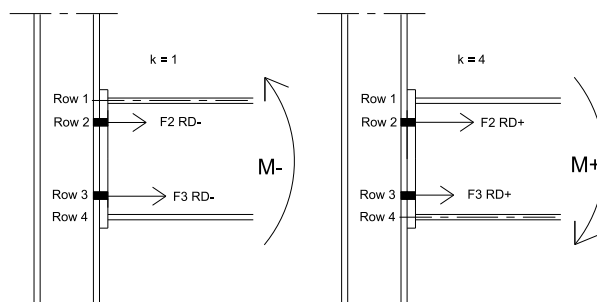
Únosnost pro kombinaci M-N je získána na základě kritéria porušení a dána vztahem:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c \quad (51)$$

V rovnici se hodnota k mění od 1 do n , kde n představuje celkový počet řad šroubů a k označuje číslo konkrétní řady, kde se předpokládá umístění plastické neutrální osy pro výpočet bodů křivky interakce M-N (mezi těmito body křivky interakce M-N prochází plastická neutrální osa z jedné řady do další řady). S měnící se hodnotou k se mění rozložení sil mezi řadami šroubů (při zachování rovnováhy) a tak se získají dvojice hodnot M-N. Pro každou polohu plastické neutrální osy lze získat dvě rozložení sil (a) část nad plastickou neutrální osou je v tlaku a část pod osou je v tahu a b) část nad plastickou neutrální osou je v tahu a část pod osou je v tlaku) pomocí rovnice (51). Tato rovnice je definována tak, aby se dosáhlo největší únosnosti v ohybu s přijetím optimalizovaného rozložení vnitřních sil mezi aktivované řady a s přihlédnutím k možnému působení řady šroubů ve skupině šroubů, jak je vysvětleno níže.

K výrazu se přiřadí dvě hodnoty únosnosti F_i^c ke každé řadě šroubů i (F_i^{Rd+} and F_i^{Rd-}) s cílem získat největší absolutní hodnotu ohybové únosnosti prostřednictvím maximalizací sil v řadách šroubů, které jsou nejvzdálenější od řady k , jak je znázorněno na obrázku 135 pro styčnick se dvěma řadami šroubů. Předpokládejme, že ve styčnicku je únosnost dvou řad šroubů v tahu řízena komponentou čelní deska v ohybu a že odpovídající únosnost skupiny šroubů je rovná 100 kN a je menší než součet jednotlivých únosností každé ze dvou řad šroubů ($2 \cdot 60 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$). Na obrázku 135 jsou uvažovány dvě situace,

ve kterých je $k=1$ až $k=4$. Je znázorněno rozložení tahových sil ve dvou řadách šroubů. Pokud je k rovno 4 a na styčnick působí kladný moment, znamená to, že únosnost horní řady šroubů F^{2Rd+} je rovna 60 kN a únosnost spodní řady šroubů F^{3Rd+} je rovna 40 kN (= 100 kN – 60 kN), přičemž pokud je $k = 1$ a na styčnick působí záporný moment, únosnost horní řady šroubů F^{2Rd-} je rovna 40 kN a únosnost spodní řady šroubů je rovna 60 kN. Takový postup je znázorněn na obrázku 134 pro styčnick, ve kterém se skupinu šroubů tvoří tři řady šroubů. Černé tečky ukazují postupné kroky k určení F_i^{Rd+} s ohledem na únosnost skupiny řad šroubů, zatímco bílé tečky znázorňují kroky k určení F_i^{Rd-} . V souladu s tím mohou být F_i^{Rd+} a F_i^{Rd-} definovány jako největší (nebo nejmenší v případě záporných hodnot) únosnost řady šroubů i při kladných a záporných momentech s ohledem na únosnost skupiny řad šroubů a maximalizaci únosnosti.



Obrázek 135. Příklad rozložení sil ve styčnicku

Kritérium interakce mezi ohybovým momentem M a osovou silou N při porušení je zajištěno sadou $2n$ rovnoběžných úseček; sklon každé z $2n$ rovnoběžných úseček se rovná hodnotě ramena síly h_k a podél úseček se síla F_k pohybuje mezi 0 na jednom konci a únosností řady na druhém konci.

Použití rovnice (51) může být zapsáno jako:

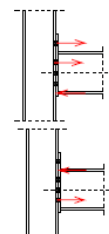
$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c$$

$$\text{either } \left. \begin{array}{l} F_i^c = \max(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \min(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{ tension in the rows at the top (M}^+\text{)}$$

$$\text{or } \left. \begin{array}{l} F_i^c = \min(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \max(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{ tension in the rows at the bottom (M}^-\text{)}$$

$$\text{with } F_i^{Rd+} = \min(F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=m \\ i \neq up, lo}}^{i-1} F_j^{Rd+}, m = 1, \dots, i) \text{ for } i < k \text{ and } F_i^{Rd+} = F_i^{Rd} \text{ for } i = up, lo > k$$

$$F_i^{Rd-} = \min(F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=i+1 \\ i \neq up, lo}}^m F_j^{Rd-}, m = i, \dots, n) \text{ for } i > k \text{ and } F_i^{Rd-} = F_i^{Rd} \text{ for } i = up, lo < k$$



Neduktilní chování některých komponent může vést ke snížení únosnosti styčnicku. Způsob, jak odpovídajícím způsobem upravit křivku interakce $M-N$, je vysvětlen v (Demonceau a kol., 2019), stejně jako způsob hodnocení elastické tuhosti přípoje pro namáhání M a N .

Konečně, odezva styčnicku vystaveného osovým silám se je případ, pro který lze použít výše uvedený výpočetní postup.

A.2 Zajištění dostatečného natočení kloubových styčniců

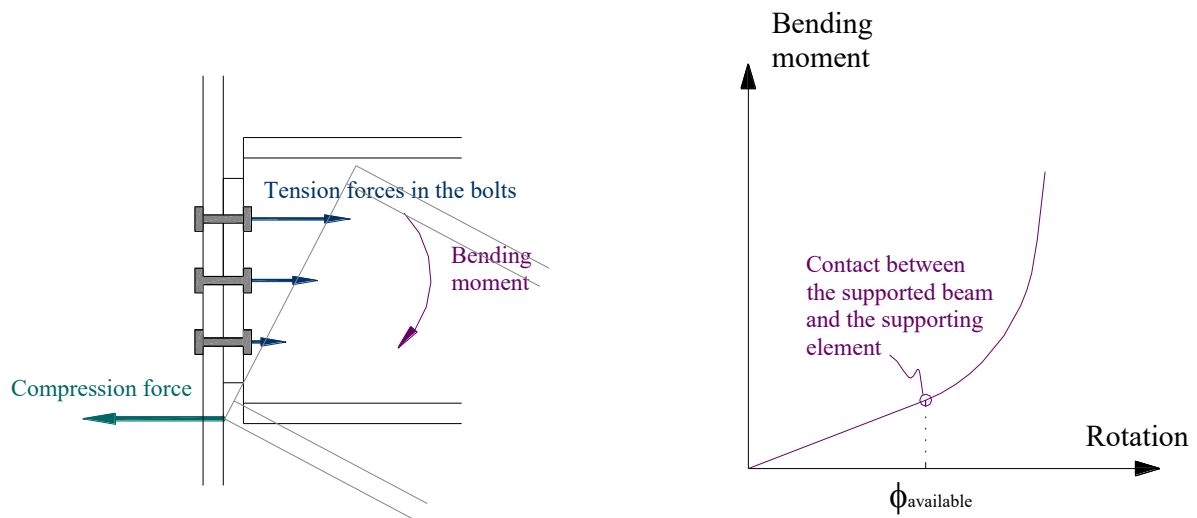
A.2.1 Styčnicí s krátkou čelní deskou

Pro rotaci bez zvýšení ohybového momentu je třeba zabránit kontaktu mezi spodní pásnicí nosníku a nosným prvkem. Je třeba, aby výška h_p čelní desky byla nižší než výška stojiny nosníku, obrázek 136:

$$h_p \leq d_b \quad (52)$$

kde d_b je výška stojiny nosníku.

Pokud dojde ke kontaktu, vznikají tlakové síly v místě kontaktu nosníku a sloupu. Tlakové síly jsou vyrovnány tahovými silami ve šroubech a vzniká velký ohybový moment, viz obrázek 136.



Obrázek 136. Kontakt nosníku a sloupu a rozvoj ohybového momentu ve styčnicí

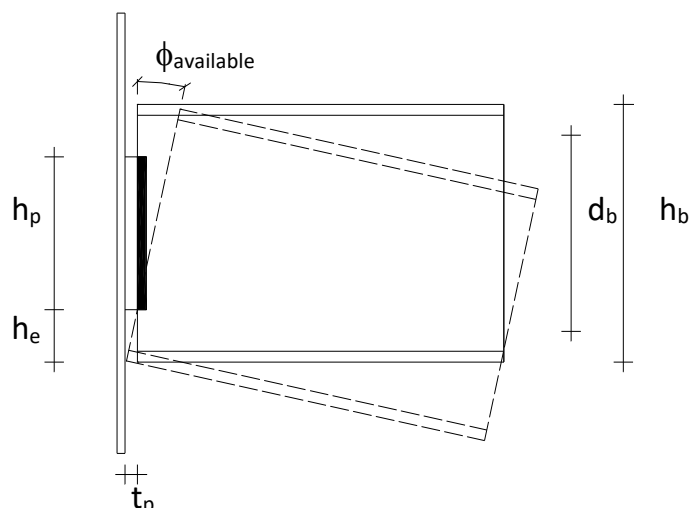
Natočení, při kterém dojde ke kontaktu, závisí na geometrických charakteristikách nosníku a čelní desky a na deformaci komponent styčnicí.

Pro odvození jednoduchého kritéria pro ověření rizika kontaktu se předpokládá, viz obrázek 137:

- nosný prvek/sloup je nedeformovaný;
- střed otáčení nosníku je umístěn na dolním okraji krátké čelní desky.

Na základě předpokladů je odvozena bezpečná (tj. dolní mez) hodnota možného natočení styčnicí $\phi_{available}$:

$$\phi_{available} = \frac{t_p}{h_e} \quad (53)$$



Obrázek 137. Geometrie styčnicku a příklad kontaktu nosníku a nosného prvku

Natočení styčnicku musí být větší než požadovaná rotační kapacita $\phi_{required}$, která se liší podle konstrukčního systému a zatížení. Vztah pro dostatečnou rotační únosnost styčnicku lze zapsat jako:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \quad (54)$$

Například požadovaná rotační kapacita pro nosník, délky L a momentu setrvačnosti I , prostě podepřený na koncích a vystavený rovnoměrně rozloženému zatížení p , součinitel zatížení γ v MSÚ se stanoví podle:

$$\phi_{required} = \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (55)$$

Dosazením do nerovnosti $\phi_{available} > \phi_{required}$ lze vyjádřit kritérium pro dostatečnou rotační únosnost styčnicku:

$$\frac{t}{h_e} > \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (56)$$

Podobná kritéria lze vyjádřit pro další zatížení.

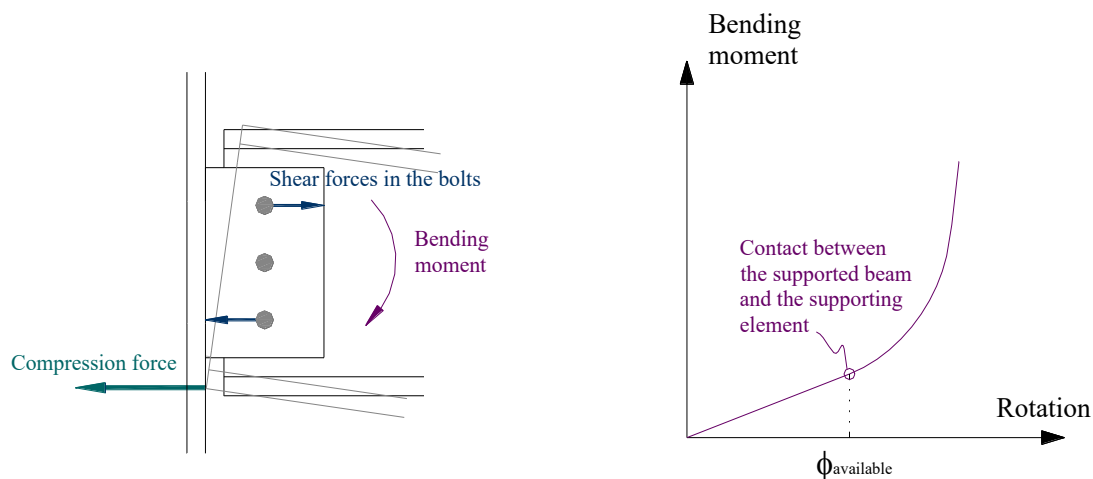
A.2.2 Styčnický s deskou na stojině nosníku

Aby se umožnilo natočení bez zvýšení ohybového momentu, který vzniká ve styčnicku, musí být zabráněno kontaktu mezi spodní pásnicí nosníku a nosným prvkem. Aby toho bylo dosaženo, výška h_p desky na stojině má být menší než výška podepřeného nosníku, obrázek 138:

$$h_p \leq d_b \quad (57)$$

kde d_b je výška stojiny nosníku.

Pokud k takovému kontaktu dojde, vyvine se v místě kontaktu tlaková síla, která je vyrovnána tahovými silami ve svarech a v desce a přídatnými smykovými silami ve šroubech.



Obrázek 138. Kontakt mezi nosníkem a sloupem a rozvoj ohybového momentu

Natočení, při kterém dojde ke kontaktu, závisí na geometrických charakteristikách nosníku a desky na stojíně, ale na momentální úrovni deformace komponent styčnicku.

Pro odvození jednoduchého kritéria pro ověření možného rizika kontaktu, které může být použito před jakýmkoli výpočtem, jsou učiněny předpoklady (viz obrázek 139):

- nosný prvek/sloup a deska na stojíně jsou nedeformované;
- střed otáčení nosníku je umístěn v těžišti sestavy šroubů.

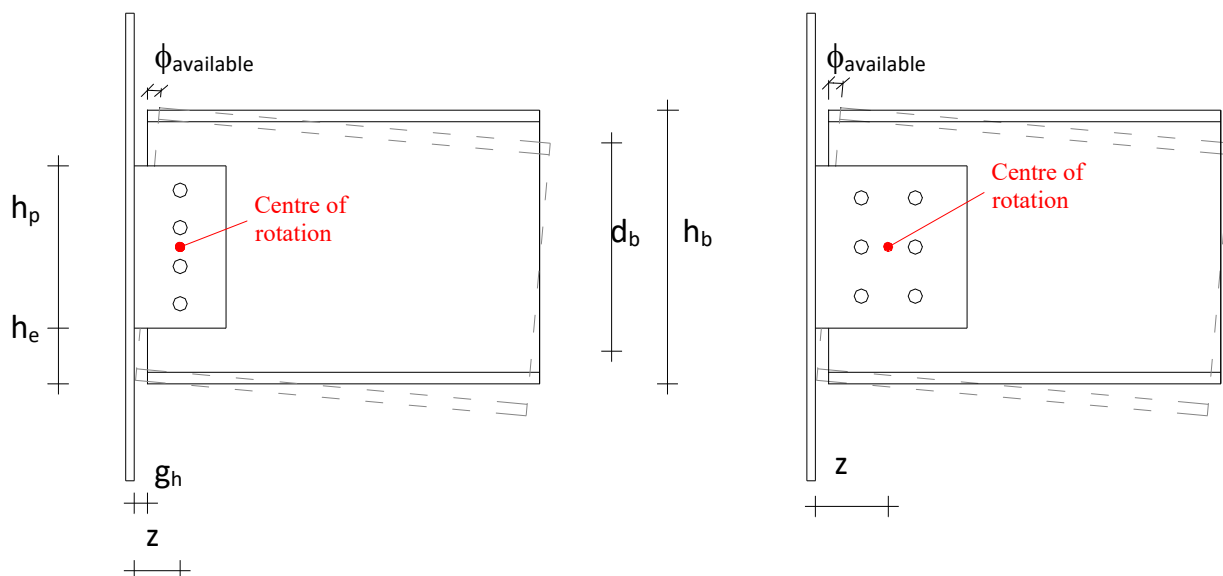
Na základě předpokladů je odvozena hodnota tažného natočení styčnicku $\phi_{available}$:

pokud
$$z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2} :$$

$$\phi_{available} = \infty$$

jinak

$$\phi_{available} = \arcsin\left(\frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}}\right) - \arctg\left(\frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e}\right)$$



Obrázek 139. Geometrie styčnicku a příklad kontaktu mezi nosníkem a nosným prvkem/sloupem

Možné natočení styčnicku musí být větší než požadovaná rotační kapacita $\phi_{required}$, která se liší podle konstrukčního systému a zatížení. Jednoduché kritérium zajišťující dostatečnou rotační únosnost styčnicku lze zapsat jako:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \quad (58)$$

A.3 Tažnost styčnicků s čelní deskou s částečnou únosností

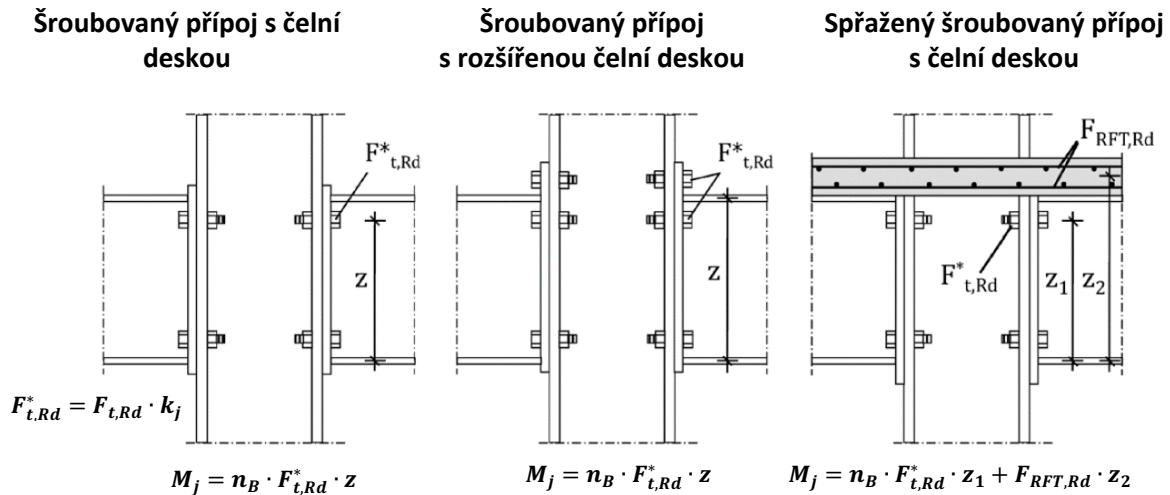
V části 2.2.3.2 je uvedeno, že postup podle (Röfle, 2013) poskytuje zjednodušenou metodu pro odvození momentové únosnosti ocelových a ocelobetonových styčnicků s čelní deskou a konstrukční kritéria pro návrh vysoce duktilních styčnicků, viz tabulka 3. Jiná porušení komponenty, než porušení v tahu jsou vyloučena. V části věnované aplikaci metody jsou uvedena kritéria tažnosti pro T-profil.

Metoda předpokládá, že součin síly v tahu šroubů a ramena síly je charakteristikou, která popisuje momentovou únosnost styčnicků. Další parametry, které mají vliv na momentovou únosnost styčnicků, jsou brány v úvahu opravného součinitelem. Vzorec pro výpočet plastické momentové únosnosti je popsán rov. (59). Pro rameno síly se předpokládá, že výslednice tahových osových sil působí v těžišti šroubů v tahu a výslednice tlakových sil působí v těžišti pásnice nosníku v tlaku. Metoda byla vyvinuta s využitím experimentálních výsledků (Kuhlmann a kol., 2008) a numerických analýz v (Röfle, 2013). Metoda byla ověřena pomocí analytických rovnic metody komponent a poskytuje hodnoty na bezpečné straně ve srovnání s hodnotami metody komponent.

Ocelový přípoj s čelní deskou je standardní konfigurací přípoje, pro kterou byla metoda vyvinuta. Lze jej dodatečně použít pro ocelové přípoje s rozšířenou čelní deskou a ocelobetonové spřažené přípoje se 3 řadami šroubů, viz obrázek 140. Pro ocelové přípoje s rozšířenou čelní deskou se uvažuje výhradně s případem, kdy dvě horní řady šroubů jsou symetricky umístěny nad a pod pásnicí nosníku. Pro aplikaci modelu by měla být splněna určitá pevnostní, geometrická a konstrukční kritéria. Metoda je platná za následujících podmínek:

- Únosnost šroubu má být nejslabší komponentou v přípoji;
- $M_{j,pl,Rd} < 0,7 M_{b,pl,Rd}$;
- Jedna řada šroubů se použije pro jednu pásnici nosníku;

- Pro přípoje s rozšířenou čelní deskou se použije jedna řada šroubů nad pásnicí nosníku;
- V jedné řadě šroubů jsou dva šrouby;
- Tloušťka čelní desky nemá překročit 90% tloušťky pásnice sloupu: $t_{EP} \leq 0,9 t_{fc}$.



Obrázek 140. Konfigurace styčnicků pro zjednodušenou metodu (Rölle, 2013)

Plastická momentová únosnost ocelového styčnicku je dána vztahem:

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z \quad (59)$$

kde $F_{t,Rd}$ je únosnost šroubů v tahu (návrhová hodnota), k_j je součinitel zohledňující vliv parametrů na momentovou únosnost styčnicku, α je součinitel podle EN 1993-1-8, z je rameno a n_B je počet šroubů v tahu.

Pokud jde o sprážené ocelobetonové styčnicku, vzorec pro výpočet plastické momentové únosnosti se liší od rovnice (59) přidáním příspěvku, který zohledňuje sílu v ocelové výztuži a je dán následovně:

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2 \quad (60)$$

Kde $F_{T,RFT,Rd}$ je únosnost ocelové výztuže v tahu (návrhová hodnota) a z_2 je rameno viz obrázek 140.

Tato metoda zajišťuje, že rozhodující komponentou je T-průřez a že na základě kritérií tažnosti dojde k 2. způsobu porušení. V rámci diplomové práce (Rölle, 2013) bylo prokázáno, že za předpokladu vyztužené prutové konstrukce je splněn požadavek na rotaci $\phi_{available} / \phi_{required}$. To je ukázáno v (Keller a kol., 2021).

A.3.1 Použití zjednodušené metody (Rölle, 2013)

Postupný postup pro aplikaci zjednodušené metody podle Rölleho pro tři konfigurace styčnicků (i) ocelový přípoj s čelní deskou, (ii) ocelový přípoj s rozšířenou čelní deskou a (iii) ocelobetonový sprážený přípoj s čelní deskou lze popsat ve 3 krocích.

1. Kontrola rozsahu průřezu sloupu
2. Definice rozsahu přípustné tloušťky T-profilu – kritéria tažnosti T-profilu
3. Odvození momentové únosnosti

Kroky jsou uvedeny pro každou konfiguraci:

- i. Ocelový přípoj s čelní deskou

Krok 1

Tabulka 6. Rozsah – průřez sloupu	
Stojina sloupu v tlaku	$\frac{\sqrt{h_c} \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7,0$
Stojina sloupu v tahu	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Stojina sloupu ve smyku	$t_{wc} > 1,12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Krok 2

Tabulka 7. Kritéria tažnosti pro T-profil	
Dolní mez (smyková únosnost při protlačení)	$t_{EP} \geq 0,186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$
Horní mez (tažnost) - Vyztužený T-profil (s čelní deskou)	$t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right) \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2,0d_B}}}$
Pro $0,9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ – Nevyztužený T-profil (s pásníci sloupu)	$t_{fc} \leq 0,4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2,5d_B}}$

Krok 3

Tabulka 8. Model pro momentovou únosnost ocelových styčnicků s čelní deskou	
Plastická momentová únosnost	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z$
Součinitel k_j	$k_{j(FEP)} = 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_2 \cdot f_{uB}}\right)^{0,25} \leq 1,0$
Únosnost šroubu v tahu	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

ii. Ocelový přípoj s rozšířenou čelní deskou

U ocelových styčnicků s rozšířenou čelní deskou se zjišťuje tloušťka čelní desky jako u styčnicků s čelní deskou. Při kontrole pro sloup a při výpočtu plastické momentové únosnosti styčnicku se postupuje takto:

Krok 1

Tabulka 9. Rozsah – průřez sloupu	
Stojina sloupu v tlaku	$\frac{\sqrt{h_c} \cdot 2 \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 10,0$
Stojina sloupu v tahu	$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Stojina sloupu ve smyku	$t_{wc} > 1,67 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Krok 3

Tabulka 10. Model pro momentovou únosnost ocelových styčnicků s rozšířenou čelní deskou	
Plastická momentová únosnost	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z$
Součinitel k_j	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Únosnost šroubu v tahu	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

iii. Ocelobetonový spřažený přípoj s čelní deskou

Pokud je tahová únosnost výztuže v účinné šířce betonové desky větší než teoretická únosnost horní řady šroubů v rozšířené části čelní desky, je třeba zkontrolovat komponentu stojina sloupu v tlaku.

Definice rozsahu hodnot pro tloušťku čelní desky se řeší podle relativní hodnoty pro přípoje s čelní deskou. Pouze 3. krok v Rölleho metodě se odlišuje. V tabulce 65 je uveden výpočet únosnosti pro Ocelobetonový spřažený přípoj s čelní deskou:

Krok 3

Tabulka 11. Model pro momentovou únosnost ocelobetonových styčnicků s čelní deskou	
Plastická momentová únosnost	$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$
Součinitel k_j	$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$
Únosnost šroubu v tahu	$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Únosnost výztuže v tahu	$F_{T,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$

Řešení vychází pro plastický ohybový moment. Pro mezní únosnost při mimořádném zatížení se upraví únosnost šroubu v tahu $F_{t,u} = A_s f_{ub}$.

A.4 Natočení styčnicků pro mezní stav únosnosti

A.4.1 Obecné principy

Mezní natočení styčnicku je prezentováno na závislosti momentu na natočení $M-\varphi$. Zde M a φ představují ohybový moment, kterému je styčník vystaven, a výsledné relativní natočení mezi připojenými prvky. Tato křivka může být získána pro styčníky v ohybu a pro styčníky vystavené složitějšímu zatížení, včetně osových sil. V případě styčnicků vystavených tahu je rotace nepodstatná a je třeba uvažovat závislost síly a deformace $N-\Delta$.

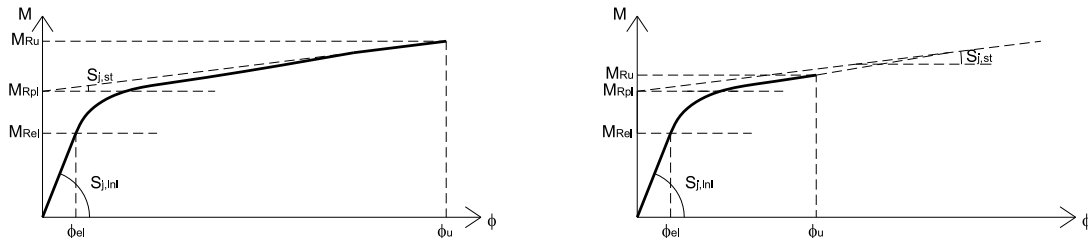
Pro robustnost rozhoduje únosnost při deformaci. je uveden obecný postup pro její stanovení. Pro přehlednost je uveden v případě styčnicku v ohybu, ale lze jej aplikovat na jakékoli jiné zatížení.

U klasických ocelových nebo ocelobetonových styčnicků ze svařovaných a šroubovaných styčnicků je tvar křivky $M-\varphi$ přibližně bilineární a může být charakterizován čtyřmi klíčovými parametry:

- počáteční tuhost $S_{j,ini}$;
- plastická ohybová únosnost M_{Rpl} ;

- rotační tuhost styčnicku v plastické oblasti $S_{j,st}$;
- mezní ohybová únosnost M_{Ru} .

M_{Ru} se významně liší od M_{Rpl} , pokud v konečném stavu nedochází k nestabilitě nebo křehkému porušení přípoje. Křivka $M-\varphi$ je bilineární, obrázek 141a. Pokud dojde k nestabilitě nebo křehkému porušení například v komponentě stojina sloupu v tlaku nebo ve šroubech v tahu M_{Ru} , který se blíží M_{Rpl} je křivka $M-\varphi$ zakulacena, obrázek 141b. Konečnou natočení při únosnost φ_u lze odvodit v průsečíku křivky $M-\varphi$ s vodorovnou čarou M_{Ru} .



a – Dobře patrný bilineární tvar odezvy

b – Méně výrazný bilineární tvar křivky

Obrázek 141. Hlavní parametry charakteristické pro pracovní diagram styčnicku $M-\varphi$

Návrhová rotační kapacita styčnicku je dána vztahem (Jaspart a kol., 2019):

$$\varphi_u = (M_{Ru} - M_{Rpl})/S_{j,st} \quad (61)$$

Hodnoty M_{Rpl} a $S_{j,ini}$ mohou být stanoveny podle EN 1993-1-8. Tuhost styčnicku v plastické oblasti $S_{j,st}$ lze stanovit podle vztahu:

$$S_{j,st} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{k^*}} \quad (62)$$

kde:

$$\sum \frac{1}{k^*} = \sum_m \left(\frac{1}{k_{i,m}} \right)_{M_{Rpl,comp,m} > M_{Rpl,limit}} + \sum_k \left(\frac{1}{k_{st,k}} \right)_{M_{Rpl,comp,k} > M_{Rpl,limit}} \quad (63)$$

k a m jsou součinitele pro výpočet a $M_{Rpl,limit} = 1,65M_{Rpl}$

Dobrý odhad mezní ohybové únosnosti styčnicku M_{Ru} lze odvodit podle následujících předpokladů:

- mez kluzu oceli f_y se nahradí mezí pevností f_u ;
- návrhová únosnost šroubu v tahu se nahradí mezní únosností šroubu v tahu (plocha šroubu krát mez únosnosti šroubu);

Nahrazení se provede ve vztazích pro vyhodnocení návrhové momentové únosnosti přípoje M_{Rpl} . Nesmí se zapomínat na rizika boulení stojiny sloupu v tlaku a pásnice nosníku v tlaku. Pokud jde o M_{Rpl} , mezní momentová únosnost M_{Ru} je spojena s mezní únosností nejslabší komponenty.

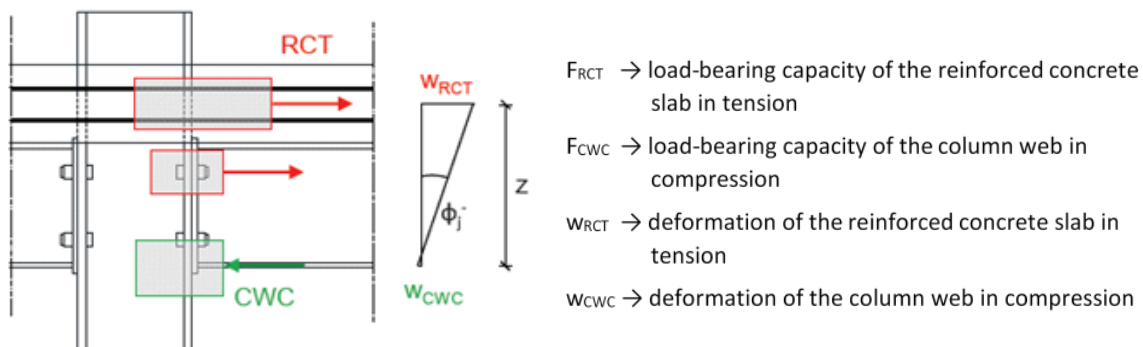
A.4.2 Zjednodušená metoda pro ocelobetonové styčnicku

V práci (Keller, 2019) jsou uvedeny zjednodušené vztahy pro predikci únosnosti při natočení ocelobetonových styčnicků, a to jak při kladném, tak záporném ohybovém momentu. Jsou založeny na experimentech v (Kuhlmann a kol., 2017) a na MKP analýzách v (Rölle, 2013) a (Keller, 2019) a na metodě komponent. Pro odvození rovnic byly uvažovány komponenty, které mají významný vliv na deformační únosnost ocelobetonových styčnicků.

Deformační kapacita styčnicků pro záporný ohybový moment

Pro ocelobetonové styčníky zatížené záporným ohybovým momentem je návrh (Keller, 2019) zohledněn v rovnici (64), přičemž uvažované komponenty spolu s příslušným ramenem jsou uvedeny na obrázku 142. Deformace částí v tahu a v tlaku jsou dány rovnicemi (65) a (66).

Hodnoty odpovídají průměrné hodnotě výsledků testu. Dílčí součinitele spolehlivosti a korekční faktory pro návrhovou úroveň jsou odvozeny v (Keller, 2019).



Obrázek 142. Celkové natočení ϕ_j^- ocelobetonového styčnicku pro záporný ohybový moment (Keller, 2019)

$$\phi_{j,available}^- = \frac{w_{RCT} + w_{CWC}}{z} \quad (64)$$

kde:

w_{RCT}	[mm]	Deformace vyztužené betonové desky (viz rovnice (65))
w_{CWC}	[mm]	Deformace stojiny sloupu v tlaku (viz rovnice (66))
z	[mm]	Vzdálenost mezi středem tlaku a těžištěm výztuže, viz obrázek 142

- $w_{RCT} = \varepsilon_{su} \cdot \kappa \cdot l_z \cdot k_M$ (65)

kde:

ε_{su}	[%]	mezní přetvoření ocelové výztuže
$\kappa = 0,49 \cdot \frac{\rho^{0,51}}{f_{ctm}^{0,34} \cdot d_r^{0,68}}$	[-]	součinitel zohledňující různé faktory
ρ	[%]	stupeň vyztužení
$l_z = 0,9 \cdot \left(\frac{h_{col}}{2} + a\right)$	[mm]	prodloužení ocelové výztuže (na jedné straně styčnicku)
h_{col}	[mm]	výška profilu sloupu
a	[mm]	vzdálenost prvního smykového trnu a pásnice sloupu
$k_M = \begin{cases} 1,00 & \rightarrow \text{pro čisté osové zatížení} \\ 0,61 & \rightarrow \text{pro záporný ohybový moment} \end{cases}$	[-]	součinitel zohledňující zatěžovací podmínky

$$w_{CWC} = \frac{M_{j,u}^-}{z \cdot k_{CWC} \cdot E} \cdot \delta_{smu} \quad (66)$$

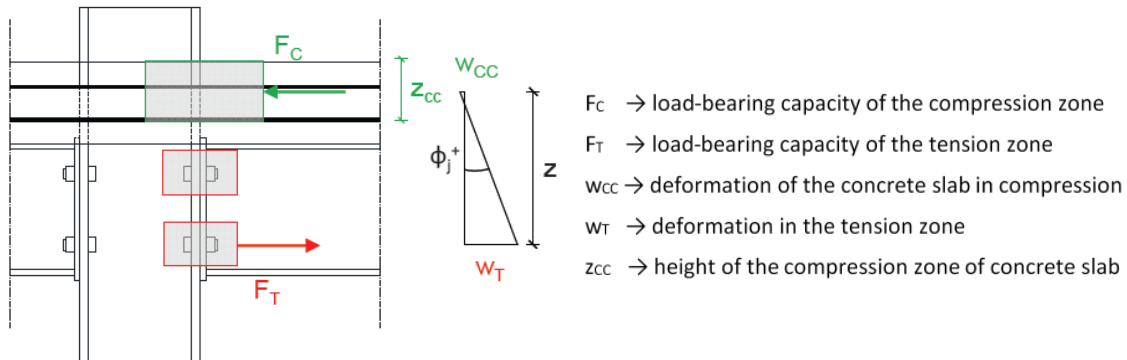
kde:

$M_{j,u}^-$	[kNm]	mezní momentová únosnost styčnicku pro záporný moment
-------------	-------	---

z	[mm]	rameno
$k_{CWC} = 0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{d_c}$	[mm]	součinitel tuhosti pro komponentu stojina sloupu v tlaku podle en 1993-1-8
$\delta_{smu} = 1,12 \cdot 10^4 \cdot \varepsilon_{smu}^{2,35}$	[-]	součinitel zohledňující přetvoření vyztužené betonové desky v tahu
$\varepsilon_{smu} = \left(\frac{W_{RCT}}{I_Z} \right)$	[-]	přetvoření vyztužené betonové desky v tahu

Deformační kapacita styčnicku pro kladný ohybový moment

Deformační kapacita styčnicků pro ohybový moment je dána rovnicí (67) a uvažované komponenty společně s ramenem a působícími silami jsou zobrazeny na obrázku 143.



Obrázek 143. Celkové natočení φ_j^+ ocelobetonového styčnicku pro kladný ohybový moment (Keller, 2019)

$$\varphi_{j,avail}^+ = \frac{w_T}{z} \quad (67)$$

kde:

$w_T = \frac{(t_{ep} + t_{cf}) \cdot f_y}{E} \cdot \delta_{pl,T}$	[mm]	deformace ocelové části styčnicku v tahu
$\delta_{pl,T} = a \cdot 1,07 \cdot 10^{-4} \cdot h_b \cdot \sqrt{m_x} \cdot \left(\frac{d_b}{t_{ep}} \right)^3 \cdot \left(\frac{m}{t_{cf}} \right)^{1,8} \cdot \left(\frac{f_{ub}}{f_y} \right)^{2,8}$	[-]	součinitel zohledňující různé faktory
$a = \begin{cases} 1,00 & \text{pro ocelové styčnický} \\ 0,65 & \text{pro ocelobetonové styčnický} \end{cases}$	[-]	součinitel pro ocelové nebo ocelobetonové styčnický
z	[mm]	rameno – vzdálenost mezi středem tlaku a řadou šroubů v tahu
m_x	[mm]	svislá vzdálenost mezi šroubem a pásnicí nosníku
m	[mm]	vodorovná vzdálenost mezi šroubem a stojinou nosníku

Alternativně (Duarte da Costa 2018) navrhuje analytický popsaný postup předpovědi únosnosti při mezním natočení ocelobetonových styčnicků vystavených záporným ohybovým momentům s aktivací výztuže S500B.

První krok spočívá ve stanovení mezního přetvoření ε_{smu} a přetvoření na mezi kluzu ε_{smy} železobetonové desky, protože účinek tahového zpevnění hraje nezanedbatelnou roli v protažení komponenty výztuž desky v tahu. Návrhové diagramy pro snadné určení ε_{smu} a ε_{smy} jsou proto uvedeny na obrázku 144.

Grafy jsou uvedeny jako závislosti třídy betonu a efektivního stupně vyztužení ρ_{eff} . Aby bylo možné určit ε_{smu} and ε_{smy} pomocí tabulek, je třeba dodržet kroky:

1. Stanoví se efektivní stupeň vyztužení ρ_{eff} s ohledem na efektivní plochu $A_{c,eff}$ betonu kolem podélné výztuže podle (EN 1992-1-1, 2005), obrázek 7.1 a odvodí se napětí při vzniku první trhliny σ_{sr1} pomocí horního grafu na obrázku 144.

2. Vynásobí se napětí při vzniku první trhliny σ_{sr1} součinitelem k_b , který se rovná k_c , jak je definováno v části 7.4.2(1) (EN 1994-1-1 2004). Tento součinitel zohledňuje lineární rozložení napětí v řezu před vznikem trhlin. Na základě se určí mezní přetvoření ε_{smu} železobetonového prvku pomocí dolního grafu z obrázku 144. Na stejném grafu určete mez přetvoření na mezi kluzu ε_{smy} železobetonového prvku.

V druhém kroku se stanoví efektivní délka styčnicku L_j podle vztahu $L_j = \frac{h_c}{2} + n \cdot 2 \cdot \frac{\emptyset}{6.4 \cdot \rho_{eff}}$

kde:

h_c je výška profilu sloupu;

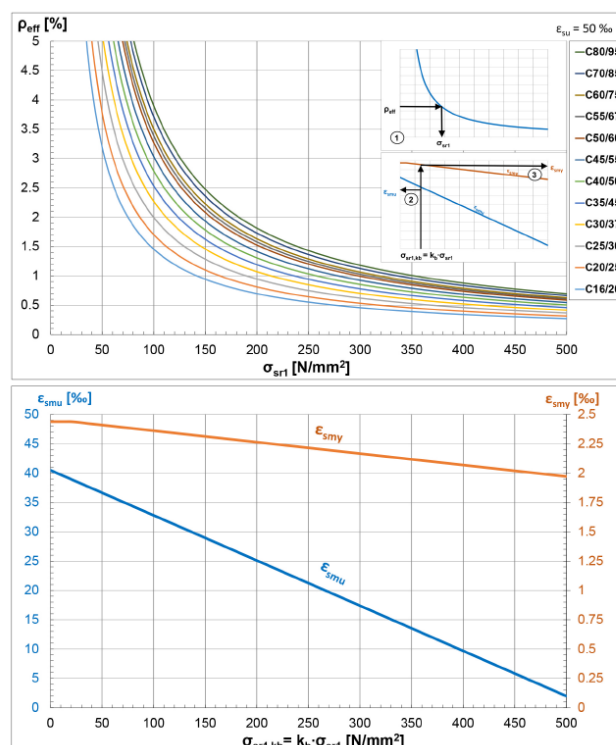
$n = 1.5$ for $1.0\% \leq \rho_{eff} \leq 1.6\%$; 2.5 for $1.6\% < \rho_{eff} \leq 1.9\%$; 3.5 for $1.9\% < \rho_{eff} \leq 2.2\%$; 4.5 for $2.2\% < \rho_{eff} \leq 2.9\%$; 5.5 for $2.9\% < \rho_{eff} \leq 3.5\%$;

\emptyset průměr výztuže.

V posledním kroku se vypočítá únosnosti při mezním natočení pomocí vztahu:

$$\emptyset_u = \left[\varepsilon_{smu} \cdot \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{smu} + \varepsilon_{smy}}{2} \cdot \left(L_j - \frac{h_c}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{h_r} \quad (68)$$

kde h_r je rameno mezi středem působení komponent v tlaku a výztuží.



Obrázek 144. Návrhová pomůcka pro stanovení únosnosti při mezním natočení styčnicků podle (Duarte da Costa 2018)

A.5 Únosnost styčnicků při namáhání tahem

V příloze jsou uvedena pravidla pro předpověď normálové únosnosti kloubových styčnicků, styčnicků s částečnou únosností a styčnicků sloupů.

A.5.1 Kloubové styčnický v tahu

V rámci návrhových doporučení (Jaspart a kol., 2009) byly vypracovány postupy pro odvození únosnosti v tahu běžně používaných konfigurací kloubových spojů. Jsou uvedena pravidla pro předpověď normálové únosnosti styčnicků. Je třeba zdůraznit, že řešení je omezeno na styčnický splňující požadavky z hlediska tažnosti v části 2.2.

A.5.1.1 Styčnický krátkou čelní deskou, deskou na stojině nosníku a úhelníky

Pro šrouby

n	je počet šroubů
A	plná průřezová plocha šroubu
A_s	plocha šroubu účinná v tahu
d	jmenovitý průměr šroubu
d_o	průměr otvoru pro šroub
$f_{u,b}$	mez únosnosti šroubu
$f_{y,b}$	mez kluzu šroubu

Pro svary

a	je účinná tloušťka svaru
β_w	korelační součinitel

Pro nosníky a sloupý

t	je tloušťka plechu (t_{cf} je tloušťka pásnice sloupu, t_{cw} je tloušťka stojiny sloupu, t_{bw} je tloušťka stojiny nosníku)
t_w	tloušťka stojiny nosníku
$A_{b,v}$	plná smyková plocha průřezu nosníku
$A_{b,v,net}$	oslabená smyková plocha průřezu nosníku
f_u	mez pevnosti oceli (index b_w pro stojinu nosníku, c_f a c_w pro pásnici, respektive stojinu sloupu)
f_y	mez kluzu oceli (index b_w pro stojinu nosníku, c_f a c_w pro pásnici, respektive stojinu sloupu)

Součinitele spolehlivost

γ_{M0}	je dílčí součinitel spolehlivosti pro ocelové průřezy; je roven 1,0
γ_{M2}	dílčí součinitel spolehlivosti pro oslabenou plochu, otvory pro šrouby, šrouby, svary, plechy v otláčení; je roven 1,25

Zatížení

V_{Ed}	je smyková síla ve styčnicku
----------	------------------------------

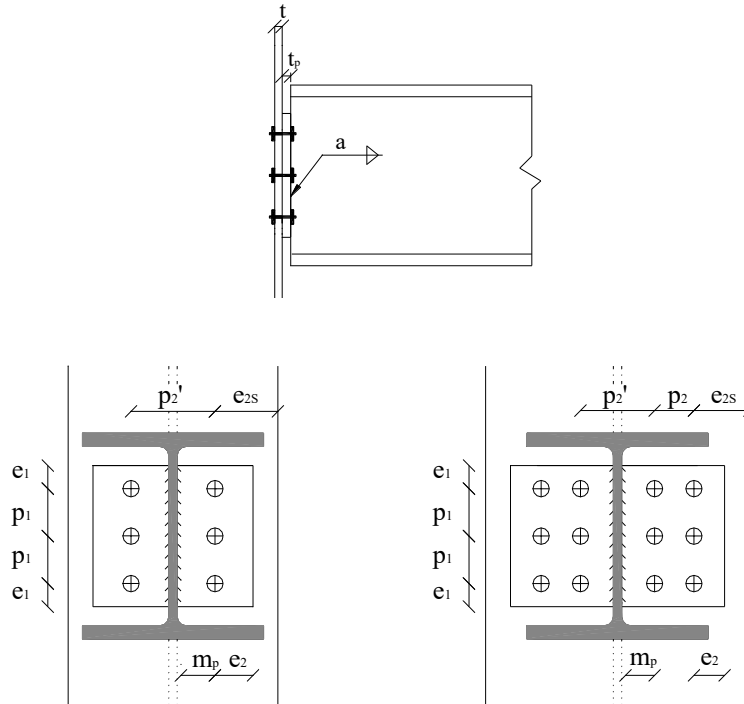
• Únosnost

V_{Rd}	je únosnost styčnicku ve smyku
$F_{v,Rd}$	návrhová únosnost ve smyku

A.5.1.2 Značení u styčnicků krátkou čelní deskou

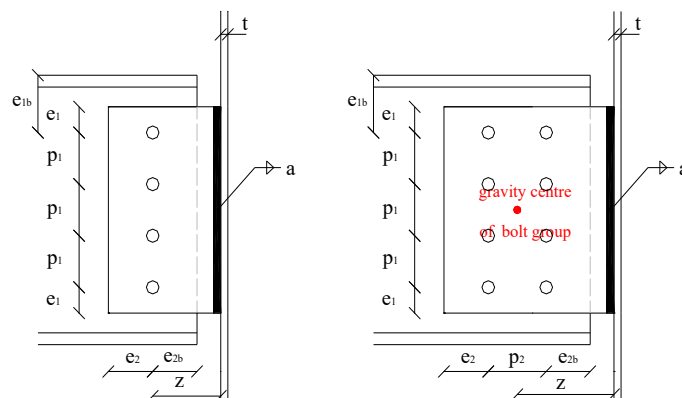
h_p	je výška krátké čelní desky
t_p	tloušťka krátké čelní desky

- A_v smyková plocha krátké čelní desky
- A_{vnet} oslabená smyková plocha krátké čelní desky
- f_{yp} mez kluzu krátké čelní desky
- n_1 počet vodorovných řad šroubů
- n_2 počet svislých řad šroubů
- e_1 vodorovná vzdálenost od konce
- e_2 svislá vzdálenost od konce
- p_1 Vodorovná rozteč
- p_2 svislá rozteč
- m_p vzdálenost mezi šroubem a kořenem svaru spojujícím čelní desku a stojinu nosníku (podle EN 1993-1-8)



Obrázek 145. Geometrie krátké čelní desky

A.5.1.3 Značení u styčnicků s deskou na stojině nosníku

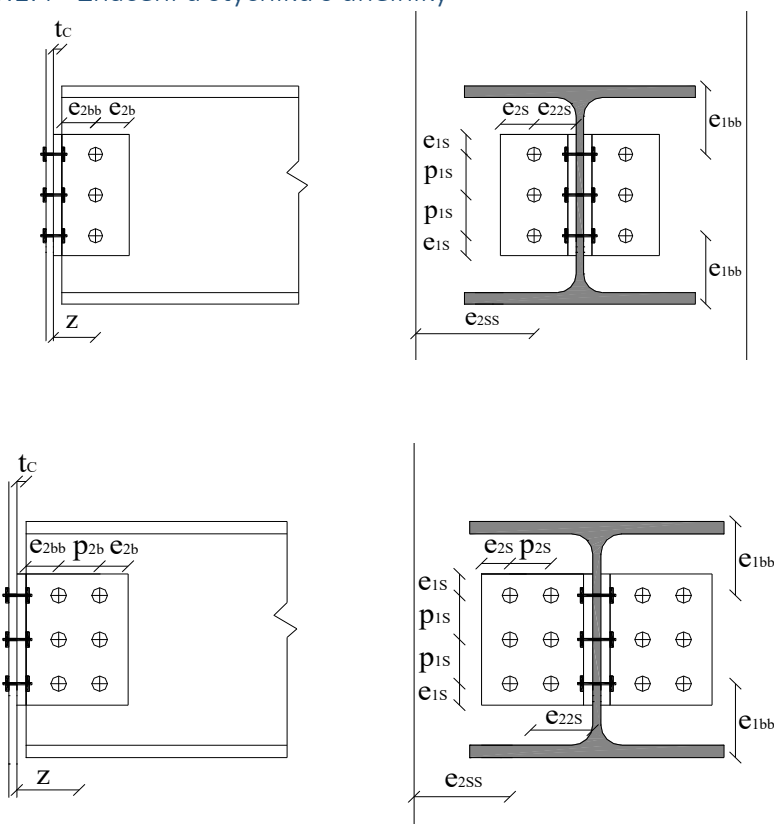


Obrázek 146. Geometrie styčnicku s deskou na stojině nosníku

h_p je výška desky

- t_p tloušťka desky
- A_v smyková plocha desky
- A_{vnet} oslabená smyková plocha desky
- f_{yp} mez kluzu desky
- n_1 počet vodorovných řad šroubů
- n_2 počet svislých řad šroubů
- e_1 vodorovná vzdálenost od konce (desky)
- e_2 svislá vzdálenost od konce (desky)
- e_{1b} vodorovná vzdálenost od konce (stojina nosníku)
- e_{2b} svislá vzdálenost od konce (stojina nosníku)
- p_1 vodorovná rozteč
- p_2 svislá rozteč
- I moment setrvačnosti

A.5.1.4 Značení u styčnicků s úhelníky



Obrázek 147. Geometrie styčnicku s úhelníky

- h_c je výška úhelníku
- t_c tloušťka úhelníku
- A_v smyková plocha úhelníku
- A_{vnet} oslabená smyková plocha úhelníku

Pro nosník

- d_{sb} je jmenovitý průměr šroubu
- d_{0sb} průměr otvoru pro šroub
- n_b celkový počet šroubů
- n_{1b} počet vodorovných řad šroubů
- n_{2b} počet svislých řad šroubů
- e_{1b} vodorovná vzdálenost od konce (úhelník)

e_{2b}	svislá vzdálenost od konce (úhelník)
p_{1b}	vodorovná rozteč
p_{2b}	svislá rozteč
e_{2bb}	svislá vzdálenost od konce (stojina nosníku)
e_{1bb}	vodorovná vzdálenost od konce (stojina nosníku)
z	rameno
i	moment setrvačnosti skupiny šroubů

Pro sloup

d_s	je jmenovitý průměr šroubu
d_{0s}	průměr otvoru pro šroub
n_s	celkový počet šroubů
n_{1s}	počet vodorovných řad šroubů
n_{2s}	počet svislých řad šroubů
e_{1s}	vodorovná vzdálenost od konce (úhelník)
e_{2s}	svislá vzdálenost od konce (úhelník)
p_{1s}	vodorovná rozteč
p_{2s}	svislá rozteč
e_{2ss}	svislá vzdálenost od konce (sloup)
e_{22s}	vodorovná vzdálenost mezi šroubem připojícím sloup a stojinou nosníku

A.5.1.5 Únosnost v tahu styčnicku s krátkou čelní deskou

KOMPONENTA	POSOUZENÍ
Šrouby v tahu	$N_{u1} = n B_{t,u}$ kde: $B_{t,u} = f_{ub} A_s / \gamma_{Mu}$
Krátká čelní deska v ohybu:	$N_{u2} = \min (F_{hp,u,1}; F_{hp,u,2})$ $F_{hp,u,1} = \frac{(8 n_p - 2 e_w) l_{eff,p,t,1} m_{u,p}}{2 m_p n_p - e_w (m_p + n_p)}$ $F_{hp,u,2} = \frac{2 l_{eff,p,t,2} m_{u,p} + n B_{t,u} n_p}{m_p + n_p}$ <p>kde $n_p = \min (e_2; 1,25 m_p)$</p> $m_{u,p} = \frac{t_p^2 f_{up}}{4 \gamma_{Mu}}$ $l_{eff,p1} = l_{eff,p2} = h_p$ <p>Tabulka s efektivními délkami pro čelní desky je v EN1993-1-5:2006. Efektivní délky v T profilu v tabulce je třeba před dosazením ve vztahu násobit počtem šroubů (2).</p>
Sloup v ohybu	$N_{u3} =$ viz EN 1993-1-8 pro pásnice sloupu (s nahrazením $B_{t,Rd}$ na $B_{t,u}$, f_y na f_u a γ_{M0} na γ_{Mu}).

Stojina nosníku v tahu	$N_{u4} = t_w h_p f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Svary	Podle doporučení v kapitole 2.2 jsou navrženy svary na plnou únosnost.
Únosnost styčnicku v tahu	$N_u = \min_{i=1 \text{ až } 4} N_{u,i}$

A.5.1.6 Únosnost v tahu styčnicku s deskou na stojině nosníku

KOMPONENTA	OVĚŘENÍ
Šrouby ve střihu	$N_{u1} = n F_{v,u}$ kde: $F_{v,u} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{Mu}$ je rovina střihu prochází částí šroubu se závitem: $A = A_s$ plocha šroubu v tahu pro třídy 4.6, 5.6 a 8.8: $\alpha_v = 0,6$ pro třídy 4.8, 5.8, 6.8 a 10.9: $\alpha_v = 0,5$ jestliže rovina střihu prochází částí šroubu bez závitu: A průřez šroubu a $\alpha_v = 0,6$
Únosnost desky v otláčení	$N_{u2} = n F_{b,u,hor}$ kde: $F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{up} d t_p / \gamma_{Mu}$ kde $\alpha_b = \min \left(\frac{e_2}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} \text{ nebo } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$
Deska v tahu Plná plocha	$N_{u3} = t_p h_p f_{up} / \gamma_{Mu}$
Deska v tahu Oslabená plocha	$N_{u4} = 0,9 A_{net,p} f_{up} / \gamma_{Mu}$ kde $A_{net,p} = t_p h_p - d_0 n_1 t_p$
Stojina nosníku v otláčení	$N_{u5} = n F_{b,u,hor}$ kde: $F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{ubw} d t_{bw} / \gamma_{Mu}$ kde: $\alpha_b = \min \left(\frac{e_{2b}}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ubw}} \text{ nebo } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$

Stojina nosníku v tahu: Plná plocha	$N_{u6} = t_{bw} h_{bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$
Stojina nosníku v tahu: Oslabená plocha	$N_{u7} = 0,9 A_{net,bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$ kde: $A_{net,bw} = t_{bw} h_{bw} - d_0 n_1 t_{bw}$
Sloup v ohybu	$N_{u8} =$ viz EN 1993-1-8 pro pásnice sloupu s nahrazením $B_{t,u}$ za $B_{t,Rd}$, f_u za f_y a γ_{Mu} za γ_{M0}
Svary	Podle doporučení v kapitole 2.2 jsou navrženy svary na plnou únosnost.
Únosnost styčnicku v tahu	$N_u = \min_{i=1 až 8} N_{u,i}$

A.5.1.7 Únosnost styčnicku s úhelníky v tahu

Seznam komponent a jejich posouzení kombinuje vztahy výše, protože dvě ramena úhelníků lze považovat za desku na stojině nosníku, která tvoří krátkou čelní desku.

A.5.2 Styčnický s částečnou únosností a spoje sloupů při zatížení tahem

Metodu komponent lze upravit pro zatížení tahem, které lze využít pro řešení metodou vazebných sil. Komponenty použité při osovém zatížení jsou obdobné komponentám při ohybu. Sestavení komponent pro předpověď návrhové osové únosnosti se upraví na:

$$N_{j,Rd} = \sum_i F_{Rd,i} \quad (69)$$

kde $N_{j,Rd}$ je návrhová únosnost styčnicku v tahu a

$F_{Rd,i}$ návrhová únosnost komponenty i aktivované pro sílu N (EN 1993-1-8, 2005).

Osovou únosnost styčnicku lze předpovědět sečtením příspěvku aktivovaných komponent. Vztah je platný tehdy, jsou-li splněna kritéria tažnosti v části 2.2.

Mezní osovou únosnost styčnicku, tj. návrhovou únosnost komponent, lze předpovědět jejich mezní únosností:

$$N_{j,u} = \sum_i F_{u,i} \quad (70)$$

kde $N_{j,u}$ je mezní únosnost styčnicku v tahu a

$F_{u,i}$ mezní únosnost komponenty i aktivované pro sílu N získanou nahrazením $B_{t,Rd}$ a $B_{t,u}$, f_y a f_u a γ_{M0} a γ_{Mu} podle pravidel v (EN 1993-1-8 2005).

A.5.3 Zjednodušená metoda pro styčnický s čelními deskami

Podle čl. A.3.1 s využitím redukčního součinitele pro čisté tahové zatížení je v (Rölle, 2013) uveden vztah pro výpočet únosnosti styčnicku, na úrovni mezní únosnosti, pro tahového namáhání:

$$N_{j,u} = k_j \cdot k_{j,T} \cdot F_{t,u} + F_{RFT,u} \quad (71)$$

kde:

$$k_j = 1,95 \left(\frac{t_{ep} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}} \right)^{0,25} \quad \text{je součinitel } k_j$$

$$k_{j,T} = \left(\left(\frac{m_x}{3,0 \cdot d_b} \right) \cdot \left(1 - \frac{m}{p} \right) \right)^{0,25} \quad \text{redukční součinitel pro zatížení tahem}$$

$$F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub} \quad \text{osová únosnost šroubu (porušení)}$$

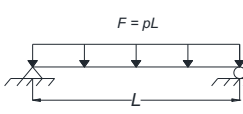
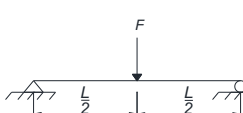
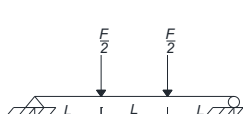
$$F_{RFT,u} = A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} \quad \text{mezní únosnost ocelové výztuže}$$

A.6 Tabulky pro konstrukce s jedním stupněm volnosti

A.6.1 Součinitele pro nosníky s jednosměrně pnutou deskou

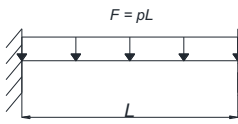
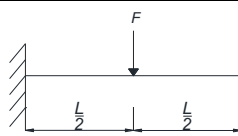
Pro nosníky a jednosměrně pnuté desky lze z tabulek určit mezní únosnost R_m , součinitel zatížení K_L , součinitel hmotnosti K_M , součinitel hmotnosti-zatížení K_{LM} , konstantu pružiny k a dynamické reakce.

Tabulka 12. Součinitele pro nosníky s jednosměrně pnutou deskou, prostě podepřený nosník (Biggs and Biggs, 1964)

Zatěžovací schéma	Napětí	Součinitel zatížení K_L	Součinitel hmotnosti K_M		Součinitel hmotnosti-zatížení K_{LM}		Největší únosnost R_m	Konstanta pružiny k	Dynamická reakce V
			Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota	Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota			
	Elastické	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{8M_P}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$0,39R_m + 0,11F$
	Plastické	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{8M_P}{L}$	0	$0,38R_m + 0,12F$
	Elastické	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{4M_P}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0,78R_m - 0,28F$
	Plastické	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4M_P}{L}$	0	$0,75R_m - 0,25F$
	Elastické	0,87	0,76	0,52	0,87	0,60	$\frac{6M_P}{L}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$	$0,525R_m - 0,025F$
	Plastické	1,0	1,0	0,56	1,0	0,56	$\frac{6M_P}{L}$	0	$0,52R_m - 0,02F$

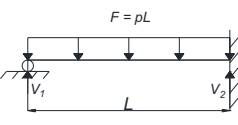
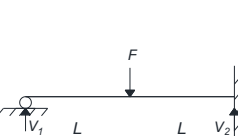
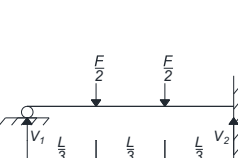
* Stejně části koncentrované hmoty jsou soustředěny při každém soustředěném zatížení.
Zdroj: Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons, U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tabulka 13. Součinitele pro nosníky s jednosměrně pnutou deskou, vetknutý nosník (Biggs and Biggs, 1964)

Zatěžovací schéma	Napětí	Součinitel zatížení K_L	Součinitel hmotnosti K_M		Součinitel hmotnosti-zatížení K_{LM}		Největší únosnost R_m	Konstanta pružiny k	Efektivní konstanta pružiny k_E	Dynamická reakce V
			Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota	Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota				
	Elastické	0,53	...	0,41	...	0,77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0,36R+0,14F$
	Elastické-plastické	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	$0,39R+0,11F$
	Plastické	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	$0,38R_m+0,12F$
	Elastické	1,0	1,0	0,37	1,0	0,37	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	$\frac{192EI}{L^3}$	$0,71R-0,21F$
	Plastické	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$	0	$0,75R_m-0,25F$

M_{Ps} je mezní moment v podpoře
 M_{Pm} mezní moment ve středu rozpětí
 *Koncentrovaná hmota je soustředěna do koncentrovaného zatížení.
 Zdroj: Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons, U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

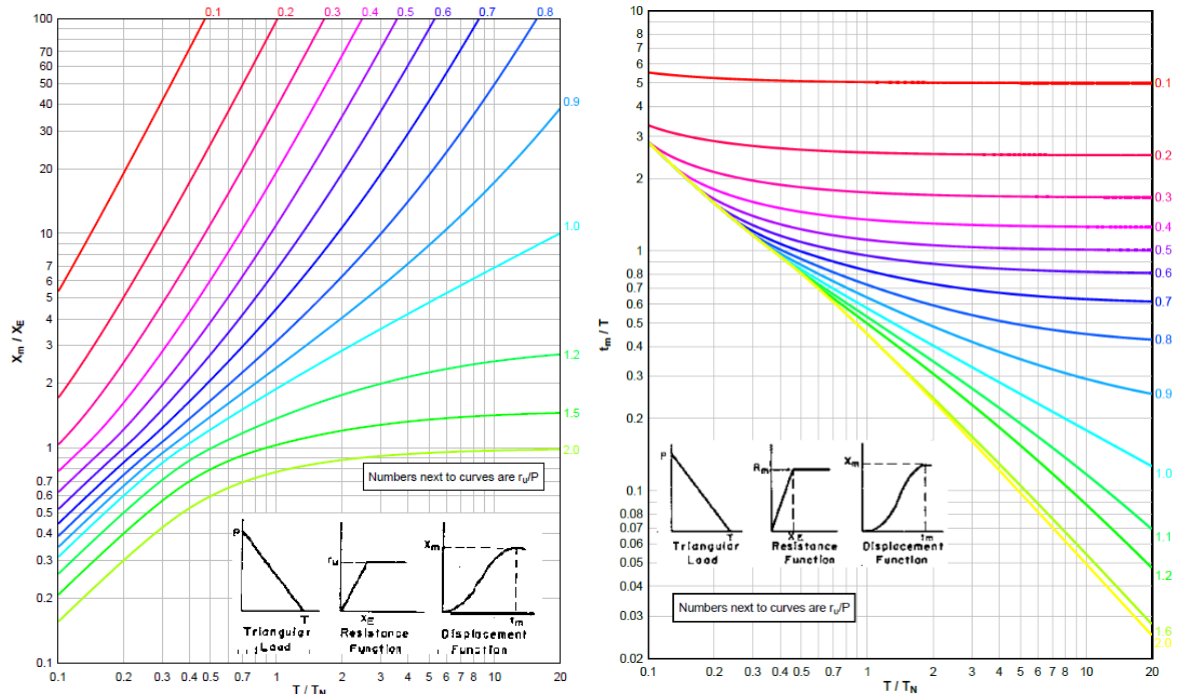
Tabulka 14. Součinitele pro nosníky s jednosměrně pnutou deskou, prostě podepřený a vetknutý nosník (Biggs and Biggs, 1964)

Zatěžovací schéma	Napětí	Součinitel zatížení K_L	Součinitel hmotnosti K_M		Součinitel hmotnosti-zatížení K_{LM}		Největší únosnost R_m	Konstanta pružiny k	Efektivní konstanta pružiny k_E	Dynamická reakce V
			Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota	Koncentrovaná hmota*	Rovnoměrná hmota				
	Elastické	0,58	...	0,45	...	0,78	$\frac{8M_{Ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	$\frac{160EI}{L^3}$	$V_1 = 0,26R+0,12F$ $V_2 = 0,43R+0,19F$
	Elastické-plastické	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$		$V = 0,39R+0,11F \pm M_{Ps}/L$
	Plastické	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0,38R_m+0,12F \pm M_{Ps}/L$
	Elastické	1,0	1,0	0,43	1,0	0,43	$\frac{16M_{Ps}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$	$V_1 = 0,25R+0,07F$ $V_2 = 0,54R+0,14F$
	Elastické-plastické	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$		$V = 0,78R-0,28F \pm M_{Ps}/L$
	Plastické	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0,75R_m-0,25F \pm M_{Ps}/L$
	Elastické	0,81	0,67	0,45	0,83	0,55	$\frac{6M_{Ps}}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$	$V_1 = 0,17R+0,17F$ $V_2 = 0,33R+0,33F$
	Elastické-plastické	0,87	0,76	0,52	0,87	0,60	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$		$V = 0,525R-0,025F \pm M_{Ps}/L$
	Plastické	1,0	1,0	0,56	1,0	0,56	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$		$V = 0,52R_m-0,02F \pm M_{Ps}/L$

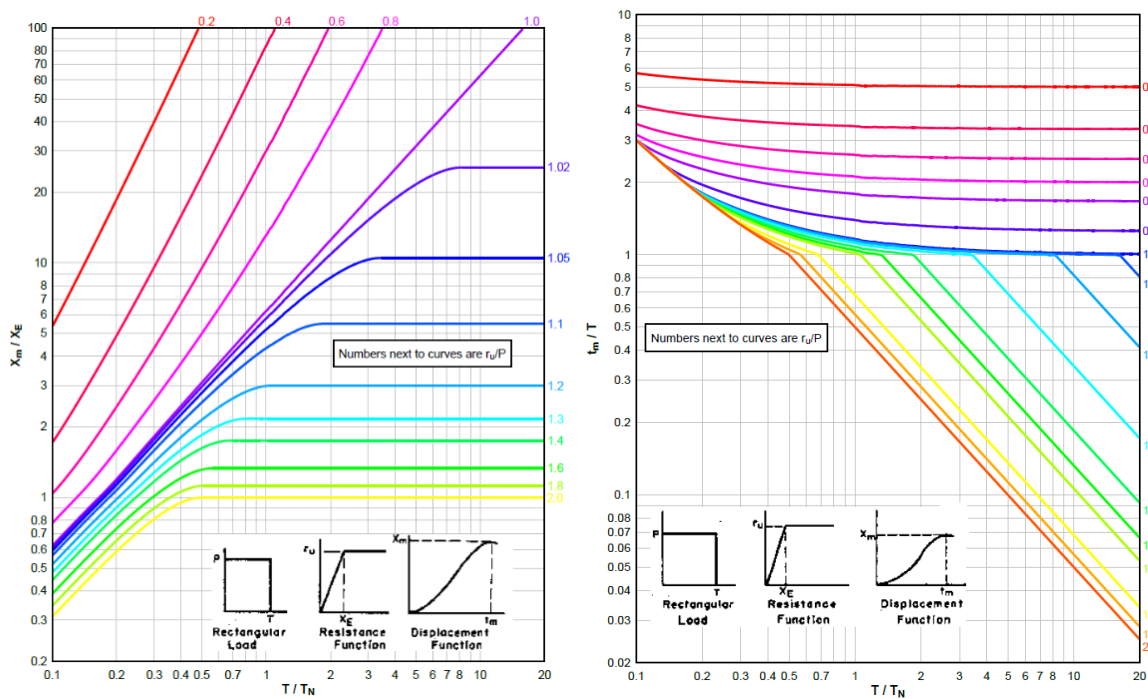
M_{Ps} je mezní ohybová únosnost v podpoře
 M_{Pm} mezní ohybová únosnost ve středu rozpětí
 * Stejně části koncentrované hmoty jsou soustředěny při každém soustředěném zatížení.
 Zdroj: Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons, U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

A.6.2 Průhyb a doba odezvy pružněplastických systémů s jedním stupněm volnosti

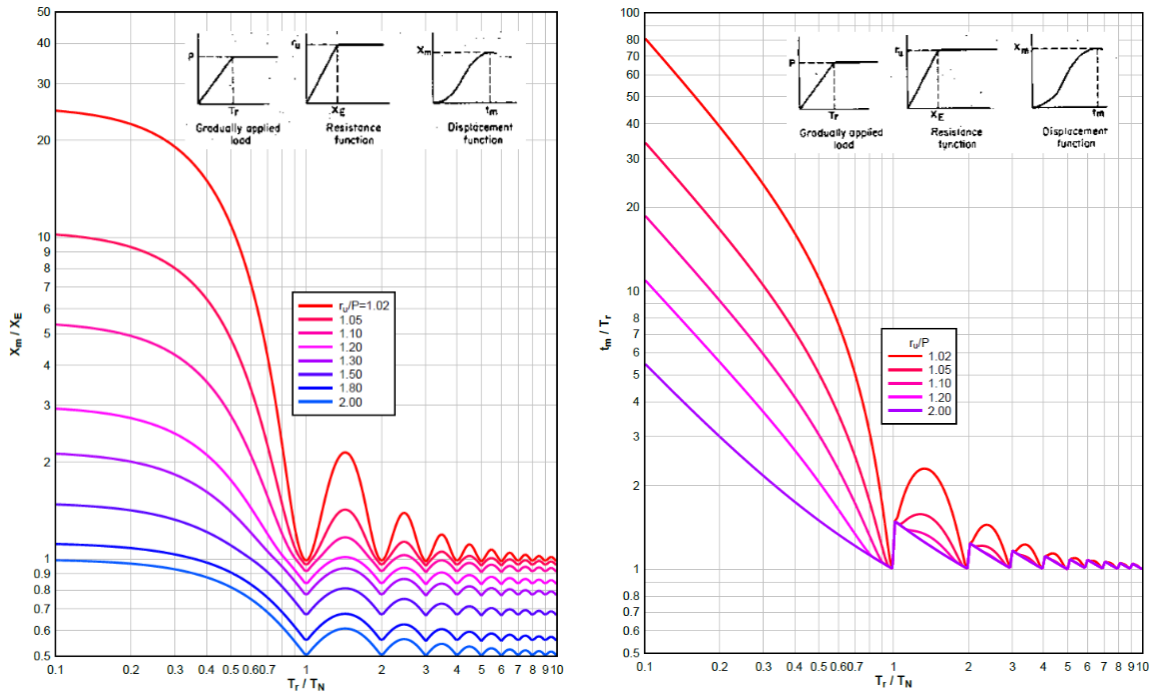
Pro stanovení odezvy systému s jedním stupněm volnosti s pružněplastickým chováním je požadovaná tažnost μ , daná poměrem γ_m/γ_e , v závislosti na poměru t_d/T_n , zobrazena grafem křivkami R_m/F_m .



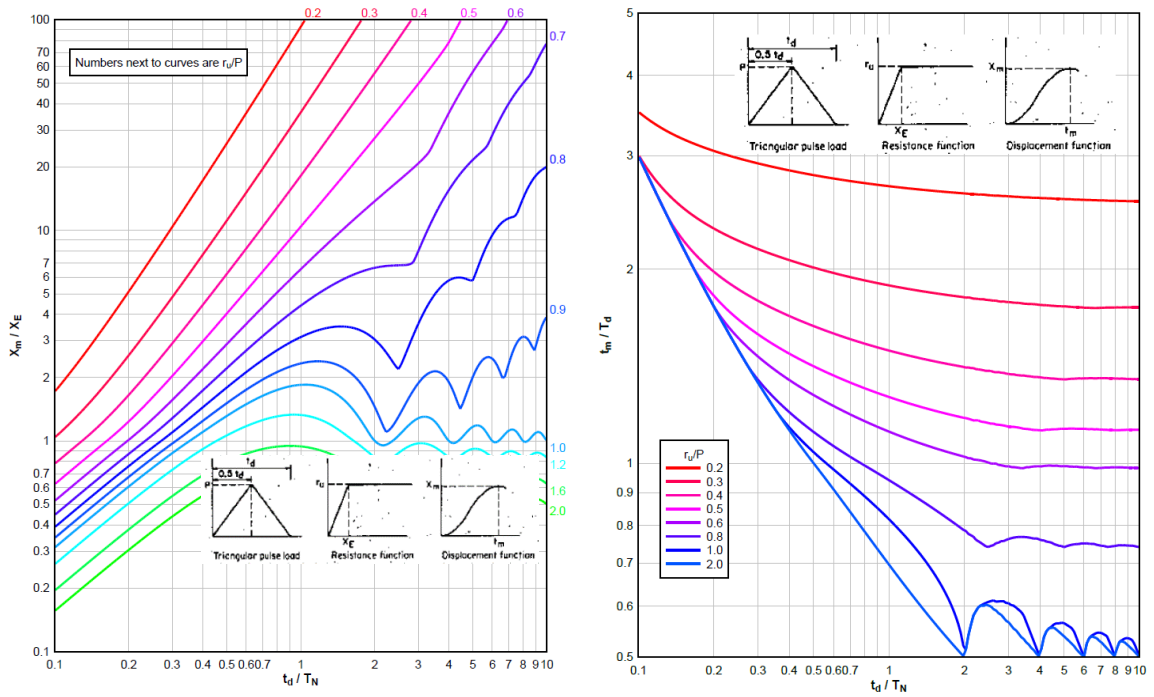
Obrázek 148. Největší průhyb (a) a největší doba odezvy (b) elastoplastického systému s jedním stupněm volnosti pro trojúhelníkové zatížení (DoD, 2008)



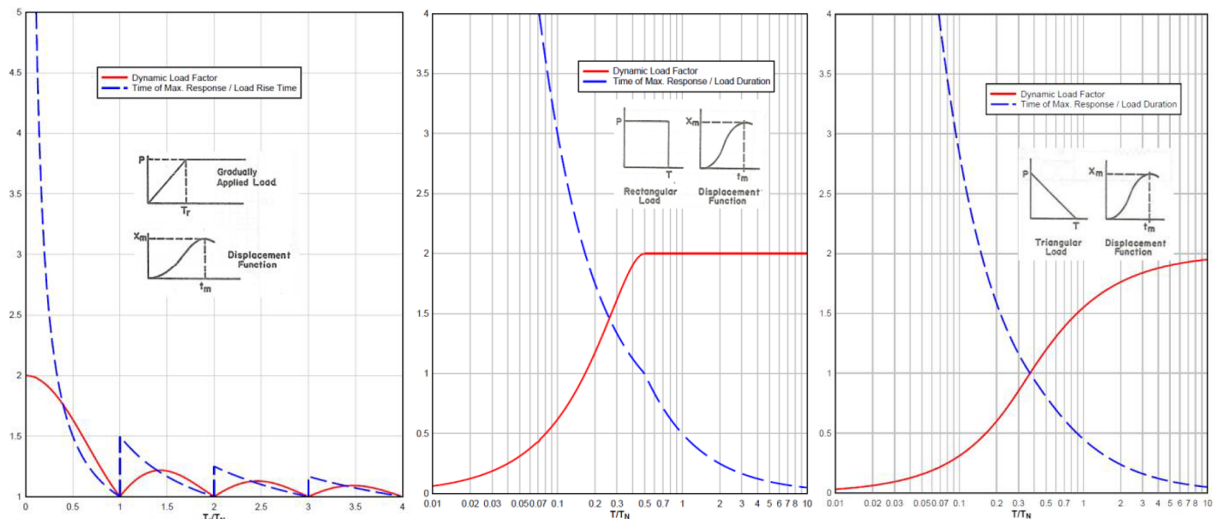
Obrázek 149. Největší průhyb (a) a největší doba odezvy (b) elastoplastického systému s jedním stupněm volnosti pro obdélníkové zatížení (DoD, 2008)



Obrázek 150. Největší průhyb (a) a největší doba odezvy (b) elastoplastického systému s jedním stupněm volnosti pro postupně zatížení



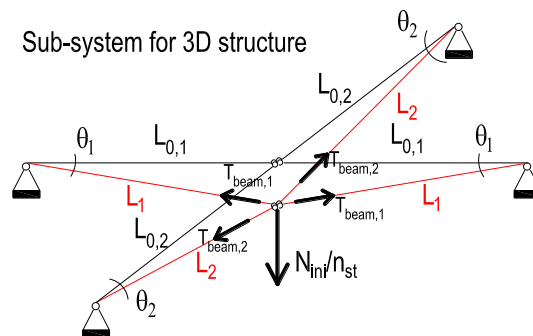
Obrázek 151. Největší průhyb (a) a největší doba odezvy (b) elastoplastického systému SDOF pro trojúhelníkové pulzní zatížení



Obrázek 152. Největší odezva pružného systému s jedním stupněm volnosti pro postupně zatížení (a), pro obdélníkové zatížení (b) a pro trojúhelníkové zatížení (c)

A.7 Zjednodušená analytická metoda pro prostorové konstrukce s kloubovými spoji

Vzorce v čl. 5.3.2.2 pro predikci membránových sil a požadovaného natočení ve styčnicku za předpokladu nekonečně tuhého diafragmatu vycházejícího z betonové desky lze rozšířit na 3D konstrukce. Pro 3D konstrukce je uvažovaný subsystém uveden na obrázku 153.



Obrázek 153. Podsystem pro 3D struktury

U subsystému lze předpovídat odezvu pomocí rovnic rovnováhy a vyjádření kompatibility posunutí. V systému je třeba určit čtyři neznámé:

$T_{beam,1}$, $T_{beam,2}$, θ_1 a θ_2 . Soustavy rovnic jsou uvedeny v tabulce 69.

Tabulka 69. Systém rovnic pro 3D konstrukce s kloubovými styčníky

	3D konstrukce s kloubovými styčníky
rov. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
rov. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
rov. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
rov. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

kde jsou geometrické parametry definovány na obrázku 153. $T_{beam,1}$ a $T_{beam,2}$ jsou tahová zatížení v nosnících v obou směrech, A_1 a A_2 jsou průřezy nosníků v obou směrech.

A.8 Pokročilý analytický přístup

Obecnější analytický přístup byl vyvinut a prezentován v (Huvelle a kol., 2015). Model umožňuje předpověď odezvy 2D prutové konstrukce s kloubovými styčnicí, nebo se styčnicí s částečnou a plnou únosností, pokud se membránové síly vyvinou během porušení sloupu v ovlivněné části.

Model je založen na definici subkonstrukce a na jejím popisu pomocí analytického vztahu, viz obrázek 154, za předpokladů:

- předpokládá se progresivní (statická) ztráta sloupu;
- plastické klouby se mohou vyvinout v průřezech nosníku nebo ve styčnicích nosníku se sloupem;
- všechny sloupy jsou vyrobeny z jediného typu průřezu a stejně tak i nosníky;
- uvažuje se ztráta vnitřních sloupů, tj. sloupů, které nejsou v rozích;
- ve zbytku konstrukce, nazývané neovlivněná část, nedochází k poddajnosti, tj. předpokládá se, že její chování je dokonale elastické.

Vliv neovlivněné části na odezvu ovlivněné se simuluje vodorovnými pružinami na každé straně každého podlaží s tuhostí K_H . Chování neovlivněné části se předpokládá jako plně elastické. Na popis je nutná tuhost. V navrhovaném modelu je jedním z hlavních parametrů ovlivňujících odezvu konstrukce chování plastické oblastí pod ohybovým momentem. Ta je vystavena ohybovému momentu a osovému zatížení, zatímco se vyvíjí membránový efekt. Poddajné oblastí jsou simulovány vícevrstevným modelem pružiny, jak je znázorněno na obrázku 154, s ideálním pružně-plastickým chováním přiřazeným každé pružině. Vícevrstevný pružinový model umožňuje uvažovat situace, při nichž vyvíjejí plastické oblastí v průřezech nosníků nebo na úrovni styčniců nosníku a sloupu metodou komponent.

Navržený analytický model spočívá v řešení soustavy N rovnic s N neznámými definovanými v tabulce 70. Rovnice byly odvozeny pomocí statické a kinematické věty. Vyjadřují rovnováhu soustavy a kompatibilitu posunutí. Systém rovnic lze řešit matematickým softwarem. Modelu lze získat:

- vertikální posun – u , zejména:
 - největší posun;
 - zbytkový posun.
- deformace na úrovni plastické oblastí;
- horizontální průhyby ovlivněné oblasti;
- vnitřní síly v systému.

Tabulka 70. Systém rovnic a neznámých pro analytický model (Huvelle a kol., 2015)

Unknowns	Number	Equations
u	1	$u = \text{input data}$
θ	n_{st}	$\sin(\theta) = u / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
δ	n_{st}	$\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta) / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
$\delta_{H,l}$	n_{st}	$\delta_{H,l}(n_{st} \times 1) = S_l(n_{st}, n_{st}) F_H(n_{st})$
$\delta_{H,r}$	n_{st}	$\delta_{H,r}(n_{st}, 1) = S_r(n_{st}, n_{st}) F_H(n_{st})$
Δ_L	n_{st}	$\Delta_L = F_H(L_0 - 2L) / (EA)$
M	n_{st}	$M = \sum F_i h_i$
F_H	n_{st}	$F_H = \sum F_i$
F_i ($i = [1:6]$)	$6 * n_{st}$	$F_i = f(\delta_i)$
δ_i ($i = [1:6]$)	$6 * n_{st}$	$\delta_i = \delta + h_i \theta$
P	n_{st}	$-0.5P(L_0 - 0.5(\delta_{H,l} + \delta_{H,r})) + F_H u + 2M = 0$
P_{tot}	1	$P_{tot} = \sum P$

kde jsou geometrické parametry definovány na obrázku 156 a

n_{st} je počet podlaží v ovlivněné části;

F_i axiální síla v každé pružině vícevrstvých modelů pružin;

δ_i prodloužení každé pružiny vícevrstvých modelů pružin;

F_H tahová síla na úrovni plastických oblastí;

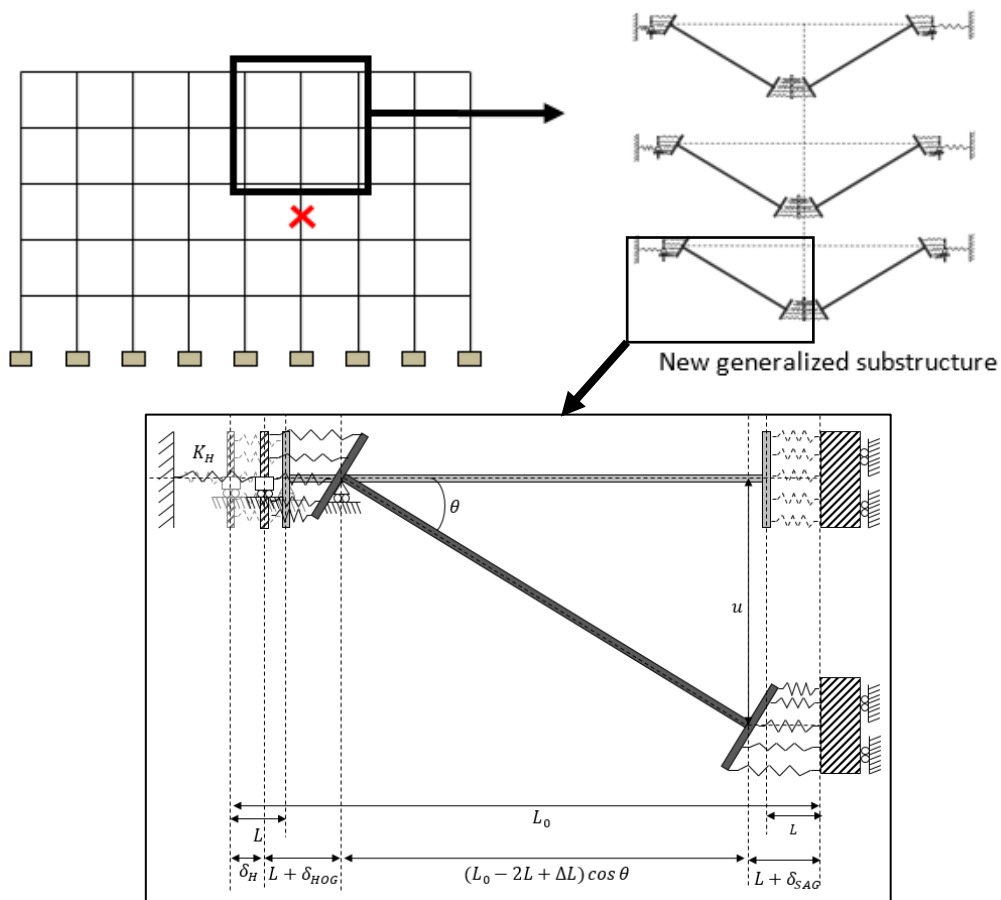
M ohybový moment na úrovni plastických oblastí;

$\delta_{H,l}$ a $\delta_{H,r}$ příslušně prodloužení vodorovné pružiny nalevo a napravo v každém podlaží;

S_l a S_r součinitele tuhosti neovlivněné části vlevo a vpravo v každém podlaží. Součinitele lze získat lineární elastickou analýzou provedenou na neovlivněné části, viz (Huvelle a kol., 2015) pro více podrobností;

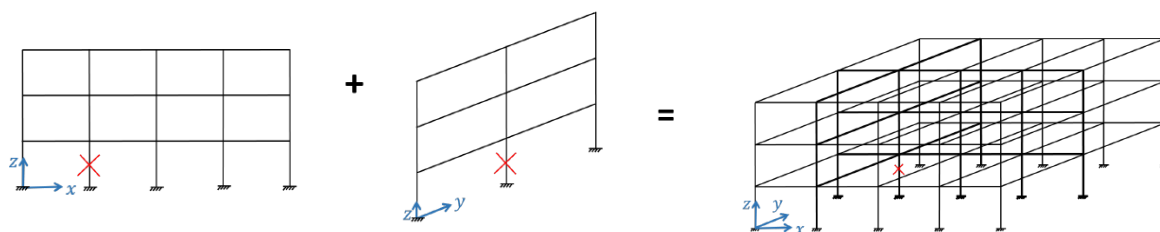
P svislé zatížení nesené každým podlažím na úrovni ztraceného sloupu;

P_{tot} zatížení spojené se ztrátou sloupu.



Obrázek 154. Definice subkonstrukce (Huvelle a kol., 2015)

V (Kulik, 2014) a (Ghimire, 2016) bylo ukázáno, jak lze model rozšířit na 3D konstrukce z lineárních prvků. Rozšíření analytického modelu spočívá v uvažování odezvy 3D konstrukce jako součtu odezvy dvou 2D soustav protínajících se na úrovni porušeného sloupu, jak je znázorněno na obrázku 155 a vyjadřujících kompatibilitu posunu v bodě ztráty sloupu.



Obrázek 155. Superpozice podélné a příčné odezvy prutové konstrukce k získání 3D odezvy (Jacques, 2019)

V ovlivněné části je ověřena velikost napětí a deformací vyplývající z analytického modelu pro největší posunutí. Jak je uvedeno v kapitole 5.1, kromě ohybových momentů se mohou v horních nosnících ovlivněné části vyvinout tlakové síly. V některých případech je potřeba zkontrolovat stabilitu nosníků v nejvyšších úrovních.

V analytickém modelu nejsou uvažovány deformační limity. V souladu s tím musí být deformační limity plastických oblastí v ovlivněné části ověřena pro největší svislý posun získaný analytickým modelem, když je P_{tot} rovno N_{inj} , viz čl. 5.3.2). V neovlivněné části musí být ověřena velikost napětí a deformací souvisejících s maximálním pozorovaným posunutím. Předpokládá se, že porušený sloup je odstraněn. Ze znalosti vnitřních sil na okrajích subkonstrukce lze vnitřní síly v neovlivněné části předpovědět pomocí zatížení na okrajích každého podlaží subkonstrukce. Neovlivněné části konstrukce se ověří podle EN1993-1-1 a EN1994-1-1. Pozornost je třeba věnovat sloupům v blízkosti porušeného sloupu, které přenáší dodatečné tlakové síly a ohybové momenty od přechodu do tažené membrány. Je třeba zkontrolovat styčníky na koncích nosníků podle EN1993-1-8 a EN1994-1-1 v neovlivněné části, protože jsou vystaveny dalším osovým silám souvisejícím s vývojem membránových sil v ovlivněné části, viz Kapitola 2.2.2.

Literatura

- Adam, J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., and Lu, X., 2018. Research and Practice on Progressive Collapse and Robustness of Building Structures in the 21st Century. *Engineering Structures* 173: 122–149.
- Alhasawi, A., Guezouli, S, and Couchaux, M., 2017. Component-Based Model Versus Stress-Resultant Plasticity Modelling of Bolted End-Plate Connection: Numerical Implementation. *Structures* 11: 164–177. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.05.004>
- Applied Science International, 2021. Extreme Loading for Structures Theoretical Manual, Version 8.
- Arup, 2011. Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. Department for Communities and Local Government, London, UK.
- ASCE, 2017a. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE, 2017b. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (No. ASCE 7-05). American Institute of Steel Construction.
- Bailey, C.G., 2001. Membrane Action of Unrestrained Lightly Reinforced Concrete Slabs at Large Displacements. *Engineering Structures* 23 (5): 470–483. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00064-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00064-X)
- Biggs, J.M., and Biggs, J., 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill College.
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997a. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997b. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Brasseur, M., Franssen, J.M., Hanus, F., Nadjai, A., Obiala, R., Pintea, D., Sanghoon, H., Scifo, A., Thauvoye, C., and Vassart, O., 2018. Temperature Assesment of a Vertical Steel Member Subjected to Localised Fire (LOCAFI). <https://doi.org/10.2777/67601>
- Burnett, E.F.P., 1975. Abnormal Loading and Building Safety. *Special Publication* 48: 141–190. <https://doi.org/10.14359/17863>
- Cadorin, J.-F., 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- CEB, 1988. Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading (CEB-Bulletin d'information, NO. 187). Comité Euro-International Du Béton. Dubrovnik, Croatia.
- CEN/TC250/SC4, 2020. N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements.
- CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts. CEN.
- CSA, 1991. Risk Analysis Requirements and Guidelines. Canadian Standards Association.
- Demonceau, J.-F. 2008. Steel and Composite Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Developmet of Membrane Effects in Beams Further to an Exceptional Action. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- Demonceau, J.-F., Cerfontaine, F., and Jaspert, J.-P., 2019. Resistance of Steel and Composite Connections under Combined Axial Force and Bending Including Group Effects: Analytical Procedures and Comparison with Laboratory Tests. *Journal of Constructional Steel Research* 160: 320–331. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.030>
- Demonceau, J.-F., D'Antimo, M., and Jaspert, J.-P., 2018. Robustness of Steel Structures Subjected to a Column Loss Scenario, in *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an*

- Integrated Vision*. Presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Ghent, Belgium. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/229100>
- Demonceau, J.-F., Huvelle, C., Comelieu, L., Van Hoang, L., Jaspard, J.-P., Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., Haremza, C., Santiago, A., da Silva, L.S., Zhao, B., Taillefer, N., Dhima, D., Gens, F., and Obiala, R., 2013. Robustness of Car Parks against Localised Fire (Robustfire). Grant Agreement Number RFSR-CT-2008-00036, Final Report, EUR. European Commission.
- Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspard, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Elghazouli, A., Khail, Z., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dubina, D., Dinu, F., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE Project - D1-2 - Background Document. RFCS Deliverable.
- Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I.M., and Neagu, C., 2015. CODEC: Structural Conception and Collapse Control Performance Based Design of Multistory Structures under Accidental Actions - Final Report. Timisoara, Romania. https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec_files/4.5.pdf
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Khalil, A., and De Iuliis, E., 2018. Factors Affecting the Response of Steel Sloupy to Close-in Detonations. In, 873–880. Editorial Universitat Politècnica de València.
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Petran, I., Pastrav, M., Sigauan, A., Ciutina, A., 2016. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss, in: *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, pp. 691–698.
- DoD, 2008. UFC 3-340-02: Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- Duarte da Costa, J., 2018. Structural properties of steel – concrete composite joints. Luxembourg, Luxembourg.
- Dubina, D., Marginean, I.M., Dinu, F., 2019. Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems. *Thin-Walled Structures* 143, 106201. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106201>
- ECCS, 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures: Eurocode 3, Part 1-8.
- Elghazouli, A., Khalil, Z., Demonceau, Marginean, I.M., Golea, T., Jaspard, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dinu, F., Jakab, D., Dubina, D., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE - D2.1 - Derivation of Practice-Oriented Design Guidelines. RFCS Deliverable.
- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., Carino, N.J., 2007. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (No. NISTIR 7396). US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- EN 1990, 2002. Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-2, 2002. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1992-1-1, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

- EN 1992 1-2, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-2, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-8, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-14, 2020. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: General rules - Design assisted by finite element analysis. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-2, 2005. Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- FEMA P-2090, 2021. Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time. Federal Emergency Management Agency.
- Ghimire, A., 2016. Robustness of 3D steel structures further to a column loss: identification of structural requirements through parametrical studies. University of Liege.
- GSA, 2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration, Washington DC, US.
- GSA, 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Rev.1. General Services Administration, Washington DC, US.
- Gudmundsson, G.V., and Izzuddin, B.A., 2010. The 'Sudden Column Loss' Idealisation for Disproportionate Collapse Assessment. *The Structural Engineer* 88 (6): 22–26.
- Hall, S., 2017. Rules of Thumb for Chemical Engineers. Butterworth-Heinemann.
- Harris, R. J., and Wickens, M. J., 1989. Understanding Vapour Cloud Explosions: An Experimental Study. Institution of Gas Engineers.
- Hognestad, E., 1953. Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal Proceedings* 49 (3): 637–656. <https://doi.org/10.14359/11842>
- Huvelle, C., Hoang, V.-L., Jaspert, J.-P., Demonceau, J.-F., 2015. Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss. *Engineering Structures* 86, 33–42. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.018>
- ICC, 2018. International Building Code (IBC). International Code Council.
- Izzuddin, B.A., 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures. *Stahlbau* 79, 556–564. <https://doi.org/10.1002/stab.201001350>
- Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* 30: 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- Jacques, M., 2019. Robustness of Steel Frames Further to a Column Loss: Development of Analytical Methods for Practitioners. University of Liege.
- Jaspert, J.P., Pietrapertosa, C., Weynand, K., Busse, E., Klinkhammer, R., Grimault, J.P., 2005. Development of a Full Consistent Design Approach for Bolted and Welded Joints in Building Frames and Trusses between Steel Members Made of Hollow and/or Open Sections-Application of the Component Method. Application of the Component Method. Draft Final Report 1.

- Jaspart, J.-P., Corman, A., and Démonceau, J.-F., 2019. Ductility Assessment of Structural Steel and Composite Joints. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/239363>
- Jaspart, J.-P., Démonceau, J.-F., Renkin, Sandra, Guillaume, M.L., 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures, First Edition. 126. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Jaspart, J.-P., and Weynand, K., 2016. Design of Joints in Steel and Composite Structures; Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-8 - Design of Joints; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 - General Rules and Rules for Building. Ernst & Sohn.
- Johnson, G., and Cook, W., 1983. A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. The Hague, The Netherlands.
- JRC, 2012. Progressive Collapse Risk Analysis: Literature Survey, Relevant Construction Standards and Guidelines. JRC Technical Reports. Institute for the Protection and the Security of the Citizen, Luxembourg. <https://data.europa.eu/doi/10.2788/70141>
- Keller, N., 2019. Robustheit von Stahl-und Verbundrahmen durch gezielte Knotenausbildung. University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Keller, N., Rölle, L., Kuhlmann, U., 2021. Design of steel and composite joints for ductility and robustness. In preparation.
- Kingery, C., Bulmash, G., 1984. Technical report ARBRL-TR-02555: air blast parameters of TNT spherical air burst and hemispherical burst. (No. AD-B082 713). Aberdeen Proving Ground, MD: U.S. Army Ballistic Research Laboratory.
- Kuhlmann, U., Jaspart, J.P., Vassart, O., Weynand, K., Zandonini, R., 2008. Robust structures by joint ductility. RFCS Publishable Report Contract-No RFS-CR-04046.
- Kuhlmann, U., Hoffmann, N., Jaspart, J.-P., Démonceau, J.-F., Zandonini, R., Baldassino, N., Hoffmeister, B., Colomer, C., Korndorfer, J., Hanus, F., Charlier, M., Hjjaj, M., Guezouli, S., 2017. Robust impact design of stel and composite building structures (ROBUSTIMPACT). European Commission.
- Kulik, S., 2014. Robustness of Steel Structures–Consideration of Couplings in a 3D Structure. University of Liege.
- Landolfo, R., D’Aniello, M., Costanzo, S., Tartaglia, R., Démonceau, J.-F., Jaspart, J.-P., Stratan, A., Jakab, D., Dubina, D., Elghazouli, A., Bompa, D., 2018. Equaljoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified joints, 124.
- Laszlo, R., Dinu, F., Gheorghiosu, E., Marginean, I., Kovacs, A., 2020. Local and global effects in steel buildings frames due to blast load, in: SGEM GEOCONFERENCE.
- Lemaire, F., 2010. Study of the 3D Behaviour of Steel and Composite Structures Further to a Column Loss (in French). University of Liege.
- Malvar, L.J., Crawford, J.E., 1998. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Seminar. Orlando, Florida, United States, 18.
- Nethercot, D.A., Stylianidis, P., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., 2010. Resisting progressive collapse by the use of tying resistance. Presented at the 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australia.
- ODPM, 2013. The Building Regulations 2010, Part A, Schedule 1: A3: Disproportionate collapse. Office of the Deputy Prime Minister, London, UK.
- Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Residual capacity of earthquake damaged buildings, in: *Proceedings of the 15 Th World Conference on Earthquake Engineering*. 24–28.

- prEN 1990:2019, 2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- prEN 1998-1-2:2019.3, 2019. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- RFCS, 2017. *INNOSEIS Valorization of Innovative Anti-Seismic Devices*.
- Rölle, L., 2013. Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Schäfer, M., 2005. Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Somes, N. F., 1973. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse, in Building Practices for Disaster Mitigation (Wright, Kramer and Culver, Eds.). *Building Science*.
- Starossek, U., 2006. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International* 16 (2): 113–117.
- Starossek, U., 2007. Disproportionate Collapse: A Pragmatic Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 160 (6): 317–25. <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.6.317>
- Starossek, U., 2009. Progressive Collapse of Structures. Vol. 153. Thomas Telford, London.
- Starossek, U., 2018. Progressive Collapse of Structures, Second Edition. ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/pcos.61682>
- Starossek, U., and Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (6): 519–258. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Starossek, U., and Haberland, M., 2012. Robustness of Structures. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering* 1: 3–21.
- Stylianidis, P., 2011. Progressive Collapse Response of Steel and Composite Buildings. Imperial College London. <http://spiral.imperial.ac.uk/handle/10044/1/9111>
- Tagel-Din, H., and Meguro, K., 2000. Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures. *Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE* 17 (2).
- UN SaferGuard. Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator | International Ammunition Technical Guidelines. <https://unsafeguard.org/un-safeguard/kingery-bulmash>
- Vermeylen, M., 2021. Robustness of Steel Structures - Study of the Applicability of Innovative Methods on Real Structures. University of Liège, Belgium.
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2008. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part II: Application. *Engineering Structures* 30 (5): 1424–38. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.08.011>
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2009. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Failed Floor Impact. *Engineering Structures* 31 (7): 1522–1534. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.009>
- Vlassis, A.G., 2007. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings. Imperial College London. <http://hdl.handle.net/10044/1/1342>
- Vogel, T., Kuhlmann, U., and Rölle, L., 2014. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In *Stahlbau-Kalender 2014: Eurocode 3 - Grundnorm, Außergewöhnliche Einwirkungen*.
- Vrouwenvelder, A., Stieffel, U., and Harding G., 2005. Eurocode 1, Part 1.7 Accidental actions - Background document.

- Wald F., Sokol Z., David Moore D., 2009. Horizontal forces in steel structures tested in fire, *Journal of Constructional Steel Research* 65, 1896-1903.
- Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute.
- Weynand, K., Jaspert, J.-P., Zhang, L., 2015. Component method for tubular joints, CIDECT project 16F, report 16F-3/15, Final report.
- Zandonini, R., Baldassino, N., and Freddi, F., 2014. Robustness steel-concrete flooring systems – An experimental assessment. *Stahlbau* 83: 608–13.
<https://doi.org/10.1002/stab.201410192>

Robustnost konstrukce pro zmírnění rizika progresivního zřícení je bezpečnostním hlediskem, které se řeší v moderních předpisech a normách, včetně evropských. Vyžaduje součinnost všech odborníků ve stavebnictví, architektů, projektantů, statických inženýrů, konstruktérů, státní správy a pracovníků pojišťoven. Důležitost robustního návrhu zvýraznily události, jako bylo zřícení Dvojčat 11. září v New Yorku. Společnost se z tragédie poučí a vznikne nová generace směrnic pro využití v praxi. Vhodné materiály pro pracovníky ve stavební praxi pro přípravu na řešení rizikových situací vytváří povědomí o kvalitě a velké spolehlivosti ocelových a ocelobetonových konstrukcí.

V uplynulém desetiletí se v Evropě a v USA řešila řada výzkumných projektů o odezvě nosné konstrukce ocelových a ocelobetonových budov při mimořádných situacích, při mimořádném zatížení nárazem, požárem, zemětřesením atd. Výsledkem prací jsou návrhy konstrukčních řešení ke zmírnění rizika prostorového zřícení, které zohledňují možnosti materiálu v ocelových a ocelobetonových konstrukcích.



EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com

Cílem projektu Zmírnění rizika progresivního zřícení ocelových a ocelobetonových konstrukcí budov při mimořádných událostech – FAILNOMORE bylo konsolidovat poznatky získané ve výzkumu a převést je do praktických doporučení a pokynů. Práce uživatelsky přístupných řešení pro navrhování se zaměřuje na ocelové a ocelobetonové konstrukce vystavené neidentifikovatelným a identifikovatelným hrozbám, jako jsou nárazy, výbuchy, požáry a zemětřesení. Odkazuje na dostupné normativní předpisy a využívá bohatství společně připravené a dohodnuté evropské metodiky a vysoké spolehlivosti návrhu. Projekt byl financován Research Fund for Coal and Steel (RFCS) na základě grantové dohody č. 899371 po 24 měsíců, od července 2020.

Připravené směrnice pro navrhování jsou shrnuty v monografii, která je k dispozici v angličtině, portugalsky, němčině, italštině, rumunštině, češtině, polštině, holandsky, španělsky a francouzštině. Semináře k využití poznatků proběhnou v 11 evropských zemích do konce června 2022.