

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*



Jamova cesta 2
1000 Ljubljana, Slovenija
<http://www3.fgg.uni-lj.si/>

DRUGG – Digitalni repozitorij UL FGG
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

To je izvirna različica zaključnega dela.

Prosimo, da se pri navajanju sklicujete na bibliografske podatke, kot je navedeno:

Lisjak, J., 2013. Robustnost jeklenih okvirnih konstrukcij. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Beg, D., somentor Sinur, F.): 158 str.

University
of Ljubljana

Faculty of
*Civil and Geodetic
Engineering*



Jamova cesta 2
SI – 1000 Ljubljana, Slovenia
<http://www3.fgg.uni-lj.si/en/>

DRUGG – The Digital Repository
<http://drugg.fgg.uni-lj.si/>

This is original version of final thesis.

When citing, please refer to the publisher's bibliographic information as follows:

Lisjak, J., 2013. Robustnost jeklenih okvirnih konstrukcij. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Beg, D., co-supervisor Sinur, F.): 158 pp.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Jamova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si

UNIVERZITETNI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA
KONSTRUKCIJSKA SMER

Kandidat:

JANKO LISJAK

ROBUSTNOST JEKLENIH OKVIRNIH KONSTRUKCIJ

Diplomska naloga št.: 3345/KS

**STRUCTURAL ROBUSTNESS OF STEEL FRAMED
BUILDINGS**

Graduation thesis No.: 3345/KS

Mentor:

prof. dr. Darko Beg

Predsednik komisije:

izr. prof. dr. Janko Logar

Somentor:

asist. dr. Franc Sinur

Član komisije:

doc. dr. Boštjan Pulko

Ljubljana, 29. 11. 2013

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVE

Podpisani Janko Lisjak izjavljam, da sem avtor diplomskega dela z naslovom »Robustnost jeklenih okvirnih konstrukcij«.

Izjavljam, da je elektronska različica v vsem enaka tiskani različici.

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v repozitoriju UL FGG.

Ljubljana, 13. november 2013

Janko Lisjak

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

- UDK:** 006:624:014:2(043.2)
- Avtor:** Janko Lisjak
- Mentor:** prof. dr. Darko Beg
- Somentor:** asist. dr. Franc Sinur
- Naslov:** Robustnost jeklenih okvirnih konstrukcij
- Tip dokumenta:** Diplomaska naloga – univerzitetni študij
- Obseg in oprema:** 158 str., 24 pregl., 75 graf., 101 sl.
- Ključne besede:** robustnost, jeklene okvirne konstrukcije, nesorazmerna porušitev, nezgodna obtežba, ključni element, metoda namišljene odstranitve.

Izvleček:

V diplomski nalogi sem se ukvarjal z robustnostjo jeklenih okvirnih konstrukcij. Predstavil sem zahteve in priporočila standardov Evrokod (SIST EN 1990 in SIST EN 1991) glede preprečevanja poškodb in porušitev konstrukcije ter zunanje vplive, ki jih je potrebno upoštevati. Za prenašanje dodatnih obremenitev, ki jih predstavljajo nezgodni vplivi (požar, eksplozije, vpliv oziroma posledice človeških napak in trki), glavno vlogo odigra robustnost konstrukcije. Glede na velikost, obiskanost in družbeni pomen, so zgradbe razvrščene v različne razrede posledic, za katere so določene posamezne zahteve in ukrepi za zagotavljanje ustrezne robustnosti. Z velikostjo in pomembnostjo zgradbe naraščajo tudi zahteve glede robustnosti. Pri najnižjem razredu sem prikazal zagotavljanje minimalnih horizontalnih vezi v spojih. V višjih razredih sem v konstrukciji zagotavljal učinkovite horizontalne in vertikalne vezi. Prikazal sem uporabo metode namišljene odstranitve elementov, kjer je potrebna nelinearna analiza odziva konstrukcije ob odstranjenem stebru. S to metodo preverimo ali je konstrukcija robustna. Kjer te metode nisem smel uporabiti zaradi dogovorjene omejitve poškodb, sem nato uporabil metodo ključnih elementov, s katero varujemo elemente, ki so ključnega pomena za globalno stabilnost konstrukcije. Pri zgradbi, ki je uvrščena v najvišji razred, sem predstavil poenostavljen postopek analize ocene tveganj. S pomočjo določenih predpostavk sem izračunal finančno tveganje za konstrukcijo v njeni življenjski dobi v primeru trka vozila. Prikazal sem tudi vpliv posameznih parametrov, ki so bili upoštevani v analizi, na rezultat končnega tveganja.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 006:624:014:2(043.2)

Author: Janko Lisjak

Supervisor: prof. Darko Beg, Ph.D

Cosupervisor: assist. Franc Sinur, Ph.D

Title: Structural robustness of steel framed buildings

Document type: Graduation Thesis – University studies

Scope and tools: 158 p., 24 tab., 75 graf., 101 fig.

Keywords: robustness, steel framed buildings, progressive collapse, accidental load, key element, notional removal

Abstract:

The diploma thesis deals with structural robustness of steel framed buildings. The design guidance and the strategies in accordance with the Eurocodes (SIST EN 1990 and SIST EN 1991), applicable for structural robustness and designing for the avoidance of disproportionate collapse are presented. The structure has to be robust to withstand extra load in the cases of accidental events like fire, explosions, impact or the consequences of human error. SIST EN 1991-1-7 provides a method to categorise buildings in consequences classes. The building categorisation considers the building type, occupancy and size. For lower consequences of failure class we presented the provision of a minimum level of horizontal tying. In higher classes, the provision of vertical ties was provided in addition. We also showed the notional removal method, where the nonlinear response of the structure was checked in case of a removed column. The key element method was used, where the limit of admissible local damage was exceeded. We presented the design of most important structural elements to sustain the nominal accidental load. For the building in the class with the highest consequences of failure, a simplified systematic risk assessment was undertaken, taking into account the event of a vehicle impact. The total economic risk was monitored while changing the input data about the frequency and amplitude probability of the event.

ZAHVALA

Za vse nasvete, pomoč, usmerjanje in spodbudo bi se v prvi vrsti rad zahvalil somentorju asist. dr. Francu Sinurju ter mentorju prof. dr. Darku Begu.

Zahvala gre tudi sodelavcem Katedre za metalne konstrukcije, ki so mi s svojimi predlogi in nasveti pomagali pri delu diplomske naloge.

Posebna zahvala gre Matevžu, Marku S., Matjažu, Gorazdu, Marku A., Janezu, Žigi, Tomažu, Tinetu, Benu ter vsem ostalim sošolcem in prijateljem za vse spodbude in popestritve v času študija.

Zahvaljujem se tudi vsem ostalim, ki so kakorkoli prispevali k nastanku diplomske naloge.

Največja zahvala pa gre mami, očetu, bratu Jerneju, Katji in ostalim družinskim članom, da so mi omogočili študij in me vseskozi podpirali in spodbujali.

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
IZJAVE	II
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA	V
1 UVOD	1
2 REGULATIVA REG 305/2011	6
3 ROBUSTNOST IN STANDARDI EVROKOD	7
3.1 Robustnost	7
3.2 SIST EN 1990	7
3.2.1 Temeljne zahteve	7
3.2.2 Projektna stanja	8
3.2.3 Nezagodno projektno stanje	9
3.3 SIST EN 1993-1-1	10
3.4 SIST EN 1991-1-7	10
3.4.1 Opis	10
3.4.2 Strategija projektiranja	10
3.4.3 Razredi posledic	12
3.4.4 Dodatek A: Projektiranje za omejevanje lokalnih poškodb pri stavbah ob neznanem nezgodnem vplivu	12
4 ZGRADBE V RAZREDU 1	16
4.1 Opis zgradb	16
4.2 Strategija za robustnost	16
4.2.1 Dodatne zahteve	16
4.3 Minimalne horizontalne vezi	16
4.3.1 Prednosti zagotavljanja minimalnih horizontalnih vezi	16
4.3.2 Pravila za projektiranje	17
4.4 PRIMER 1: Garaža za shranjevanje strojne opreme	18
4.4.1 Osnovni podatki	18
4.4.2 Opis zgradbe	18
4.4.3 Zasnova konstrukcije	18
4.4.4 Vplivi na konstrukcijo	20
4.4.5 Material	20
4.4.6 Dimenzioniranje in kontrola pomikov	20
4.4.7 Zagotavljanje robustnosti	20
4.5 PRIMER 2: Stanovanjska stavba	29
4.5.1 Osnovni podatki	29
4.5.2 Opis zgradbe	29
4.5.3 Zasnova konstrukcije	29
4.5.4 Vplivi na konstrukcijo	31
4.5.5 Material	31
4.5.6 Dimenzioniranje in kontrola pomikov	31
4.5.7 Zagotavljanje robustnosti	31
5 ZGRADBE V RAZREDU 2A	35

5.1	Opis zgradb	35
5.2	Strategija za robustnost	35
5.3	Horizontalne vezi	35
5.3.1	Vrvni efekt	35
5.3.2	Preprečevanje horizontalnega pomika stebrov	36
5.3.3	Pravila za projektiranje	36
5.4	PRIMER 1: Poslovna stavba	38
5.4.1	Osnovni podatki	38
5.4.2	Opis zgradbe	39
5.4.3	Zasnova konstrukcije	39
5.4.4	Vplivi na konstrukcijo	40
5.4.5	Material	40
5.4.6	Zagotavljanje robustnosti	40
5.5	PRIMER 2: Poslovna stavba – nepomični okvirji	47
5.5.1	Osnovni podatki	47
5.5.2	Zasnova konstrukcije	47
5.5.3	Zagotavljanje robustnosti	48
6	ZGRADBE V RAZREDU 2B	52
6.1	Opis zgradb	52
6.2	Strategija za robustnost	52
6.2.1	Dodatne zahteve in priporočila	52
6.3	Metoda z vezmi	53
6.3.1	Horizontalne vezi	53
6.3.2	Vertikalne vezi	53
6.4	Vertikalna povezja	54
6.5	Sidranje etažnih plošč	54
6.6	Metoda odmikanja posameznih elementov	54
6.6.1	Pravila za projektiranje	54
6.6.2	Obtežne kombinacije za odstranitev elementa	55
6.7	Metoda ključnih elementov	56
6.7.1	Pravila za projektiranje	56
6.7.2	Sekundarni in nekonstrukcijski elementi	56
6.8	PRIMER: Šolski objekt	58
6.8.1	Osnovni podatki	58
6.8.2	Opis zgradbe	58
6.8.3	Zasnova konstrukcije	58
6.8.4	Vplivi na konstrukcijo	60
6.8.5	Material	60
6.8.6	Dimenzioniranje in kontrola pomikov	60
6.8.7	Zagotavljanje robustnosti	60
7	ZGRADBE V RAZREDU 3	133
7.1	Opis zgradb	133
7.2	Strategija za robustnost	133
7.2.1	Dodatna zahteve in priporočila	133
7.3	Ocenjevanje tveganj	133
7.3.1	Kvalitativna (opisna) analiza tveganja	134
7.3.2	Kvantitativna (numerična) analiza tveganja	135
7.3.3	Postopek ocenjevanja tveganj	135
7.3.4	Opredelitev obsega	136
7.3.5	Prepoznavanje tveganj in nevarnosti	136
7.3.6	Pogostost pojava tveganj in nevarnosti	137
7.3.7	Posledice dogodkov	137
7.3.8	Sprejemljivost tveganja	138

7.3.9	Ukrepi za zmanjševanje tveganja	138
7.3.10	Ponoven pregled	139
7.3.11	Predstavitev rezultatov in zaključki	139
7.4	Analiza konstrukcijskih tveganj	139
7.5	PRIMER: Prikaz poenostavljenega postopka ocenjevanja tveganja za izbran dogodek	140
7.5.1	Opis zgradbe	140
7.5.2	Analiza tveganj	141
7.5.3	Pogostost pojava	141
7.5.4	Kvantitativna analiza tveganja za trk vozila	141
7.5.5	Izračun stopnje tveganja	148
7.5.6	Sprejemljivost tveganja	148
7.5.7	Ukrepi za zmanjševanje tveganja	148
7.5.8	Sprejetje tveganja	152
7.6	Zaključek metode ocenjevanja tveganj	152
8	ZAKLJUČEK	153
VIRI		157

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1: Vrednosti kombinacijskih faktorjev	9
Preglednica 3.2: Razredi posledic in pripadajoči ukrepi	12
Preglednica 3.3: Razvrstitve stavb v razrede glede na vrsto in zasedenost	13
Preglednica 3.4: Povzetek zahtev za zagotavljanje robustnosti v razredu 1 in 2a	14
Preglednica 3.5: Povzetek zahtev za zagotavljanje robustnosti v razredu 2b in 3	15
Preglednica 4.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo	20
Preglednica 4.2: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem	23
Preglednica 4.3: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo	31
Preglednica 4.4: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem	34
Preglednica 5.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo	40
Preglednica 5.2: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem	44
Preglednica 6.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo	60
Preglednica 6.2: Materialni model jekla S235	66
Preglednica 6.3: Vrednosti vertikalnega pomika za posamezna mejna stanja (plastifikacija prečke)	68
Preglednica 6.4: Dimenzije prerezov diagonal povezja za potresno nezgodno stanje	108
Preglednica 6.5: Dimenzije prerezov diagonal povezja	116
Preglednica 6.6: Nove dimenzije prerezov diagonal povezja	118
Preglednica 6.7: Vrednosti natezne sile v horizontalnih vezeh po posameznih primerih	123
Preglednica 7.1: Kategorije pogostosti	137
Preglednica 7.2: Kategorije posledic	137
Preglednica 7.3: Preglednica tveganja za nevarne dogodke	138
Preglednica 7.4: Vpliv povratne dobe dogodka na tveganje	149
Preglednica 7.5: Vpliv amplitude trka na stopnjo tveganja	151
Preglednica 7.6: Vpliv prereza stebra na stopnjo tveganja	151

KAZALO GRAFIKONOV

Grafikon 6.1: Materialni model jekla S235 uporabljen v Abaqusu	66
Grafikon 6.2: Vertikalni pomik na mestu stebra	71
Grafikon 6.3: Potek napetosti v kontrolnih točkah okvirja v osi 1	72
Grafikon 6.4: Potek deformacij v kontrolnih točkah okvirja v osi 1	73
Grafikon 6.5: Potek plastičnih deformacijah v kontrolnih točkah okvirja v osi 1	73
Grafikon 6.6: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah okvirja v osi 1	74
Grafikon 6.7: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra	76
Grafikon 6.8: Potek napetosti v kontrolnih točkah	77
Grafikon 6.9: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah	77
Grafikon 6.10: Potek deformacij v kontrolnih točkah	78
Grafikon 6.11: Potek osnih sil v kontrolnih točkah	78
Grafikon 6.12: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah	79
Grafikon 6.13: Pomik na mestu odstranjenega stebra	80
Grafikon 6.14: Potek napetosti v kontrolnih točkah	81
Grafikon 6.15: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	82
Grafikon 6.16: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	82
Grafikon 6.17: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah	83
Grafikon 6.18: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah	83
Grafikon 6.19: Potek osnih sil v kontrolnih točkah	84
Grafikon 6.20: Pomik na mestu odstranjenega stebra	86
Grafikon 6.21: Potek deformacij v kontrolnih točkah	87
Grafikon 6.22: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah	88
Grafikon 6.23: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah	88
Grafikon 6.24: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra	90
Grafikon 6.25: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	90
Grafikon 6.26: Potek napetosti v kontrolnih točkah	91
Grafikon 6.27: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah	91
Grafikon 6.28: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra	92
Grafikon 6.29: Potek deformacij v kontrolnih točkah	93
Grafikon 6.30: Potek napetosti v kontrolnih točkah	94
Grafikon 6.31: Potek osne sile v kontrolnih točkah	94
Grafikon 6.32: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah	95
Grafikon 6.33: Pomik na mestu odstranjenega stebra	96
Grafikon 6.34: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	97
Grafikon 6.35: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	98

Grafikon 6.36: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah	98
Grafikon 6.37: Potek napetosti v kontrolnih točkah	99
Grafikon 6.38: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah	99
Grafikon 6.39: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja	100
Grafikon 6.40: Potek osnih sil v kontrolnih točkah prečnega okvirja	100
Grafikon 6.41: Potek osnih sil v kontrolnih točkah vzdolžnega okvirja	100
Grafikon 6.42: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra	101
Grafikon 6.43: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	102
Grafikon 6.44: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	102
Grafikon 6.45: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah	102
Grafikon 6.46: Potek napetosti v kontrolnih točkah	103
Grafikon 6.47: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah	103
Grafikon 6.48: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra	104
Grafikon 6.49: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	105
Grafikon 6.50: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	105
Grafikon 6.51: Potek napetosti v kontrolnih točkah	106
Grafikon 6.52: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja	106
Grafikon 6.53: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah prečnega okvirja	106
Grafikon 6.54: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra	108
Grafikon 6.55: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja	109
Grafikon 6.56: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja	109
Grafikon 6.57: Potek osnih sil v kontrolnih točkah vzdolžnega okvirja	110
Grafikon 6.58: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra	111
Grafikon 6.59: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	112
Grafikon 6.60: Potek napetosti v kontrolnih točkah povezja	112
Grafikon 6.61: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja	113
Grafikon 6.62: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra	114
Grafikon 6.63: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja	114
Grafikon 6.64: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja	115
Grafikon 6.65: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra	116
Grafikon 6.66: Potek elastičnih in plastičnih deformacij v diagonali povezja prve etaže	117
Grafikon 6.67: Potek osnih sil v diagonali povezja prve etaže	117
Grafikon 6.68: Potek osnih sil v prečkah vzdolžnega okvirja	118
Grafikon 6.69: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra (rešitev)	119
Grafikon 6.70: Potek deformacij v povezju prve etaže (rešitev)	119
Grafikon 6.71: Potek osnih sil v povezju prve etaže (rešitev)	120
Grafikon 6.72: Potek osnih sil v prečkah vzdolžnega okvirja (rešitev)	120

Grafikon 7.1: Log-normalna porazdelitev amplitude za trk vozil	142
Grafikon 7.2: Vpliv povratne dobe dogodka na delež tveganja	150
Grafikon 7.3: Vpliv življenjske dobe objekta in povratne dobe dogodka na verjetnost	150

KAZALO SLIK

Slika 1.1: Porušitev stavbe Ronan Point	1
Slika 1.2: Nesorazmerna porušitev stolpnice Ronan Point	2
Slika 1.3: Porušitev stavbe Skyline Plaza	2
Slika 1.4: Gradnja stavbe L'Ambience Plaza	3
Slika 1.5: Katastrofalne posledice porušitve stavbe L'Ambience Plaza	3
Slika 1.6: Stavbi Svetovnega trgovskega centra v New Yorku	4
Slika 1.7: Porušitev Svetovnega trgovskega centra v New Yorku	4
Slika 3.1: Strategije za nezgodno projektiranje	11
Slika 4.1: Položaj horizontalnih vezi	17
Slika 4.2: Garaža za shranjevanje strojne opreme	18
Slika 4.3: Kmetijska zgradba - prečni prerez	19
Slika 4.4: Kmetijska zgradba - vzdolžni prerez	19
Slika 4.5: Položaj horizontalnih vezi na prečnem okvirju	21
Slika 4.6: Položaj horizontalnih vezi na vzdolžnem okvirju	21
Slika 4.7: Obremenitve spoja za MSN	21
Slika 4.8: Momentni spoj prečka-steber	22
Slika 4.9: Razporeditev vijakov	22
Slika 4.10: Obremenitve spoja za MSN	23
Slika 4.11: Členkast spoj prečka–prečka(vzdolžni pogled)	24
Slika 4.12: Členkast spoj prečka - prečka (prečni prerez)	24
Slika 4.13: Členkast spoj prečka steber v vzdolžni smeri	26
Slika 4.14: Razporeditev vijakov	27
Slika 4.15: Stanovanjska stavba	29
Slika 4.16: Stanovanjska stavba - prečni prerez	30
Slika 4.17: Stanovanjska stavba - vzdolžni prerez	30
Slika 4.18: Položaj horizontalnih vezi	32
Slika 4.19: Obremenitve spoja v MSN	32
Slika 4.20: Momentni spoj prečka-steber	33
Slika 4.21: Razporeditev vijakov	33
Slika 5.1: Formiranje vravnega efekta	36
Slika 5.2: Položaj učinkovitih horizontalnih vezi v razredu 2a	37
Slika 5.3: Poslovna stavba	38
Slika 5.4: Poslovna stavba - prečni prerez	39
Slika 5.5: Poslovna stavba - vzdolžni prerez	39
Slika 5.6: Položaj nateznih vezi	41

Slika 5.7: Obremenitve za MSN	42
Slika 5.8: Momentni spoj prečka–steber	43
Slika 5.9: Razporeditev vijakov	43
Slika 5.10: Obremenitve za MSN	44
Slika 5.11: Členkast spoj prečka – steber	45
Slika 5.12: Razporeditev vijakov	45
Slika 5.13: Poslovna stavba (nepomični okvirji)	47
Slika 5.14: Poslovna stavba (nepomični okvirji) - prečni prerez	48
Slika 5.15: Obremenitve spoja v MSN	49
Slika 5.16: Členkast spoj prečka – steber	49
Slika 5.17: Razporeditev vijakov	50
Slika 6.1: Prerazporeditev obtežbe pri formiranju vertikalnih in horizontalnih vezi	53
Slika 6.2: Vplivna širina delovanja nezgodne obtežbe	57
Slika 6.3: Vplivna širina ključnega elementa	57
Slika 6.4: Izobraževalna stavba – Šolski objekt	58
Slika 6.5: Šolski objekt - prečni prerez	59
Slika 6.6: Šolski objekt - vzdolžni prerez	59
Slika 6.7: Karakteristične vrednosti obremenitev v spoju (steber v pritličju)	61
Slika 6.8: Spoj vertikalne vezi	62
Slika 6.9: Model stavbe Knjižnica v programski opremi Abaqus	63
Slika 6.10: Notranje sile na linijskih elementih v Abaqusu	64
Slika 6.11: Obtežba diagonal povezja	64
Slika 6.12: Imperfektnost vertikalnega povezja (povečava $M=100$)	65
Slika 6.13: Imperfektnost strešnega povezja	65
Slika 6.14: Položaj kontrolne točke v prečnem prerezu	67
Slika 6.15: Definicija rotacije prečke	68
Slika 6.16: Potek momenta in razporeditev bočnih podpor	69
Slika 6.17: Odmaknjen steber A1 v pritličju	70
Slika 6.18: Pomiki pri odmaknjenem stebri A1 v pritličju (povečava $M=10$)	70
Slika 6.19: Oznake položajev kontrolnih točk (Okvir v osi 1)	71
Slika 6.20: Območja plastifikacije na prečnem okvirju v osi 1 (povečava deformacij $M=10$)	72
Slika 6.21: Odmaknjen steber B1 v pritličju	75
Slika 6.22: Pomiki konstrukcije ob odstranjenem stebri B1 v pritličju (Povečava $M=20$)	75
Slika 6.23: Oznake položajev kontrolnih točk (Okvir v osi 1)	76
Slika 6.24: Odstranjen steber A2 v pritličju	79
Slika 6.25: Pomiki pri odstranitvi stebra A2 (Povečava $M=10$)	80
Slika 6.26: Lokacija kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 2)	81

Slika 6.27: Lokacija kontrolnih točk na vzdolžnem okvirju (Okvir v osi A)	81
Slika 6.28: Odstranjen steber A3 v pritličju	84
Slika 6.29: Pomiki na mestu odstranjenega stebra (Povečava $M=10$)	85
Slika 6.30: Odstranjen notranji steber B2 v pritličju	85
Slika 6.31: Pomik pri odstranitvi stebra B2	86
Slika 6.32: Lokacije kontrolnih točk na prečnem okvirju v osi 2	87
Slika 6.33: Odstranjen vogalni steber A1 v prvem nadstropju	89
Slika 6.34: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 1)	90
Slika 6.35: Odmaknjen steber A2 v prvem nadstropju	92
Slika 6.36: Položaj kontrolne točke(POVEZJE 1) na vzdolžnem okvirju v osi A	93
Slika 6.37: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju v osi 2	93
Slika 6.38: Odstranjen steber A3 v pritličju	95
Slika 6.39: Pomik pri odmaknjenem stebru A3	96
Slika 6.40: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 3)	97
Slika 6.41: Položaj kontrolnih točk na vzdolžnem okvirju (Okvir v osi A)	97
Slika 6.42: Prerez diagonal povezja	108
Slika 6.43: Vrvni efekt pri odstranitvi stebra A3	110
Slika 6.44: Geometrija konstrukcije z nepomičnimi okvirji v obeh smereh	111
Slika 6.45: Odziv konstrukcije pri odmaknjenem stebru A2	113
Slika 6.46: Pomiki konstrukcije ob odmaknjenem stebru A3 (povečava $M=1$)	115
Slika 6.47: Polnonosilni momentni spoj	122
Slika 6.48: Sodelujoča širina pri maksimalni nezgodni otežbi	125
Slika 6.49: Vplivna širina stebra	126
Slika 6.50: Obremenitve ključnega elementa	127
Slika 7.1: Pregled analize tveganj	134
Slika 7.2: Postopek analize ocenjevanja tveganja	135
Slika 7.3: Model stebra za določanje obtežb za mejna stanja	143
Slika 7.4: Potek osnih sil v stebru za nezgodno obtežno stanje	143
Slika 7.5: Oznake stebrov na osi A	146

»Ta stran je namenona prazna«

1 UVOD

Najbolj viden, in hkrati z vidika varnosti najpomembnejši del stavbe, je zagotovo nosilna konstrukcija. Gradbene inženirje in projektante je skozi zgodovino in razvoj konstrukcij vodil jasen koncept smeri in dober občutek za težnost. Prve konstrukcije na svetu, kamor spadajo tudi piramide, so bile masivne in take oblike, da so že na prvi pogled zagotavljale varnost. Skozi leta razvoja pa so gradbeni inženirji od nosilne konstrukcije zahtevali vedno več nosilnosti s čim manj uporabljenega materiala. Veliko je k temu prispeval razvoj novih materialov, nova spoznanja, nove vrednote, pomoč mehanizacije, izkušnje, nove tehnike računanja, računalniški programi in nenazadnje tudi ekonomska politika.

Druga svetovna vojna je na vseh svojih žariščih pustila za seboj porušena naselja. Zato so prebivalci ostali brez strehe nad glavo, kar je v prvih letih po končani vojni močno spodbudilo razvoj gradbene panoge. Pomembno vlogo je imela hitrost gradnje, kar je imelo za posledico razvoj prefabriciranih gradbenih elementov. Najlepši tak primer predstavlja 22 nadstropna stavba Ronan Point Apartment Tower v Londonu, ki je bila zgrajena v petdesetih letih prejšnjega stoletja z uporabo prefabriciranih betonskih elementov. Glavni nosilni sistem so predstavljale prefabricirane betonske stene, ki so bile mehansko spojene s ploščami. Leta 1968 je prišlo do eksplozije plina v osemnajstem nadstropju. Ob tem dogodku je odneslo zunanji nosilni steni stanovanja. Ker so tako vsa zgornja stanovanja ostala brez podpore, so se porušila. Teža vseh zgornjih nadstropij je nato pod sabo porušila vsa nadstropja do tal.



Slika 1.1: Porušitev stavbe Ronan Point

To je eden prvih zapisanih primerov, kjer je zaradi porušitve enega dela primarne nosilne konstrukcije, prišlo do nesorazmerne porušitve večjega dela konstrukcije od tal do strehe.



Slika 1.2: Nesorazmerna porušitev stolpnice Ronan Point

V 20. stoletju je bilo zaznati še veliko primerov takšnih porušitev. Leta 1973 so se v času gradnje stavbe Skyline Plaza na Bailey's Crossroads v 23. nadstropju podrli štirje betonski stebri in plošča, saj zaradi nedoseganja željene nosilnosti ob prehitro odmaknjenem opažu niso zdržali obremenitve med gradnjo. Posledica je bila katastrofalna, saj se je porušil celoten osrednji del stavbe.



Slika 1.3: Porušitev stavbe Skyline Plaza

Leta 1987 se je podobna katastrofa zgodila pri gradnji 16 nadstropne stanovanjske stavbe L'Ambience Plaza v Bridgeportu. Uporabili so novo metodo gradnje s prednapetimi betonskimi ploščami, ki so jih nato v paketih s hidravličnim dvigalom postavili na svoja mesta.



Slika 1.4: Gradnja stavbe L'Ambience Plaza

Do težave je prišlo pri postavljanju zadnjega paketa plošč, ko je popustil zunanji steber. Posledica je bila ponovno katastrofalna, saj se je porušila celotna zgradba.



Slika 1.5: Katastrofalne posledice porušitve stavbe L'Ambience Plaza



Slika 1.6: Stavbi Svetovnega trgovinskega centra v New Yorku

Med zadnje in hkrati tudi najbolj razvpite porušitve pa spadata dvojčka Svetovnega trgovinskega centra v New Yorku. Leta 2001 sta se v terorističnem napadu v 420 m visoki stolpnici zaleteli dve potniški reaktivni letali in hudo poškodovali stolpnici. Porušeni je bilo veliko nosilnih stebrov v nekaj nadstropjih. Vseeno pa se je obtežba prerazporedila po povezjih in ostalem nepoškodovanem delu konstrukcije. Toda izbruhnil je požar, ki je močno zmanjšal nosilnost še preostalih stebrov, kar je na koncu pomenilo porušitev obeh stolpnic.



Slika 1.7: Porušitev Svetovnega trgovinskega centra v New Yorku

Po porušitvi dvojčkov se je v svetovni inženirski sferi ponovno začelo veliko pozornosti namenjati robustnosti konstrukcij, ki naj bi preprečila oziroma predvsem omejila posledice takih dogodkov. Konstrukcije so projektirane na določene obtežbe in tveganja. Vsak projektant se mora ob posvetovanju z investitorjem odločiti katere izmed njih bo upošteval. Zagotovo pa mora biti vsaka

zgradba sposobna prenesti štiri najpomembnejše zunanje vplive: gravitacijo, veter, potres in požar. Za vse te vplive poznamo velikosti obtežb, verjetnosti, odzive konstrukcij itd. Za izredne dogodke pa je zelo težko napovedati oblike, pogostosti in amplitude. Vseeno pa se v zadnjem času pri projektiranju vse več upošteva tudi določene nezgodne vplive. Predvsem je pomembno, da zna projektant prepoznati tveganja in jih vključiti v analizo. S tem je mišljeno predvsem zagotavljanje ustreznih nosilnih sistemov, ki omogočijo razvoj nadomestnih obtežnih poti, upoštevanje požarne preventive, analizo kritičnih nosilnih elementov itd.

V nadaljevanju bom podrobno predstavil, kaj pod robustnostjo konstrukcij predvidevajo standardi Evrokod in njihovo uporabo prikazal na praktičnih primerih.

2 REGULATIVA REG 305/2011

Slovenija se je z odločitvijo za vstop v Evropsko Unijo obvezala, da bo upoštevala in spoštovala tudi skupno politiko ter priporočila glede načrtovanja in projektiranja konstrukcij. Leta 1988 je bila sprejeta direktiva sveta CPD 89/106 ECC kot glavni akt, ki regulira in predpisuje zakone, ki se nanašajo na gradbene proizvode. Leta 2011 jo nadomesti regulativa REG 305/2011. V njej je zapisano, da morajo gradbeni proizvodi izpolnjevati določene bistvene zahteve. Prva, in za moj primer najbolj pomembna, je zahteva št. 1 za mehansko odpornost in stabilnost, ki se glasi:

Gradbeni objekti morajo biti načrtovani in grajeni na tak način, da obremenitve, ki jim bodo verjetno podvrženi med gradnjo in uporabo, ne bodo imele za posledico:

- porušitve celote ali dela objekta,
- večjih deformacij do nesprejemljive stopnje,
- poškodbe na drugih delih objektov ali na električni napeljavi ali na vgrajeni opremi kot posledica večjih deformacij nosilne konstrukcije,
- poškodbe, ki jih povzroči dogodek, ki je do določene stopnje nesorazmeren s prvotnim vzrokom.

Že v prvi zahtevi uredbe je jasno določeno, da moramo preprečiti poškodbe, ki so nesorazmerne s prvotnim vzrokom ali z drugimi besedami, preprečiti moramo nesorazmerno porušitev. Ob tem pa je težje določiti, kateri so tisti vplivi, ki jih moramo upoštevati. Iz fraze iz uvoda zahteve »*obremenitve, ki jim bodo verjetno podvrženi*« je razvidno, da je potrebno narediti dobro oceno in analizo vplivov. Če si uredbo REG 305/2011 preberemo v izvornem jeziku, tj. v angleščini, ugotovimo, da je v zadnji alineji prve zahteve namesto »*dogodek*« napisano »*in the event of accident*«, kar je v slovenščini »*v primeru nesreče*«.

Torej morajo biti konstrukcije projektirane tako, da prenesejo vse standardne obtežbe, kamor spadajo lastna teža, stalna in koristna obtežba, veter in potres, ter tudi obtežbe, ki so posledice nesreč. Vseeno pa je verjetnost, da bo konstrukcija izpostavljena nezgodnim vplivom veliko manjša. Zato je tukaj na mestu razmislek, če je njihovo upoštevanje smiselno. V večini primerov je zaradi izredno majhne verjetnosti, upoštevanje nezgodnih vplivov nesmiselno. Kljub temu pa obstajajo primeri, kjer je razmislek o nezgodnem obtežnem stanju potreben. V takih primerih se mora v ocenjevanje tveganja vključiti tudi naročnik.

3 ROBUSTNOST IN STANDARDI EVROKOD

Komisija Evropske skupnosti se je, s ciljem odstranitve tehnične ovire pri trgovanju in uskladitve tehničnih specifikacij, odločila izdelati skupne evropske standarde, ki bi jih bile članice Evropske Unije dolžne sprejeti in upoštevati. Tako je nastal program konstrukcijskih evrokodov, ki je sestavljen iz več delov. Za dobro razumevanje pojma robustnosti, sem v standardih najprej poiskal primerno razlago.

3.1 Robustnost

Pojem robustnost se pogosto uporablja v povezavi s trdnostjo, trajnostjo, ustreznostjo, dodatno nosilnostjo itd.

V Evrokodih je robustnost natančno opisana v SIST EN 1991-1-7, pod neugodnimi vplivi, kjer je opisana kot:

»Robustnost je sposobnost konstrukcije za prenašanje dogodkov, kot so požar, eksplozije, vpliv oziroma posledice človeških napak in trki, ne da bi imeli za posledico poškodbe nesorazmerne s prvotnim vzrokom.«

Iz tega sledi logična razlaga, da je robustna konstrukcija odporna na nesorazmerno porušitev, kar je tudi ena glavnih zahtev regulative REG 305/2011. Našteti neugodni vplivi so natančno opredeljeni v definiciji za Neugodno projektno stanje v SIST EN 1990:

»Neugodno projektno stanje je stanje, ki zajema izjemne pogoje pri požaru, eksploziji, trčenju, lokalni porušitvi ipd.«

Če povežemo obe definiciji, lahko zaključimo, da je cilj zagotoviti, da v konstrukciji ne bo prišlo do nesorazmerne porušitve ob neugodnih vplivih. Nesorazmerna porušitev pa bi pomenila porušitev večjega dela konstrukcije zaradi poškodb posameznih konstrukcijskih elementov, kot se je pripetilo v primerih, predstavljenih v uvodu.

3.2 SIST EN 1990

SIST EN 1990 predstavlja osnovni dokument sistema Evrokod. Določa načela in zahteve za varnost, uporabnost in trajnost konstrukcij, opisuje osnove njihovega projektiranja in preverjanja.

3.2.1 Temeljne zahteve

Zahtevi (1)P in (2)P iz poglavja 2.1 standarda SIST EN 1990 podajata osnovne zahteve za projektiranje konstrukcij, saj zahtevata, da bo konstrukcija z določeno verjetnostjo *»prenašala vse vplive med gradnjo in uporabo«* in da je konstrukcijo potrebno projektirati tako, da bo *»konstrukcijsko odporna, uporabna in trajna.«*

Glavna zahteva, kar se tiče preprečevanja nesorazmerne porušitve in robustnosti, pa je zahteva (4)P, ki se glasi:

konstrukcijo je treba projektirati in izvesti tako, da škoda pri

- eksploziji,
- trku ali
- zaradi človeške napake,

po obsegu ustreza vzroku.

OPOMBA 1: Za dogodke, ki jih je potrebno upoštevati, se je treba za posamezne projekte dogovoriti z naročnikom in pristojnimi oblastmi.

OPOMBA 2: Nadaljne informacije so dane v EN 1991-1-7.

S tem se potrjuje zahteva iz regulative REG 305/2011 in predvideva projektiranje takih konstrukcij, ki bodo dovolj robustne.

Še ena zahteva, ki je v neposredni povezavi z robustnostjo, je zahteva (5)P, ki se glasi:

morebitno škodo je treba preprečiti ali omejiti z enim ali več naslednjimi ukrepi:

- preprečitev, izločitev ali zmanjšanje nevarnosti, ki jim je konstrukcija lahko izpostavljena,
- izbira take oblike konstrukcije, ki je manj občutljiva na upoštevane nevarnosti,
- izbira take oblike konstrukcije in konstrukcijskih detajlov, da lahko prenese v nezgodi odstranjen element ali del konstrukcije ali še sprejemljivo lokalno poškodbo,
- izogibanje konstrukcijskim sistemom, ki se porušijo brez predhodnega opozorila,
- povezovanje konstrukcijskih sistemov.

Ti ukrepi predstavljajo temeljno filozofijo projektiranja zadostne robustnosti. Podrobna navodila za projektiranje pa so določena v SIST EN 1991-1-7.

3.2.2 Projektna stanja

Projektna stanja, ki jih je potrebno upoštevati pri projektiranju, so podana v poglavju 3.2 standarda SIST EN 1990:

- trajna projektna stanja (upoštevajo se pogoji normalne uporabe),
- začasna projektna stanja (upoštevajo se začasni pogoji pri gradnji ali popravilih),
- nezgodna projektna stanja (upoštevajo se izjemni pogoji),
- potresna projektna stanja (upoštevajo se pogoji med potresom).

Kot smo že prej ugotovili, spada zagotavljanje potrebne robustnosti med nezgodna projektna stanja.

3.2.3 Nezgodno projektno stanje

Standard SIST EN 1990 nam podaja tudi projektne vrednosti vplivov in obtežne kombinacije za posamezna projektna stanja.

Splošna oblika kombinacije učinkov vplivov za nezgodno projektno stanje se glasi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ali } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i},$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristične vrednosti stalnih vplivov,

A_d projektna vrednost nezgodnih vplivov,

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost prevladujoče koristne obtežbe,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost preostale koristne obtežbe,

$\psi_{1,1}$ faktor za pogosto vrednost spremenljivega vpliva,

$\psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva.

Izbira med $\psi_{1,1}$ ali $\psi_{2,1}$ je povezana z ustreznim nezgodnim stanjem (trk, ogenj ali preživetje po nezgodnem dogodku ali stanju).

Preglednica 3.1: Vrednosti kombinacijskih faktorjev

Vpliv	ψ_1	ψ_2
Koristna obtežba v stavbah (glej EN 1991-1-1)		
Kategorija A: stanovanja	0,5	0,3
Kategorija B: pisarne	0,5	0,3
Kategorija C: stavbe, kjer se zbirajo ljudje	0,7	0,6
Kategorija D: trgovine	0,7	0,6
Kategorija E: skladišča	0,9	0,8
Kategorija H: strehe	0,0	0,0
Obtežba snega na stavbah (glej EN 1991-1-3)		
Finska, Islandija, Norveška, Švedska	0,5	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino nad 1000 m	0,5	0,2
Druge članice CEN, za kraje z nadmorsko višino pod 1000 m	0,2	0,0
Obtežba vetra na stavbah (glej EN 1991-1-4)	0,2	0,0
Sprememba temperature (ne pri požaru) v stavbah (glej EN 1991-1-5)	0,5	0,0

V Sloveniji so po določilih nacionalnega dodatka privzete vse priporočene vrednosti kombinacijskih faktorjev ψ_1 in ψ_2 . Podane so v preglednici 3.1.

3.3 SIST EN 1993-1-1

Evrokod 3 je namenjen projektiranju jeklenih stavb in ustreza zahtevam o varnosti in uporabnosti konstrukcij, ki so bile navedene v izhodiščnem standardu SIST EN 1990. V vseh primerih v tej diplomski nalogi sem pri projektiranju in dimenzioniranju konstrukcij upošteval pravila iz tega standarda.

V SIST EN 1993-1-1 ni specifičnih navodil za projektiranje robustnosti jeklenih konstrukcij. Vseeno pa vsebuje zahtevo po trajnosti in robustnosti konstrukcij ter upoštevanju nezgodnega obtežnega primera. Za nezgodni obtežni primer se sklicuje na standard SIST EN 1991-1-7, v katerem so natančno opredeljena splošna pravila za nezgodne vplive.

3.4 SIST EN 1991-1-7

Zahteve za projektiranje in dimenzioniranje konstrukcij, ki bodo ustrezno robustne in odporne proti nesorazmerni porušitvi, izhajajo iz SIST EN 1990. Podrobnosti o takem projektiranju pa so podane v SIST EN 1991-1-7.

3.4.1 Opis

SIST EN 1991-1-7 določa strategije in pravila za varovanje stavb pred nezgodnimi vplivi. Glavni cilj projektiranja pred nezgodnimi vplivi je preprečitev nesorazmerne porušitve. Pri tem je potrebno poskrbeti za lokalizacijo poškodb, ki so v standardu definirane kot:

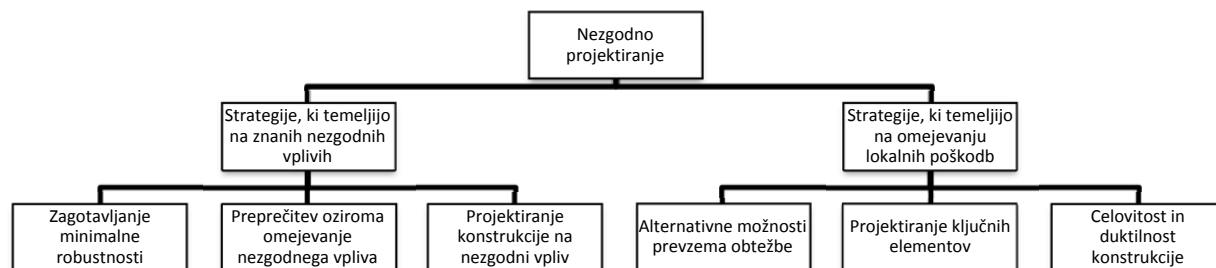
»Del konstrukcije, ki se je porušil ali je bil odstranjen zaradi nezgodnega dogodka.«

Z drugimi besedami bi lahko rekli, da moramo poskrbeti, da morebitne poškodbe v nezgodnem obtežnem primeru ostanejo lokalizirane in ne ogrozijo stabilnosti celotne konstrukcije oziroma je stabilnost zagotovljena toliko časa, da je omogočena varna evakuacija.

3.4.2 Strategija projektiranja

SIST EN 1991-1-7 določa:

- strategije, ki temeljijo na znanih nezgodnih vplivih,
- strategije, ki temeljijo na omejevanju lokalnih poškodb.



Slika 3.1: Strategije za nezgodno projektiranje

3.4.2.1 Strategije, ki temeljijo na znanih nezgodnih obtežbah

Strategije, ki temeljijo na znanih nezgodnih vplivih so bolj specifične. Nezgodne obtežbe, ki jih moramo upoštevati, so odvisne od:

- ukrepov, ki so potrebni za preprečitev ali zmanjšanje verjetnosti za nezgodni vpliv,
- verjetnosti za nastanek nezgodnega vpliva,
- posledic, ki jih tak dogodek povzroči,
- ravni dopustnega tveganja.

Poznati moramo točno obliko nezgodnega vpliva in njegovo velikost, kar pa je pri nezgodnih situacijah izredno težko. Potrebne bi bile raziskave, preizkusi in meritve vplivov natančno izbranih nezgodnih situacij, iz katerih bi nato določili projektne obremenitve konstrukcije.

Ukrepi, ki jih predvideva taka strategija:

- preprečevanje, da se nezgodna obtežba zgodi,
- zaščita konstrukcije pred vplivi nezgodne obtežbe,
- zagotavljanje potrebne robustnosti s projektiranjem ključnih elementov, s projektiranjem konstrukcijskih elementov in izbiro materialov, ki omogočajo duktilno obnašanje.

3.4.2.2 Strategije, ki temeljijo na nepoznanih nezgodnih obtežbah

Strategije, ki temeljijo na neznanih nezgodnih vplivih, pokrivajo široko področje možnih dogodkov in so v neposredni povezavi s strategijami za omejevanje lokalnih poškodb. Take strategije lahko predvidevajo nadomestno robustnost, ki pa je vseeno odvisna od nezgodne obtežbe, ki se pričakuje. Navodila za stavbe so v Dodatku A.

Glede na naravo jeklenih konstrukcij je večina potencialnih nezgodnih obtežb nepoznanih. Zato je pristop, kjer preprečujemo širjenje lokalnih poškodb, v splošnem bolj primeren.

Ukrepi, ki jih predvideva taka strategija:

- projektiranje ključnih nosilnih elementov, od katerih je odvisna stabilnost konstrukcije, da vzdržijo vplive modelne nezgodne obtežbe,
- projektiranje konstrukcije, da v primeru lokalnih poškodb ni ogrožena stabilnost celotne konstrukcije,
- upoštevanje pravil, ki predvidevajo sprejemljivo robustnost konstrukcije (horizontalne in vertikalne vezi, duktilni spoji, duktilni elementi, ...)

3.4.3 Razredi posledic

Strategije za nezgodne vplive temeljijo na uporabi razredov posledic, na podlagi katerih so predvideni ukrepi za nezgodne vplive, kar je predstavljeno v preglednici 3.2.

Preglednica 3.2: Razredi posledic in pripadajoči ukrepi

Razred posledic	Posledice	Ukrepi
CC1	Majhne posledice poškodbe	Ni specifičnih zahtev glede nezgodnih obtežb razen tega, da morajo biti upoštevane zahteve za robustnost in stabilnost, ki so podane v Evrokodih.
CC2	Srednje posledice poškodbe	Glede na posebnosti konstrukcije bo mogoče potrebna enostavna ekvivalentna statična analiza konstrukcije ali pa bo potrebno upoštevanje predpisanih pravil za projektiranje in detajliranje.
CC3	Velike posledice poškodbe	Podrobno preučiti potrebo po zanesljivostni analizi konstrukcije in nivo analize konstrukcije. Mogoče je potrebna analiza tveganj, dinamična analiza, nelinearni modeli in upoštevanje interakcije med obtežbo in konstrukcijo.

3.4.4 Dodatek A: Projektiranje za omejevanje lokalnih poškodb pri stavbah ob neznanem nezgodnem vplivu

Dodatek A nam podaja pravila in metode za projektiranje takih konstrukcij, ki bodo zdržale lokalno poškodbo zaradi neznanega nezgodnega vpliva brez nesorazmerne porušitve. Ukrepi so odvisni od razreda, v katerega je glede na tip, zasedenost in velikost zgradbe ter glede na povezavo z razredi posledic razvrščena stavba.

Preglednica 3.3: Razvrstitve stavb v razrede glede na vrsto in zasedenost

Razred posledic	Primer razvrstitve stavbe glede na vrsto in zasedenost
1	Posamezne naseljene hiše, ki ne presegajo 4 nadstropij. Kmetijske zgradbe. Stavbe v katere ljudje redko zahajajo, če ni noben del zgradbe bližje drugi zgradbi oziroma prostoru, kamor ljudje zahajajo, kot 1,5 kratnik višine zgradbe.
2a Nizko tveganje	5 nadstropne posamezne naseljene hiše. Hoteli, ki ne presegajo 4 nadstropij. Stanovanjski bloki, apartmaji in ostale stanovanjske stavbe, ki ne presegajo 4 nadstropij. Poslovne stavbe, ki ne presegajo 4 nadstropij. Industrijske zgradbe, ki ne presegajo 3 nadstropij. Trgovski prostori, ki ne presegajo 3 nadstropij z maksimalno etažno površino 1000 m ² . Enoetažne izobraževalne stavbe. Vse zgradbe, kamor zahajajo ljudje in ne presegajo 2 nadstropij z maksimalno etažno površino 2000 m ² .
2b Visoko tveganje	Hoteli, stanovanjski bloki, apartmaji in ostale večstanovanjske stavbe večje od 4 nadstropij in ne presegajo 15 nadstropij. Izobraževalne zgradbe večje od enega nadstropja in ne presegajo 15 nadstropij. Trgovski prostori večji od 3 nadstropij in ne presegajo 15 nadstropij. Bolnišnice, ki ne presegajo 3 nadstropij. Poslovne stavbe večje od 4 nadstropij in ne presegajo 15 nadstropij. Vse stavbe, kamor zahajajo ljudje in z etažno površino večjo od 2000 m ² ter manjšo od 5000 m ² . Garažne hiše, ki ne presegajo 6 nadstropij.
3	Vse stavbe uvrščene v razred 2a in 2b, ki presežejo dovoljene etažne površine in število nadstropij. Vse stavbe kamor ljudje zahajajo v velikem številu. Stadioni, ki sprejmejo več kot 5000 obiskovalcev. Zgradbe, ki vsebujejo nevarne substance in procese.

Kot je opaziti iz klasifikacije razredov, je velikost stavbe le delni kriterij za razvrstitev. Drugi faktor za kategorizacijo je dejavnost kateri bo stavba namenjena, kar upošteva tudi socialno-ekonomski vpliv zgradbe. Tako so bolnišnice in šole uvrščene v višje razrede.

Tako razvrščanje na podlagi tveganja temelji na upoštevanju različnih spremenljivk:

- število ljudi, ki so izpostavljeni tveganju,
- lokacija zgradbe in njena višina,
- posledice v družbi ob poškodbi stavbe,
- vrsta obtežbe in verjetnost, da se bo obtežba zgodila istočasno s prisotnostjo velikega števila ljudi v zgradbi oziroma v bližini zgradbe,
- tip konstrukcije in lastnosti izbranega gradbenega materiala.

V nadaljevanju dodatka A standarda SIST EN 1991-1-7 so nato predstavljene metode za zagotavljanje ustrezne robustnosti pri posameznih razredih konstrukcij. Od razreda CC1 pa do CC3 se zahteve večajo, kar je odsev povečanja razsežnosti posledic od razreda do razreda v primeru porušitve. Cilj vseh zahtev pa je preprečitev pojava poškodb konstrukcije, ki so nesorazmerne s prvotnim vzrokom.

Povzetek zahtev za posamezne razrede konstrukcij je predstavljen v preglednici 3.4 in 3.5.

Preglednica 3.4: Povzetek zahtev za zagotavljanje robustnosti v razredu 1 in 2a

Razred posledic	Zahteve in ukrepi za zagotavljanje robustnosti
1	<p>Zgradba je projektirana in grajena v skladu z zahtevami danimi v standardih od SIST EN 1990 do SIST EN 1999 za zagotavljanje stabilnosti pri normalni uporabi. Ni potrebno upoštevati nobenih dodatnih zahtev za primer nezgodnih vplivov.</p> <p>V vseh etažah okvirne konstrukcije moramo zagotoviti minimalno stopnjo horizontalnih vezi, kar pomeni, da morajo biti vsi spoji prečka-steber sposobni prenesti natezno silo 75 kN, ki je ni potrebno kombinirati z ostalimi vplivi.</p> <p>Horizontalne vezi moramo zagotoviti tudi na nivoju strehe, razen v primerih, ko strešna konstrukcija ni težja od $0,7 \text{ kN/m}^2$.</p> <p>V spojih prečka-prečka ni potrebno zagotoviti minimalnih horizontalnih vezi. Zato ni potrebno dimenzionirati sekundarnih prečk kot vezi.</p>
2a	<p>V primerjavi z razredom 1 moramo dodatno upoštevati učinkovite horizontalne vezi ali učinkovito sidranje prekinjenih talnih plošč v zidove.</p> <p>Pri projektiranju horizontalnih vezi moramo upoštevati dejansko natezno silo, ki mora presežati minimalne zahteve (75 kN).</p> <p>Projektne vrednosti nateznih sil v vezi:</p> <p>a) $T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$. . . notranje vezi,</p> <p>b) $T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$. . . robne vezi,</p> <p>kjer je:</p> <p>g_k . . . stalna obtežba, q_k . . . koristna obtežba,</p> <p>s . . . razdalja med vezmi, L . . . razpon med stebri.</p> <p>Zahtevani položaji horizontalnih vezi:</p> <ul style="list-style-type: none"> – ob robu vsakega nadstropja in strehe, – znotraj etaže, da povežemo notranje stebre, <ul style="list-style-type: none"> – v neprekinjenih linijah, – robne vezi morajo biti čimbližje robu etaže, – vezi, ki povezujejo stebre, morajo biti postavljene čimbližje stebrom, <p>Horizontalne vezi so lahko izvedene iz sledečih elementov oz. kombinacije le-teh:</p> <ul style="list-style-type: none"> – valjanimi jeklenimi prerezi, – jeklenimi armaturnimi palicami/mrežami v sovprežnih ploščah, – profilirano jekleno pločevino pri sovprežnih konstrukcijah, – montažnimi elementi, če so ustrezno spojeni z jeklenimi prečkami.

Preglednica 3.5: Povzetek zahtev za zagotavljanje robustnosti v razredu 2b in 3

Razred posledic	Zahteve in ukrepi za zagotavljanje robustnosti
<p>2b</p>	<p>Za projektiranje odpornosti na nesorazmerno porušitev so na voljo tri metode:</p> <p>a) Metoda s horizontalnimi in vertikalnimi vezmi. Zahteve za horizontalne vezi so enake kot za Razred 2a. Zahteve za vertikalne vezi:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Vsi stebri morajo skozi etaže potekati neprekinjeno. – Sposobne morajo biti prenesti natezno silo enako največji vertikalni stalni in koristni obtežbi s katerekoli etaže. <p>b) Metoda namišljene odstranitve Vsak nosilni element mora biti namišljeno posamično odstranjen, da lahko zagotovimo omejitev in lokalizacijo poškodb ter da konstrukcija ostane stabilna. Mejne vrednosti dovoljene lokalne porušitve so podane v standardu SIST EN 1991-1-7, Annex A. Lokalne poškodbe ne smejo preseči 15% etažne površine oziroma 100 m². Po odstranitvi kateregakoli nosilnega elementa mora konstrukcija ostati stabilna kot celota. Če bi odstranitev kateregakoli nosilnega elementa imela za posledico nestabilnost celotne konstrukcije, je potrebno tak element dimenzionirati kot ključen element. Obtežna kombinacija za to metodo:</p> $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ <p>c) Metoda ključnih elementov Ključni elementi morajo biti sposobni prenesti nezgodno obtežbo A_d, ki deluje v horizontalni in vertikalni smeri na element in ostale spojene komponente. Priporočena vrednost za A_d je 34 kN/m². Nezgodna obtežba mora biti upoštevana na ključnem elementu in na povezanih komponentah z upoštevanjem največje nosilnosti povezanih komponent. Obtežna kombinacija za to metodo:</p> $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ <p>Dodatne zahteve:</p> <ul style="list-style-type: none"> – Zavetrovana polja za prenos horizontalnih obtežb morajo biti porazdeljena enakomerno po konstrukciji tako, da sta v vsaki smeri vsaj 2. – Pri uporabi prefabriciranih betonskih plošč, streh ali stopnic, morajo biti le-te ustrezno sidrane v smeri razpona. – Ko se uporabi metoda namišljene odstranitve elementov ali metoda ključnih elementov, moramo zagotoviti horizontalno robustnost konstrukcije v obeh smereh, kar je v splošnem zagotovljeno s horizontalnimi vezmi.
<p>3</p>	<p>Upoštevana mora biti ocena sistematičnega tveganja, ki mora zajeti predvidene in nepredvidene nevarnosti za konstrukcijo. Priporoča se uporaba več zavetrovanj, sidranje plošč, ... Minimalne zahteve: zahteve za razred 2b.</p>

V nadaljevanju so na posameznih primerih natančno predstavljene metode za kontrolo robustnosti.

4 ZGRADBE V RAZREDU 1

4.1 Opis zgradb

Med zgradbe v prvem razredu posledic spadajo:

- posamezne naseljene hiše, ki ne presegajo 4 nadstropij,
- kmetijske zgradbe,
- stavbe v katere ljudje redko zahajajo, če ni noben del zgradbe bližje drugi zgradbi oziroma prostoru kamor ljudje zahajajo, kot 1,5 kratnik višine zgradbe.

Iz klasifikacije je razvidno, da sem spadajo predvsem stavbe z izredno majhnim številom tveganju izpostavljenih ljudi, nižje stavbe in stavbe z manjšimi posledicami v družbi ob morebitni porušitvi.

4.2 Strategija za robustnost

Ni specifičnih zahtev glede nezgodnih obtežb razen tega, da morajo biti upoštevane zahteve za robustnost in stabilnost, ki so podane v Evrokodih.

4.2.1 Dodatne zahteve

Priporoča se zagotavljanje vsaj minimalnih horizontalnih vezi. Minimalna zahteva je, da je horizontalna vez načrtovana tako, da prenese vsaj natezno silo velikosti 75 kN. Pri tem ni potrebno upoštevati vplive drugih obtežb.

Cilj zagotavljanja minimalnih horizontalnih vezi je, da se prečke in stebri ne bi ločili že pri majhnih horizontalnih pomikih, kar bi lahko pomenilo porušitev prečke in plošče.

Podobno je potrebno zagotoviti tudi pri strehi.

4.3 Minimalne horizontalne vezi

4.3.1 Prednosti zagotavljanja minimalnih horizontalnih vezi

Z zagotavljanjem minimalnih horizontalnih vezi želimo doseči ustrezno povezanost med stebri in prečkami. S tem preprečimo porušitev prečk pri relativno majhnih pomikih ali pri navpičnih obtežbah, ki delujejo navzgor.

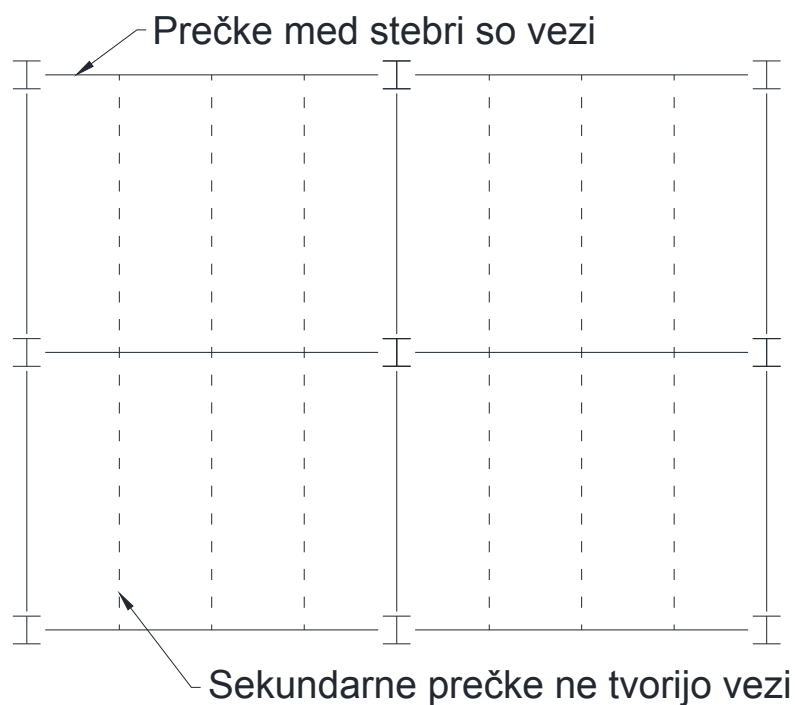
Predvsem v primerih, kjer bi lahko teoretično prišla v upoštevanje le lastna teža in horizontalna obtežba, je pri zavetrovanih okvirjih možno dimenzionirati le strižno obremenjene spoje prečka–steber (prečka le položena na majhen nosilec, ki je privarjen na steber). Toda takim spojem se v praksi izogibamo.

4.3.2 Pravila za projektiranje

Pri zagotavljanju minimalnih horizontalnih vezi morajo biti vsi spoji med stebrom in prečko sposobni prenesti projektno natezno silo v velikosti 75 kN . Pri tem ni potrebno hkrati upoštevati ostalih obremenitev v spoju.

Priporočilo je potrebno upoštevati tudi na nivoju strehe, če teža strešne konstrukcije presega $0,7 \text{ kN/m}^2$.

Horizontalne vezi je potrebno zagotoviti le med stebri in prečkami. V spojih med primarnimi in sekundarnimi prečkami tega ni potrebno upoštevati.

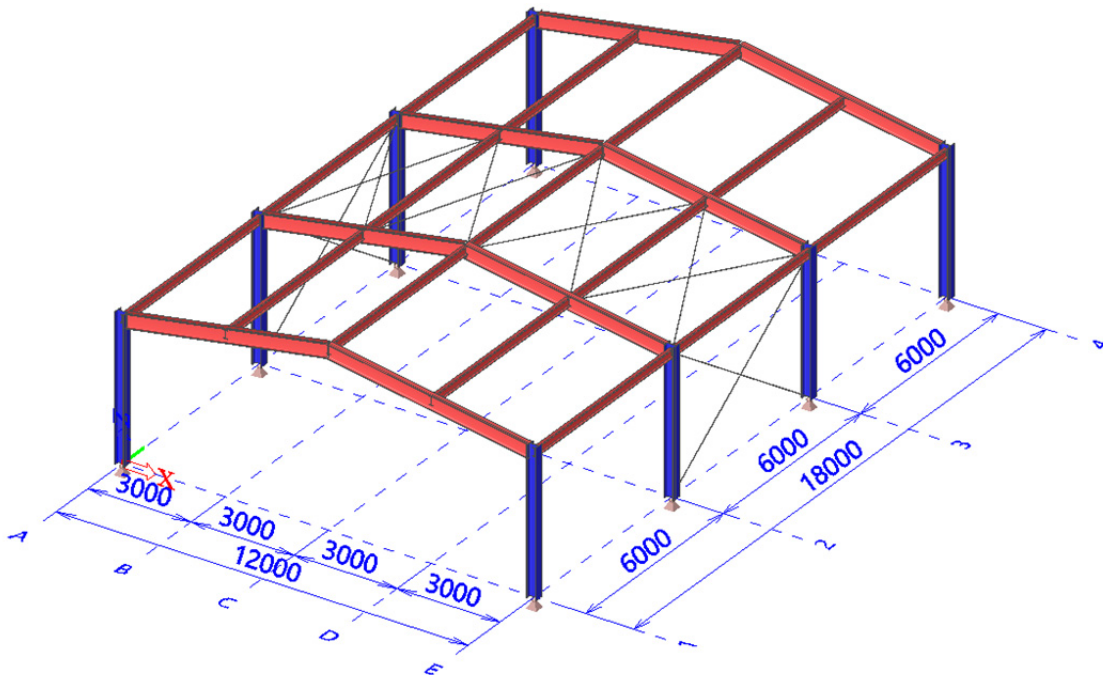


Slika 4.1: Položaj horizontalnih vezi

4.4 PRIMER 1: Garaža za shranjevanje strojne opreme

4.4.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Ljubljana, nadmorska višina 298 m.
- Obtežba vetra: CONA1, kategorija terena III, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.
- Obtežba snega: območje A2, karakteristična vrednost obtežbe snega je $s_k = 1,51 \text{ kN/m}^2$.
- Potresna obtežba ni upoštevana.



Slika 4.2: Garaža za shranjevanje strojne opreme

4.4.2 Opis zgradbe

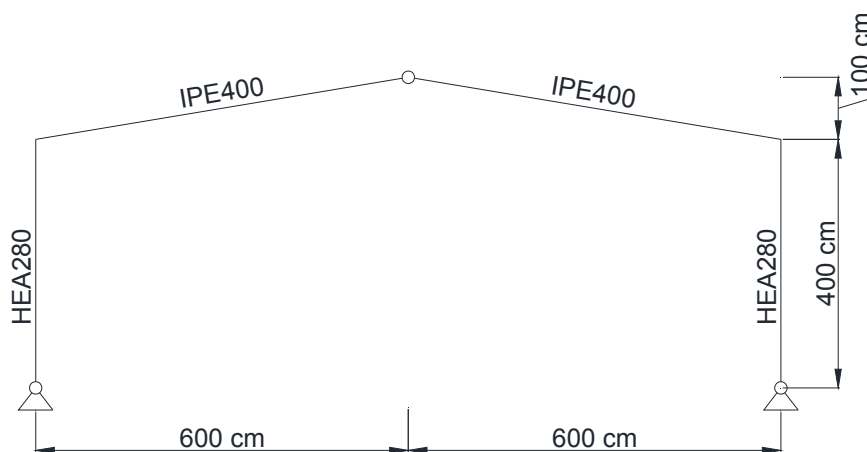
Obravnavani objekt bo namenjen garaži za shranjevanje strojne opreme. Zaradi dejavnosti, ki se bo izvajala v njem, se tak objekt razvrsti v razred 1.

Objekt je pravokotne oblike. Dimenzije za statično analizo so: dolžina 18 m, širina 12 m in višina na sredini strehe 5 m, na robu pa 4 m. Objekt je enoetažen in nepodkleten.

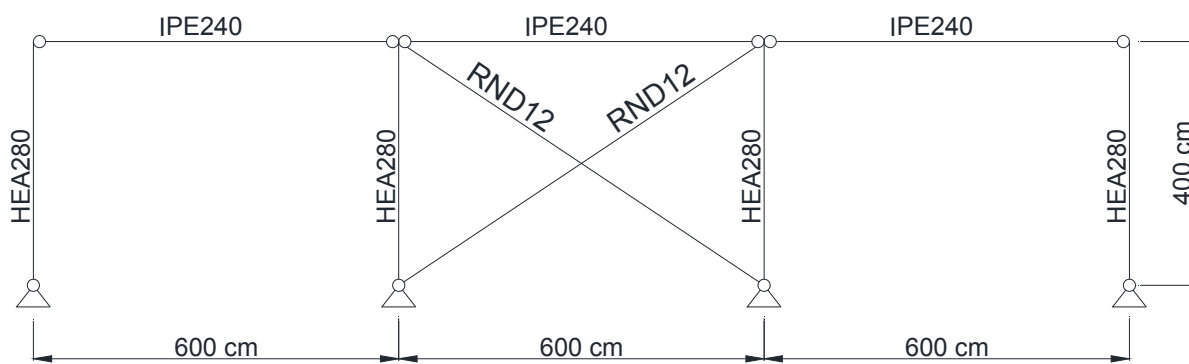
Vso zunanjo obtežbo prevzame glavna jeklena konstrukcija, ki je sestavljena iz štirih okvirjev na razdalji 6 m. Statična zasnova okvirjev je tročlenski lok.

4.4.3 Zasnova konstrukcije

Po statični zasnovi je objekt prostorski okvir. Vertikalna obtežba se preko strešnih panelov in strešnih nosilcev prenaša na stebre. Primarni strešni nosilci so z momentnim spojem povezani s stebri, ki so členkasto vpeti v temelje.



Slika 4.3: Kmetijska zgradba - prečni prerez



Slika 4.4: Kmetijska zgradba - vzdolžni prerez

Temeljna tla so dobro nosilna. Izvede se plitko temeljenje s pasovnimi temelji v vzdolžni smeri. Reakcije okvirne konstrukcije v celoti prevzame armiranobetonska temeljna greda.

Obtežbi snega in lastne teže se preko strešnih panelov, strešnih leg, strešnih nosilcev in stebrov prenašata v temelje.

Obtežbo vetra v ravnini strehe prevzame strešno povezje, v vzdolžni smeri pa horizontalno obtežbo prevzame zavetrovano polje. Strešne lege potekajo kontinuirano v vzdolžni smeri konstrukcije in hkrati predstavljajo tudi bočno podporo za strešne nosilce in tako prenašajo izbočne sile do strešnega povezja.

Vsi spoji na montaži so vijačeni. Momentni spoji pri priključevanju strešnih nosilcev na stebre so izvedeni z navadnimi vijaki kvalitete 8'8. Vsi kotni zvari so polnonosilni. Izbrani so vročevaljani jekleni profili, povezja pa sestavljajo jeklene palice.

4.4.4 Vplivi na konstrukcijo

Preglednica 4.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo

Obtežba	
Stalna	Strešni paneli Fasadni paneli Nosilna jeklena konstrukcija
Koristna	/
Veter	DA
Sneg	DA
Potres	NE

Pri dimenzioniranju konstrukcije je bila upoštevana vsa stalna obtežba, veter in sneg. Koristne obtežbe pri enoetažnem objektu ni. Potres ni bil upoštevan, saj pričakujem, da bi z upoštevanjem potresne obtežbe avtomatsko zadostili vsem zahtevam za robustnost. Zato sem ga na tej stopnji izpustil in se raje posvetil robustnosti. Vsekakor pa ga je potrebno v realni situaciji upoštevati.

4.4.5 Material




V konstrukciji bo uporabljeno konstrukcijsko jeklo S235 in vijaki kvalitete 8.8.

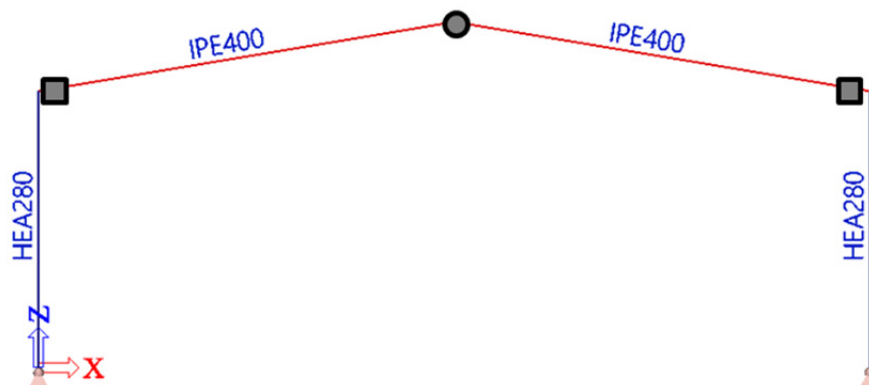
4.4.6 Dimenzioniranje in kontrola pomikov

Statična analiza obsega kontrolo nosilnosti in stabilnosti vseh nosilnih elementov nosilne konstrukcije. Notranje sile in pomiki so izračunani z elastično analizo z upoštevanjem vpliva teorije drugega reda in z začetno geometrijsko nepopolnostjo.

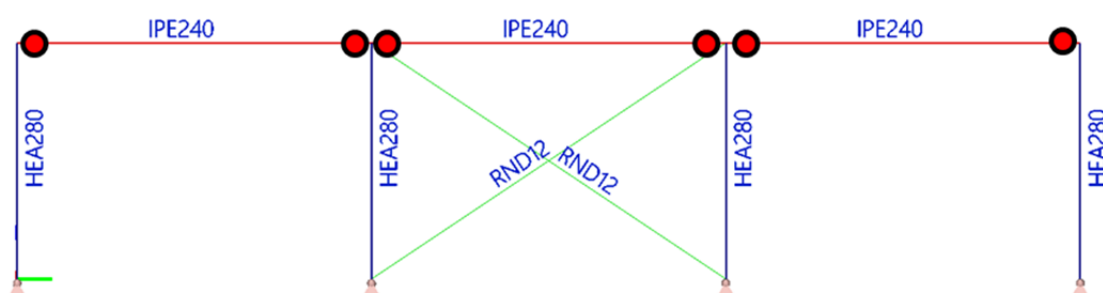
4.4.7 Zagotavljanje robustnosti

Po priporočilih za razred 1 moramo načrtovati spoj, ki bo prenesel natezno silo velikosti 75 kN. Zahtevani položaj horizontalnih vezi je v pritličju in na nivoju strehe. V tem primeru, ker imamo enoetažni objekt, se minimalne horizontalne vezi zagotovijo v spojih:

- Momentni spoj prečka–steber (Oznaka položaja na sliki 4.5: )
- Členkast spoj prečka–prečka na vrhu strehe (Oznaka položaja na sliki 4.5: )
- Členkast spoj prečka–steber v vzdolžni smeri konstrukcije (Oznaka položaja na sliki 4.6: )



Slika 4.5: Položaj horizontalnih vezi na prečnem okvirju



Slika 4.6: Položaj horizontalnih vezi na vzdolžnem okvirju

4.4.7.1 Momentni spoj prečka–steber

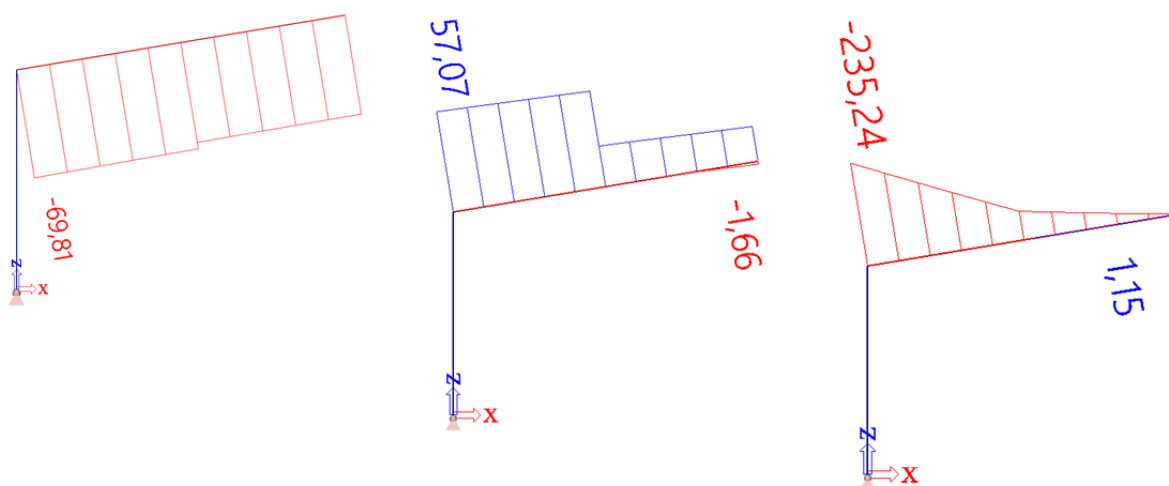
4.4.7.1.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju v mejnem stanju nosilnosti.

$$N_{Ed} = -69,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 57,1 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 235,2 \text{ kNm}$$



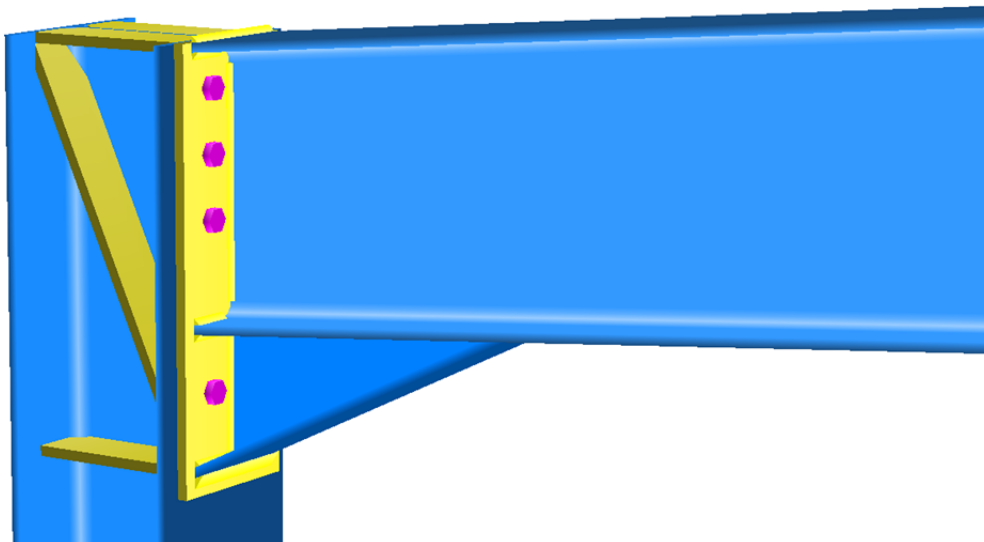
Slika 4.7: Obremenitve spoja za MSN

Zaradi naklona strehe $\alpha = 9,5^\circ$ sem preračunal dejanske sile v spoju, ki znašajo:

$$N_{Ed} = -59,4 \text{ kN}, V_{Ed} = 67,8 \text{ kN} \text{ in } M_{Ed} = 235,2 \text{ kNm}.$$

V spoju se stikata profila HEA 280 in IPE 400.

Z uporabo programa CoP2 in z upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral momentni spoj, ki ga sestavlja 8 vijakov, čelna pločevina debeline $t_{\text{čp}} = 1,5 \text{ cm}$, vuta in prečni ter diagonalna ojačitev stebra.



Slika 4.8: Momentni spoj prečka-steber

Izbral sem vijake velikosti M20 in kvalitete 8.8:

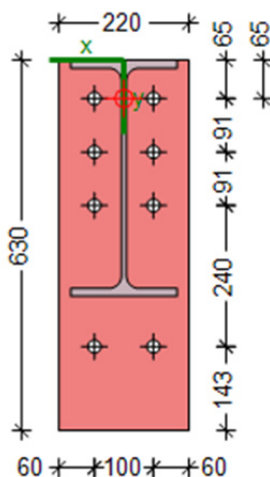
$$A_{\text{vijak}} = 3,14 \text{ cm}^2, \quad d_{\text{vijak}} = 20 \text{ mm},$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$d_m = 31,1 \text{ mm}, \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

4.4.7.1.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 1, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti natezno silo velikosti 75 kN . Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb. Za določitev natezne nosilnosti spoja sem ponovno uporabil program CoP2, ki računa z »nadomestnimi T elementi«.



Slika 4.9: Razporeditev vijakov

V izpisu programa imamo podano nosilnost posamezne vrste in merodajen porušni mehanizem.

Preglednica 4.2: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem

Vrsta	Nosilnost	Merodajen mehanizem
1. vrsta	$F_{t,Rd,1} = 229,7 \text{ kN}$	Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice stebra.
2. vrsta	$F_{t,Rd,2} = 186,7 \text{ kN}$	Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo čelne pločevine.
3. vrsta	$F_{t,Rd,3} = 78,9 \text{ kN}$	Porušitev stojine stebra v nategu.
4. vrsta	$F_{t,Rd,1} = 78,9 \text{ kN}$	Porušitev stojine stebra v nategu.

Opazimo, da že z nosilnostjo prve vrste presežemo natezno obremenitev 75 kN v horizontalni vezi.

Kontrola nosilnosti:

$$F_{t,Rd,1} = 229,7 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN} \checkmark$$

Dimenzionirani momentni spoj za primer mejnega stanja nosilnosti, z lahkoto zadosti zahtevam za minimalne horizontalne vezi za potrebe robustnosti. Zato zaključim, da je momentni spoj dovolj robusten za konstrukcije v razredu 1.

4.4.7.2 Členkast spoj prečka–prečka na vrhu strehe

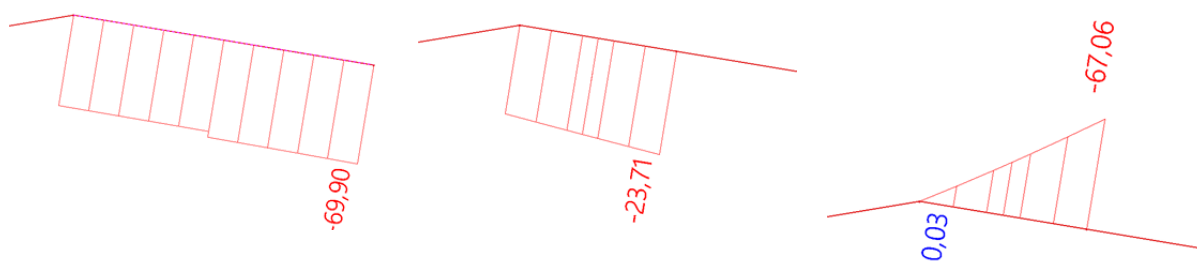
4.4.7.2.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = -69,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -23,7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0 \text{ kNm}$$



Slika 4.10: Obremenitve spoja za MSN

Zaradi naklona strehe $\alpha = 9,5^\circ$ sem preračunal dejanske sile v spoju, ki znašajo:

$$N_{Ed} = -68,9 \text{ kN}, V_{Ed} = 31,9 \text{ kN} \text{ in } \Delta M_{Ed} = e \cdot V_{Ed} = 0,2 \text{ kNm},$$

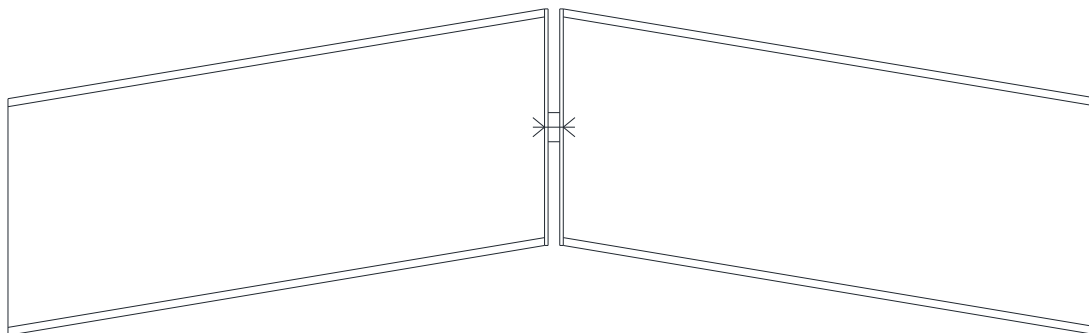
kjer je:

$$e = 1 \text{ cm} \quad \text{ekscentričnost spoja,}$$

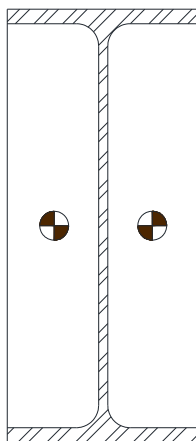
$$\Delta M_{Ed} \quad \text{nadomestni moment zaradi ekscentričnosti.}$$

V spoju se stikata profila IPE 400.

V ravnini vijakov predpostavimo računski členek, čeprav so vijaki poleg strižne sile obremenjeni tudi z dodatnim nategom zaradi upogibnega momenta.



Slika 4.11: Členkast spoj prečka-prečka (vzdolžni pogled)



Slika 4.12: Členkast spoj prečka - prečka (prečni prerez)

Z upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral členkast spoj, ki ga sestavljata 2 vijaka, čelni pločevini debeline $t_{cp} = 1 \text{ cm}$ in vmesna pločevina debeline $t_{vp} = 2 \text{ cm}$ in višine $h_{vp} = 5 \text{ cm}$.

Izbral sem vijake velikosti M12 in kvalitete 8⁸:

$$A_{vijak} = 1,13 \text{ cm}^2, \quad d_{vijak} = 12 \text{ mm},$$

$$d_0 = 13 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$d_m = 22,5 \text{ mm}, \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

4.4.7.2.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 1, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti natezno silo velikosti 75 kN . Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb.

V skladu z SIST EN 1993-1-8 in uporabo nadomestnih »T elementov« sem določil sodelujoče dolžine pri čelni pločevini:

$$l_{eff,cp} = 226,6 \text{ mm},$$

$$l_{eff,nc} = 198,3 \text{ mm},$$

$$l_{eff,1} = \min[l_{eff,cp}, l_{eff,nc}] = 198,3 \text{ mm},$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 198,3 \text{ mm}.$$

Upogibni nosilnosti T elementa znašata:

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_{cp}^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = 105,9 \text{ kNcm}.$$

Prvi porušni mehanizem (polna plastifikacija čelne pločevine):

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = 117,5 \text{ kN},$$

kjer je:

m razdalja med vijakom in stojino prečke.

Drugi porušni mehanizem (porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice):

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = 79,6 \text{ kN},$$

kjer je:

n razdalja med vijakom in robom čelne pločevine,

$$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{f_{ub} A_{s,vijak}}{\gamma_{M2}} = 48,6 \text{ kN} \quad \text{natezna nosilnost enega vijaka.}$$

Tretji porušni mehanizem (porušitev vijaka):

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 97,2 \text{ kN}.$$

Izkaže se, da je merodajen drugi porušni mehanizem:

$$F_{T,Rd} = \min[F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}] = 79,6 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN}. \checkmark$$

Dimenzionirani členkasti spoj za mejno stanje nosilnosti zadovolji tudi minimalnim zahtevam za potrebe robustnosti, vendar je v tem primeru izkoriščenost spoja veliko večja od momentnega spoja.

4.4.7.3 Členkast spoj prečka-steber na vzdolžnem okvirju

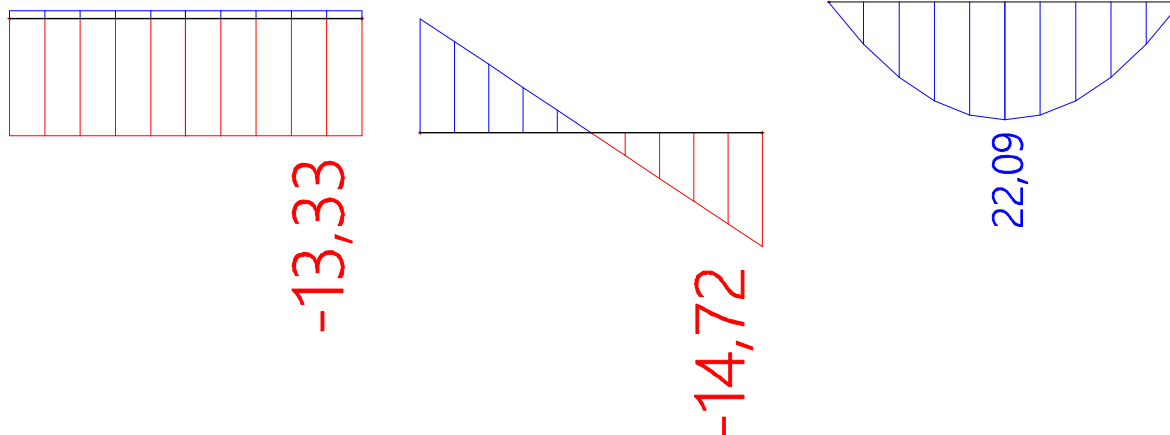
4.4.7.3.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = -13,3 \text{ kN}$$

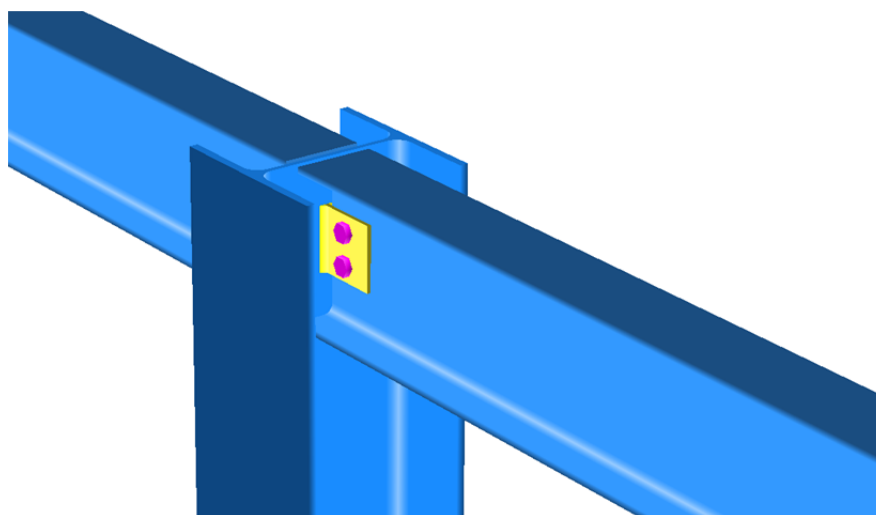
$$V_{Ed} = -13,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,0 \text{ kNm}$$



V spoju se stikata profila HEA 280 in IPE 240.

Z uporabo programa CoP2 in z upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral členkast spoj, ki ga sestavljata 2 vijaka in vezna pločevina debeline $t_{\text{čp}} = 0,6 \text{ cm}$.



Slika 4.13: Členkast spoj prečka steber v vzdolžni smeri

Izbral sem vijake velikosti M16 in kvalitete 8⁸:

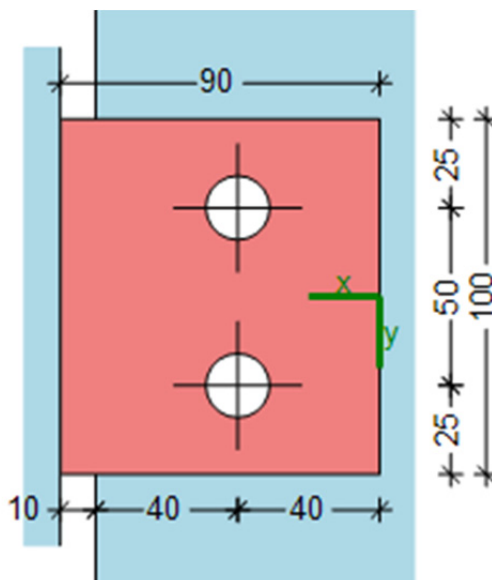
$$A_{\text{vijak}} = 2,01 \text{ cm}^2, \quad d_{\text{vijak}} = 16 \text{ mm},$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$A_{s,\text{vijak}} = 1,57 \text{ cm}^2, \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

4.4.7.3.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 1, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti natezno silo velikosti 75 kN. Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb.



Slika 4.14: Razporeditev vijakov

Strižna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_{s,vijak}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1,57 cm^2}{1,25} = 60,3 kN,$$

kjer je:

$F_{v,Rd}$ strižna nosilnost enega vijaka,

f_{ub} nosilnost vijaka,

$A_{s,vijak}$ površina vijaka,

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Nosilnost na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_l \alpha_b f_u d \text{Min}[t_w, t_{vp}]}{\gamma_{M2}} = \frac{2,2 \cdot 0,74 \cdot 36 \frac{kN}{cm^2} \cdot 0,6 cm}{1,25} = 44,8 kN,$$

kjer je:

$F_{b,Rd}$ nosilnost na bočni pritisk,

$$k_l = \min \begin{cases} 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, \\ 2,5 \end{cases}$$

$$\alpha_b = \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{cases}$$

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Če želimo zagotoviti duktilno obnašanje spoja, mora biti nosilnost na bočni pritisk manjša od strižne nosilnosti vijakov.

$$F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$44,8 \text{ kN} \leq 60,3 \text{ kN}. \checkmark$$

Kontrola strižnega iztrga vezne pločevine:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 106,1 \text{ kN}.$$

Kontrola strižnega iztrga stojine prečke:

$$V_{eff,2,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 109,7 \text{ kN}.$$

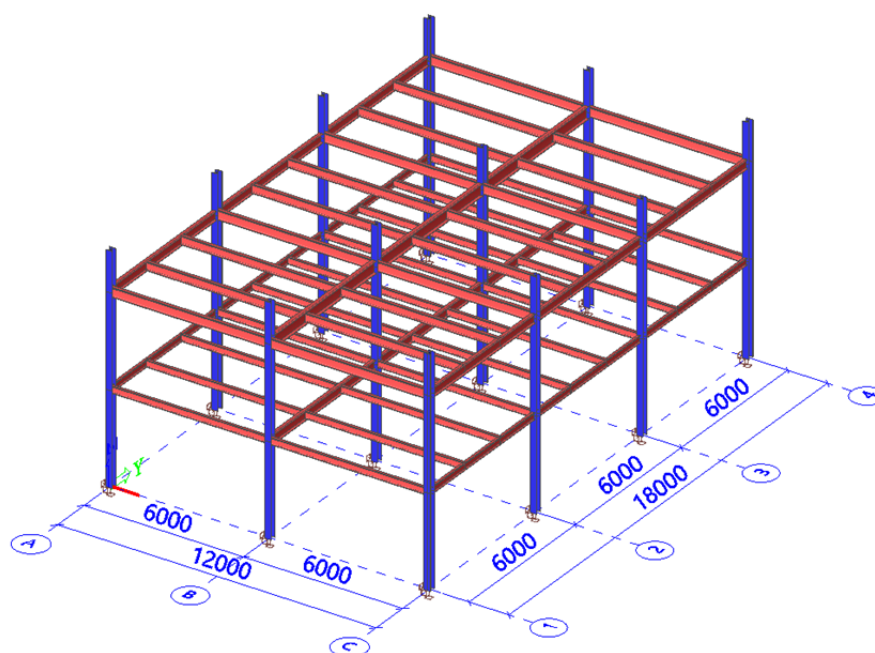
Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{SPOJ} = \min[2F_{v,Rd}, 2F_{b,Rd}, V_{eff,1,Rd}, V_{eff,2,Rd}] = 2F_{b,Rd} = 89,6 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN}. \checkmark$$

4.5 PRIMER 2: Stanovanjska stavba

4.5.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Ljubljana, nadmorska višina 298 m.
- Obtežba vetra: CONA1, kategorija terena III, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.
- Obtežba snega: območje A2, karakteristična vrednost obtežbe snega je $s_k = 1,51 \text{ kN/m}^2$.
- Potresna obtežba ni upoštevana.



Slika 4.15: Stanovanjska stavba

4.5.2 Opis zgradbe

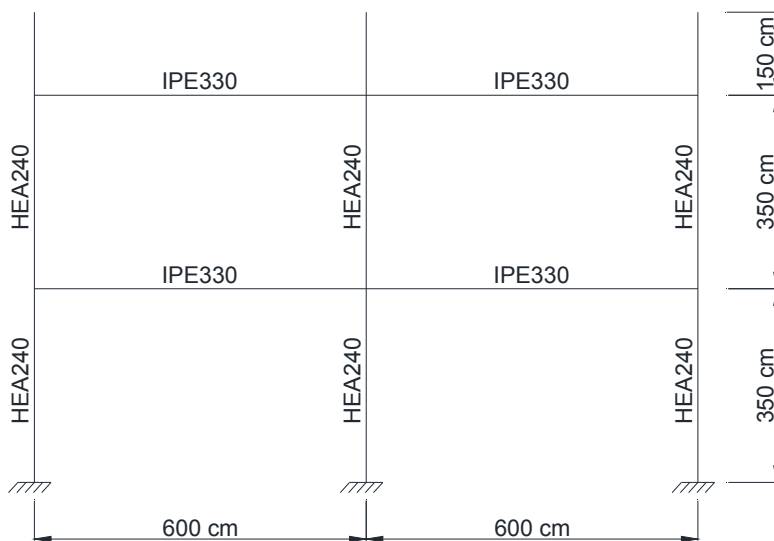
Obravnani objekt predstavlja elitno dvoetažno stanovanjsko hišo in ima zeleno streho z ogromno teraso. Zaradi namembnosti in števila etaž, se objekt razvrsti v razred 1.

4.5.3 Zasnova konstrukcije

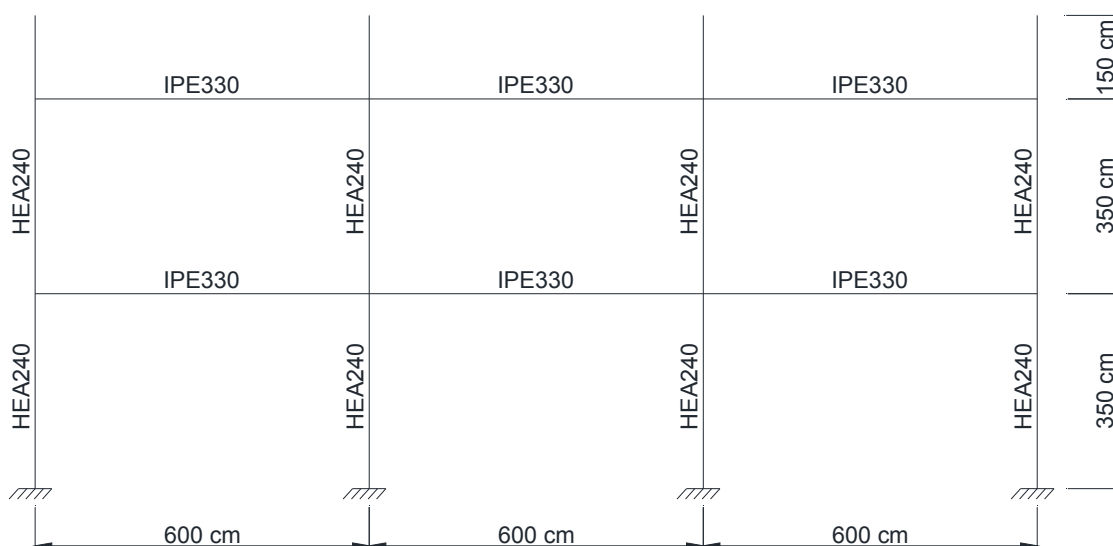
Objekt je pravokotne oblike. Dimenzije za statično analizo so: dolžina 18 m in širina 12 m. Višina posamezne etaže znaša 3,5 m, skupna višina fasadne konstrukcije s parapetom pa znaša 8,5 m. Objekt je nepodkleten.

Po statični zasnovi gre za prostorski okvir. Vso zunanjo obtežbo prevzame glavna jeklena konstrukcija, ki je sestavljena iz štirih okvirjev na razdalji 6 m.

Vertikalna obtežba se preko sovprežne konstrukcije in sekundarnih nosilcev prenaša na primarne nosilce in nato preko stebrov do temeljev. Stebri so toga vpeti v temelje.



Slika 4.16: Stanovanjska stavba - prečni prerez



Slika 4.17: Stanovanjska stavba - vzdolžni prerez

Temeljna tla so dobro nosilna. Izvede se plitko temeljenje s pasovnimi temelji v vzdolžni in prečni smeri. Reakcije okvirne konstrukcije v celoti prevzame armiranobetonska temeljna greda.

Obtežba snega se preko strešne sovprežne konstrukcije, strešnih nosilcev in stebrov prenaša v temelje.

Celotno obtežbo vetra prevzamejo momentni okvirji.

Vsi spoji na montaži so vijачeni. Momentni spoji pri priključevanju strešnih nosilcev na stebre so izvedeni z navadnimi vijaki kvalitete 8`8. Vsi kotni zvari so polnonosilni. Izbrani so vročevaljani jekleni profili.

4.5.4 Vplivi na konstrukcijo

Preglednica 4.3: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo

Obtežba	
Stalna	Zelena streha Steklena fasada Nosilna jeklena konstrukcija
Koristna	DA
Veter	DA
Sneg	DA
Potres	NE

Pri dimenzioniranju konstrukcije je bila upoštevana vsa stalna obtežba, koristna obtežba, veter in sneg. Potres ni bil upoštevan, saj bi z upoštevanjem potresne obtežbe avtomatsko zadostili vsem zahtevam za robustnost. Zato sem ga izpustil in se raje posvetil robustnosti. Vsekakor pa ga je potrebno v realni situaciji upoštevati.

4.5.5 Material

V konstrukciji bo uporabljeno konstrukcijsko jeklo S235 in vijaki kvalitete 8`8.

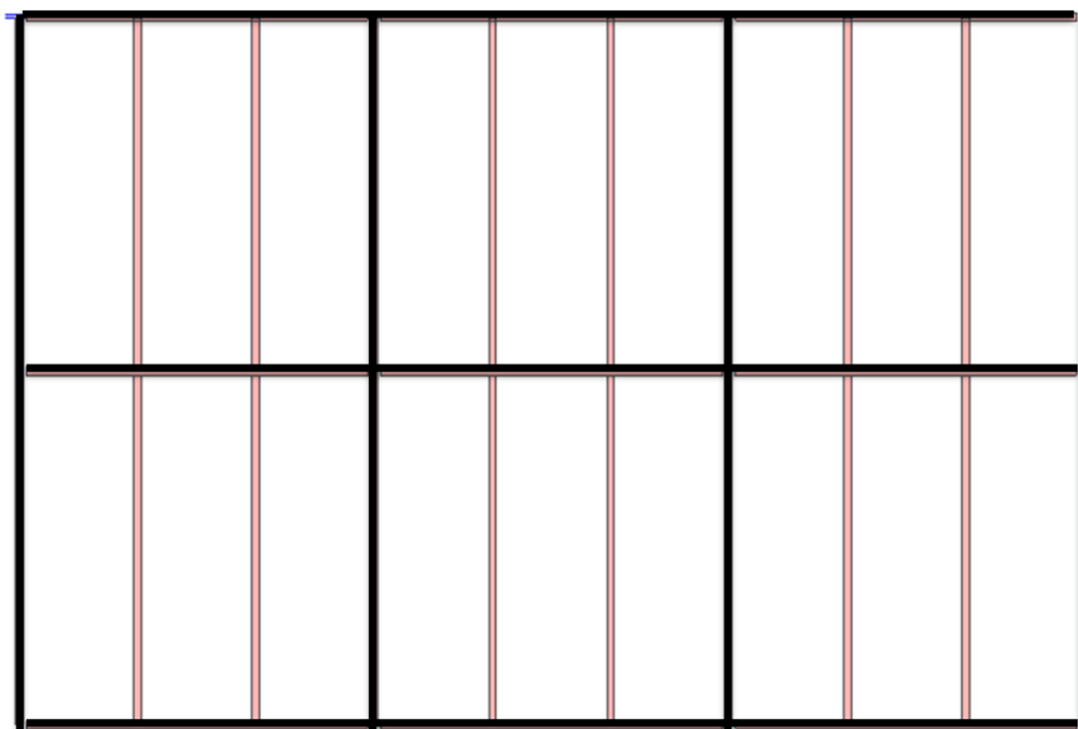
4.5.6 Dimenzioniranje in kontrola pomikov

Statična analiza obsega kontrolo nosilnosti in stabilnosti vseh nosilnih elementov nosilne konstrukcije. Notranje sile in pomiki so izračunani z elastično analizo z upoštevanjem vpliva teorije drugega reda in z začetno geometrijsko nepopolnostjo.

4.5.7 Zagotavljanje robustnosti

Po priporočilih za razred 1 moramo načrtovati spoj, ki bo prenesel natezno silo velikosti 75 kN.

Zahtevani položaj horizontalnih vezi je v pritličju in na nivoju strehe, saj je strešna konstrukcija težja od 0,7 kN/m².



Slika 4.18: Položaj horizontalnih vezi

Na sliki 4.18 je s črno označen potek horizontalnih vezi. V vseh spojih, ki so na črni črti, moramo upoštevati zahtevo za robustnost in zagotoviti natezno nosilnost v spoju v velikosti 75 kN .

4.5.7.1 Momentni spoj prečka–steber 1. etaža

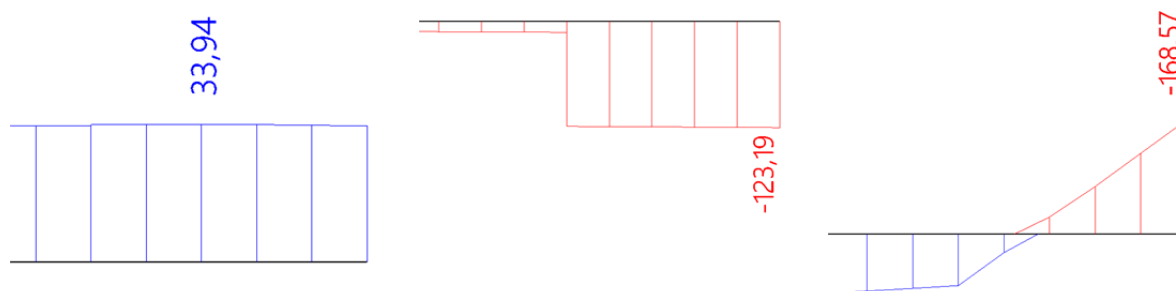
4.5.7.1.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = 33,9 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -123,2 \text{ kN}$$

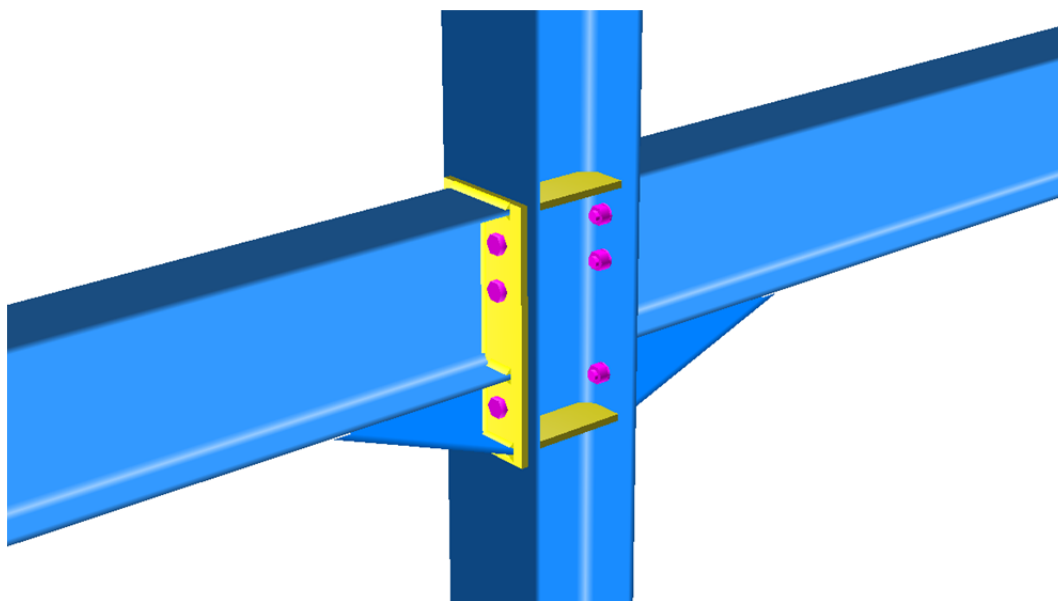
$$M_{Ed} = -168,6 \text{ kNm}$$



Slika 4.19: Obremenitve spoja v MSN

V spoju se stikata profila HEA 240 in IPE 330.

Z uporabo programa CoP2 in upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral momentni spoj, ki ga sestavlja 6 vijakov, čelna pločevina debeline $t_{cp} = 1,5 \text{ cm}$, vuta in prečne ojačitve stebra.



Slika 4.20: Momentni spoj prečka-steber

Izbral sem vijake velikosti M22 in kvalitete 8`8:

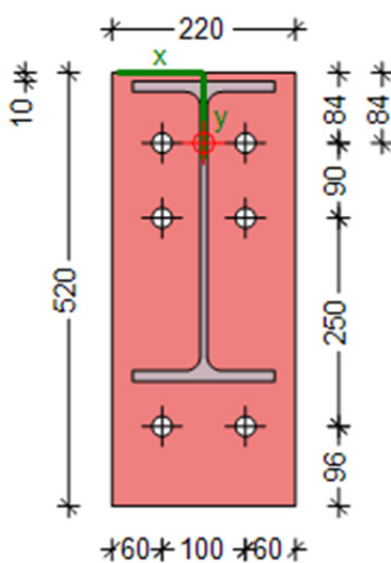
$$A_{vijak} = 3,80 \text{ cm}^2, \quad d_{vijak} = 22 \text{ mm},$$

$$d_0 = 24 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$d_m = 39,55 \text{ mm}, \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

4.5.7.1.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 1, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti natezno silo velikosti 75 kN. Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb. Za določitev natezne nosilnosti spoja sem ponovno uporabil program CoP2, ki računa z »nadomestnimi T elementi«.



Slika 4.21: Razporeditev vijakov

V izpisu programa imamo podano nosilnost posamezne vrste in merodajen porušni mehanizem.

Preglednica 4.4: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem

Vrsta	Nosilnost	Merodajen mehanizem
1. vrsta	$F_{t,Rd,1} = 257,9 \text{ kN}$	Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice stebra
2. vrsta	$F_{t,Rd,2} = 221,1 \text{ kN}$	Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice stebra
3. vrsta	$F_{t,Rd,3} = 34,25 \text{ kN}$	Porušitev pasnice vute v tlaku

Opazimo, da že z nosilnostjo prve vrste presežemo natezno obremenitev 75 kN v horizontalni vezi.

Kontrola nosilnosti:

$$F_{t,Rd,1} = 257,9 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN} \checkmark.$$

Dimenzionirani momentni spoj za primer mejnega stanja nosilnosti, z lahkoto zadosti zahtevam za minimalne horizontalne vezi za potrebe robustnosti. Zato zaključim, da je enostaven momentni spoj dovolj robusten za konstrukcije v razredu 1. V primerih, kjer je za prevzem horizontalnih obtežb zadolžen momentni okvir, težav z minimalnimi zahtevami za robustnost ne bo, saj so že najmanjši momentni spoji sposobni prenesti natezno silo za zagotavljanje minimalnih horizontalnih vezi.

4.5.7.1.3 Momentni spoj prečka-steber streha

Dimenzioniranje spoja za mejno stanje nosilnosti in kontrola ustrezne robustnosti je bila izvedena tudi na spojih na nivoju strehe. Rezultati so pokazali, da momentni spoj, dimenzioniran za mejno stanje nosilnosti, brez težav zagotavlja tudi ustrezno robustnost za primer nezgodnega obtežnega stanja. Zato poteka dimenzioniranje in rezultati za ta primer niso prikazani.

5 ZGRADBE V RAZREDU 2A

5.1 Opis zgradb

Med zgradbe z nizkim tveganjem za posledice iz drugega razreda spadajo:

- 5 nadstropne posamezne naseljene hiše,
- hoteli, ki ne presegajo 4 nadstropij,
- stanovanjski bloki, apartmaji in ostale večstanovanjske stavbe, ki ne presegajo 4 nadstropij,
- poslovne stavbe, ki ne presegajo 4 nadstropij,
- industrijske zgradbe, ki ne presegajo 3 nadstropij,
- trgovski prostori, ki ne presegajo 3 nadstropij z maksimalno etažno površino $1000 m^2$,
- enoetažne izobraževalne stavbe,
- vse zgradbe kamor zahajajo ljudje in ne presegajo 2 nadstropij z maksimalno etažno površino $2000 m^2$.

Iz klasifikacije stavb je razvidno, da sem spadajo že večje naseljene stavbe in manjši poslovni, industrijski ter trgovski objekti. Med izobraževalnimi ustanovami v ta razred spadajo le enoetažne, saj le-te predstavljajo večji socialni pomen za družbo.

5.2 Strategija za robustnost

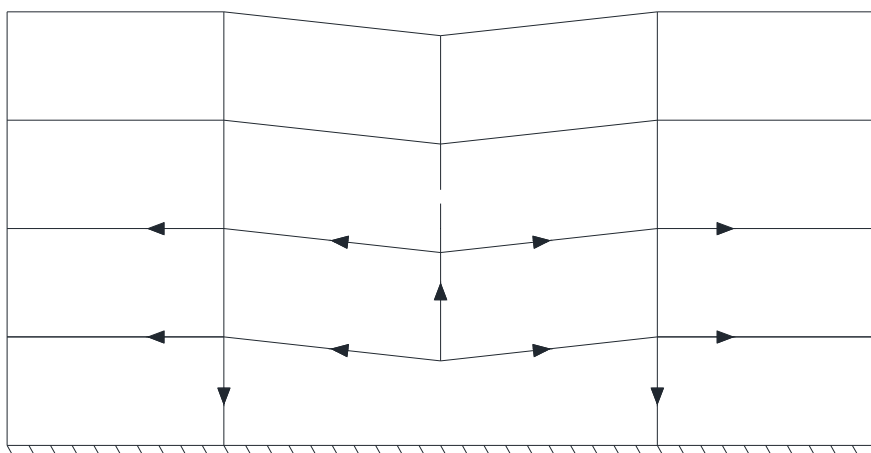
V primerjavi z razredom 1 so predvidene učinkovite horizontalne vezi ter ustrezno sidranje plošč in sten. Pri jeklenih okvirnih konstrukcijah pridejo v upoštevanje le horizontalne vezi.

5.3 Horizontalne vezi

Horizontalne vezi so lahko ključne za konstrukcijo v nezgodnem stanju, saj omogočajo razvoj vrvnega efekta in obdržijo stebre na pravem mestu.

5.3.1 Vrvni efekt

Rešitev s postavitvijo horizontalnih vezi omogoča prečkam, da prenašajo obtežbo s formiranjem vrvi nad poškodovanim območjem. Tako se obtežba prenese horizontalno in vertikalno na preostale dele konstrukcije. Ker za razred 2a ni predvideno obvezno formiranje vertikalnih vezi, so stebri lahko nepovezani in se predvidoma vsako drugo etažo razmaknejo, kar pa še vedno omogoča tudi nekaj vertikalnega prenosa obtežbe (slika 5.1).



Slika 5.1: Formiranje vravnega efekta

5.3.2 Preprečevanje horizontalnega pomika stebrov

Horizontalne vezi obdržijo povezavo med prečko in stebrom, in tako omogočijo stebrom, da še naprej nosijo vertikalno obtežbo, hkrati pa preprečijo porušitev plošč.

5.3.3 Pravila za projektiranje

5.3.3.1 Projektna obtežba horizontalnih vezi

SIST EN 1991-1-7 nam v dodatku A podaja enačbe za izračun efektivne natezne sile v horizontalnih vezeh. Enačbi se razlikujeta glede na položaj vezi (notranja, zunanja).

$$T_i = 0.8 (g_k + \psi_1 q_k) s L \geq 75 \text{ kN},$$

$$T_p = 0.4 (g_k + \psi_1 q_k) s L \geq 75 \text{ kN},$$

kjer je:

T_i natezna sila v notranjih vezeh,

T_p natezna sila v zunanjih vezeh,

g_k stalna obtežba,

q_k koristna obtežba,

ψ_1 kombinacijski faktor,

s razdalja med vezmi,

L razpon med vezmi.

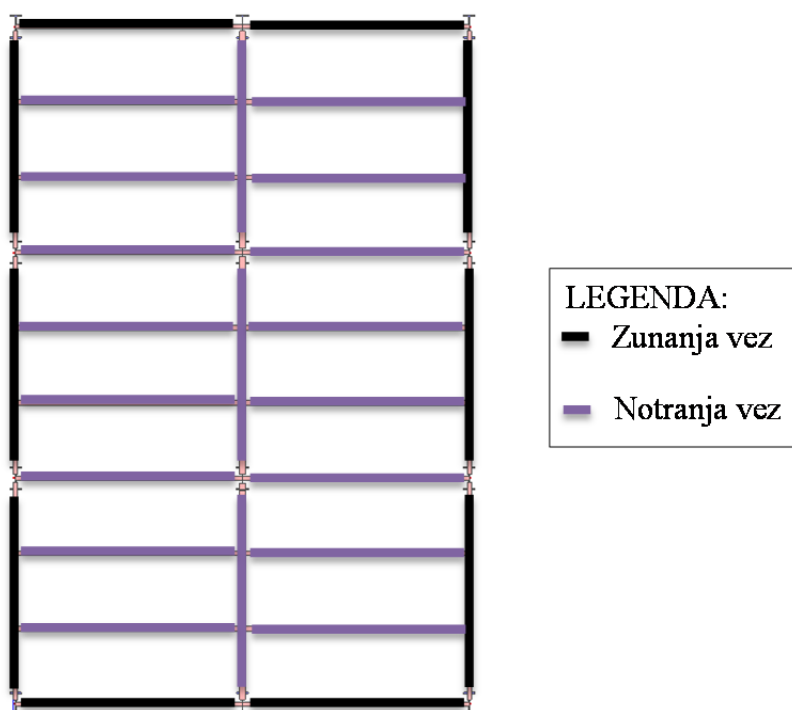
Pri kontroli natezne nosilnosti horizontalnih vezi ni potrebno upoštevati ostalih obremenitev.

5.3.3.2 Položaj horizontalnih vezi

Horizontalne vezi moramo zagotoviti:

- po robu vsake etaže,
- po robu strehe,
- znotraj etaže, da držijo skupaj stebre.

Pri tem morajo horizontalne vezi potekati v neprekinjenih linijah. Robne vezi morajo biti postavljene čim bližje robu. Vezi, ki povezujejo stebre, morajo biti postavljene čim bližje stebrom. Hkrati pa morajo biti postavljene tako, da je vsaj 30 % vezi postavljenih v bližini stebrov.



Slika 5.2: Položaj učinkovitih horizontalnih vezi v razredu 2a

5.3.3.3 Izvedba horizontalnih vezi

Efektivne horizontalne vezi lahko izvedemo z:

- valjanimi jeklenimi prerezi,
- jeklenimi armaturnimi palicami/mrežami v sovprežnih ploščah,
- profilirano jekleno pločevino v sovprežni plošči,
- montažnimi elementi, če so ustrezno spojeni z jeklenimi prečkami.

Primeri b), c) in d) so izvedljivi samo, če je sovprežna plošča ustrezno strižno povezana z jeklenimi nosilci.

5.3.3.4 Praktična uporaba projektnih zahtev

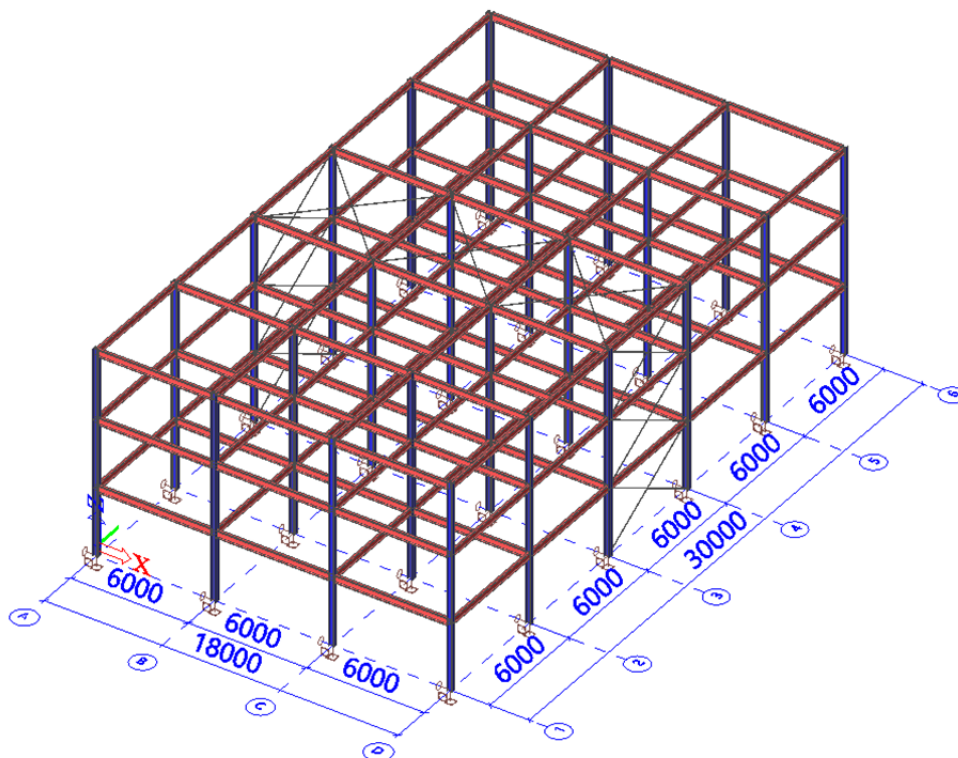
Zahtevano obtežbo horizontalnih vezi ni potrebno vnesti v model konstrukcije, saj deluje samo v določeni horizontalni vezi in se ne prenaša na naslednje elemente. Potrebno je le dimenzionirati element in njegove spoje na natezno silo. Pri povezavi prečka–stember preverimo še ali lahko stojina stebra zdrži natezno silo. Pri tem so dovoljene velike deformacije, saj smo v nezgodnem obtežnem stanju.

V primeru različnih razponov med stebri bi se pri formiranju vrvi pojavile različne sile, kar ne more biti res. Zato predpostavimo, da je povsod enaka sila.

5.4 PRIMER 1: Poslovna stavba

5.4.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Ljubljana, nadmorska višina 298 m.
- Obtežba vetra: CONA1, kategorija terena III, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.
- Obtežba snega: območje A2, karakteristična vrednost obtežbe snega je $s_k = 1,51 \text{ kN/m}^2$.
- Potresna obtežba ni upoštevana.



Slika 5.3: Poslovna stavba

5.4.2 Opis zgradbe

Obravnavani objekt bo namenjen poslovni dejavnosti, saj bodo v njem urejene pisarne. Zaradi dejavnosti, ki se bo izvajala, in dejstvu, da objekt sestavljajo 3 etaže, spada stavba v razred 2a.

5.4.3 Zasnova konstrukcije

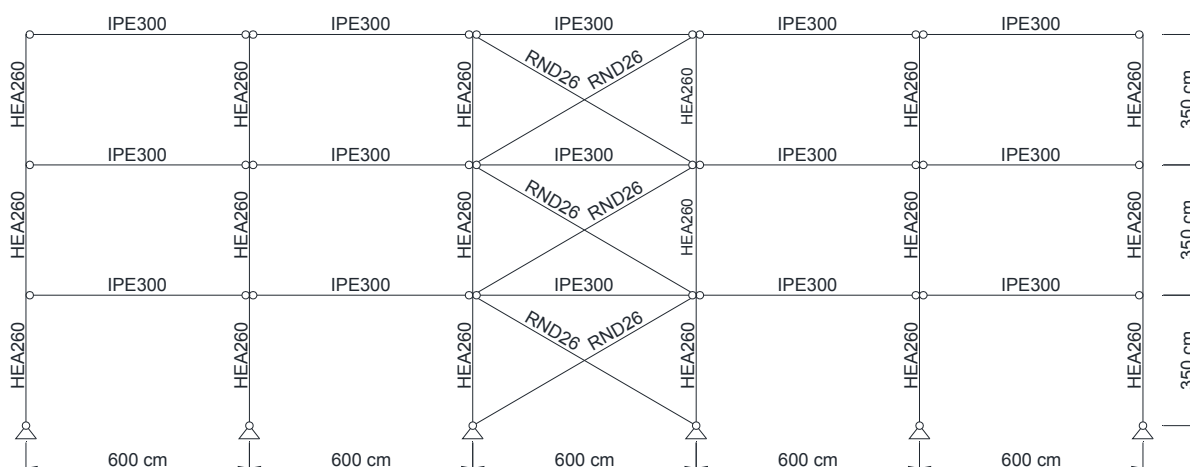
Objekt je pravokotne oblike. Dimenzije za statično analizo so: dolžina 30 m, širina 18 m. Višina posamezne etaže znaša 3,5 m, skupna višina fasade pa 10,5 m. Objekt je troetažen in nepodkleten.

Po statični zasnovi gre za prostorski okvir. Vso zunanjo obtežbo prevzame glavna jeklena konstrukcija, ki je sestavljena iz šestih okvirov na razdalji 6 m.

Vertikalna obtežba se preko strešnih panelov in sekundarnih strešnih nosilcev prenaša na primarne nosilce in nato preko stebrov do temeljev. Stebri so toga vpeti v temelje, hkrati pa omogočajo zasuk okoli globalne X osi, saj imamo v vzdolžni smeri nepomični okvir z zavetrovanim poljem.



Slika 5.4: Poslovna stavba - prečni prerez



Slika 5.5: Poslovna stavba - vzdolžni prerez

Temeljna tla so dobro nosilna. Izvede se plitko temeljenje s pasovnimi temelji v prečni smeri. Reakcije okvirne konstrukcije v celoti prevzame armiranobetonska temeljna greda.

Obtežba snega se preko strešnih panelov, strešnih nosilcev in stebrov prenaša v temelje.

Obtežbo vetra v prečni smeri prevzame momentni okvir, v vzdolžni smeri pa zavetrovano polje.

Vsi spoji na montaži so vijачeni. Momentni spoji pri priključevanju strešnih nosilcev na stebre so izvedeni z navadnimi vijaki kvalitete 8`8. Vsi kotni zvari so polnonosilni. Izbrani so vročevaljani jekleni profili, povezja pa sestavljajo jeklene palice.

5.4.4 Vplivi na konstrukcijo

Preglednica 5.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo

Obtežba	
Stalna	Strešni paneli Fasadni paneli Nosilna jeklena konstrukcija
Koristna	DA
Veter	DA
Sneg	DA
Potres	NE

Pri dimenzioniranju konstrukcije je bila upoštevana vsa stalna obtežba, koristna obtežba, veter in sneg. Potres ni bil upoštevan, saj bi z upoštevanjem potresne obtežbe avtomatsko zadostili vsem zahtevam za robustnost. Zato sem ga izpustil in se raje posvetil robustnosti. Vsekakor pa ga je potrebno v realni situaciji upoštevati.

5.4.5 Material

V konstrukciji bo uporabljeno konstrukcijsko jeklo S235 in vijaki kvalitete 8`8.

5.4.6 Zagotavljanje robustnosti

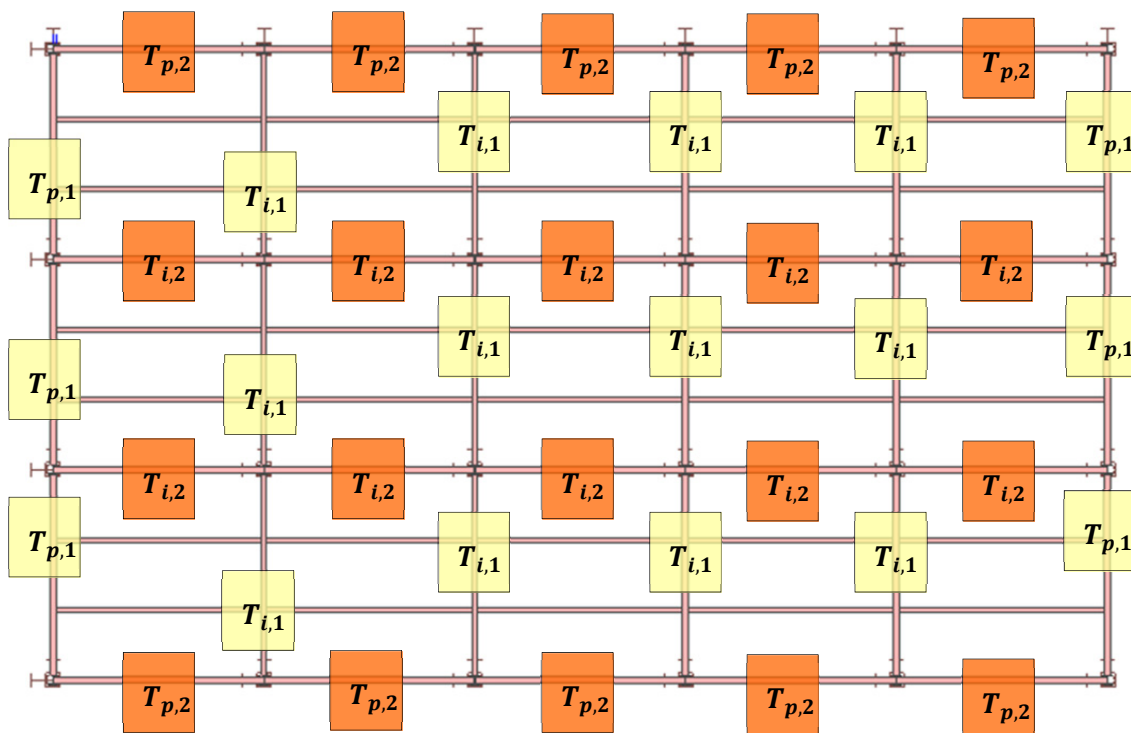
Po priporočilih in zahtevah za razred 2a moramo zagotoviti ustrezne učinkovite horizontalne vezi. Zato upoštevamo potrebno natezno obremenitev v vseh spojih vseh etaž. Velikost natezne obremenitve je različna za zunanje in notranje vezi.

5.4.6.1 Položaj horizontalnih vezi

Na sliki 5.6 so natančno podane lokacije posameznih horizontalnih vezi. T_p je oznaka za zunanje vezi, T_i pa za notranje vezi. S številko 1 so označene vezi v prečni smeri, s številko 2 pa vezi v vzdolžni smeri. Razlika med njimi je v širini obtežbe, ki jo prevzamejo. Pri vezeh v prečni smeri konstrukcije

je širina enaka razponu med stebri, in sicer 6 m. V vzdolžni smeri pa na posamezen element, ki predstavlja vez, odpade obtežba z območja širine 2 m.

Ker je zahtevano, da vsi elementi tvorijo horizontalne vezi, morajo enako natezno silo $T_{i,2}$ prenesti tudi elementi, ki predstavljajo sekundarne prečke, kar na sliki 5.6 zaradi preglednosti ni označeno.



Slika 5.6: Položaj nateznih vezi

5.4.6.2 Izračun nateznih sil v vezeh

V splošnem se enačbi za izračun efektivne natezne sile glasita:

$$T_i = 0.8 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN},$$

$$T_p = 0.4 (g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN},$$

kjer je:

$$g_k = 4,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{stalna obtežba,}$$

$$q_k = 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{koristna obtežba,}$$

$$\psi = 0,5 \quad \text{kombinacijski faktor za nezgodno obtežbo,}$$

$$L = 6 \text{ m} \quad \text{razpon med stebri,}$$

$$s = \begin{cases} 2 \text{ m} \rightarrow v \text{ vzdolžni smeri} \\ 6 \text{ m} \rightarrow v \text{ prečni smeri} \end{cases} \quad \text{razdalja med vezmi.}$$

Natezne sile v horizontalnih vezeh znašajo:

$$T_{i,1} = 0,8 \left(4,6 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 3,8 \frac{kN}{m^2} \right) 6 m \cdot 6 m = 187,2 kN ,$$

$$T_{p,1} = 0,4 \left(4,6 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 3,8 \frac{kN}{m^2} \right) 6 m \cdot 6 m = 93,6 kN ,$$

$$T_{i,2} = 0,8 \left(4,6 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 3,8 \frac{kN}{m^2} \right) 2 m \cdot 6 m = 62,4 kN ,$$

$$T_{p,2} = 0,4 \left(4,6 \frac{kN}{m^2} + 0,5 \cdot 3,8 \frac{kN}{m^2} \right) 2 m \cdot 6 m = 31,2 kN .$$

V vzdolžni smeri opazimo, da je izračunana efektivna natezna sila v vezi manjša od minimalnih 75 kN, zato velja:

$$T_{i,2} = T_{p,2} = 75 kN.$$

Ker je neugodna obremenitev notranjih vezi večja od zunanjih vezi, sem preveril le spoje v notranjosti.

5.4.6.3 Momentni spoj prečka–steber 1.etaža (notranja vez)

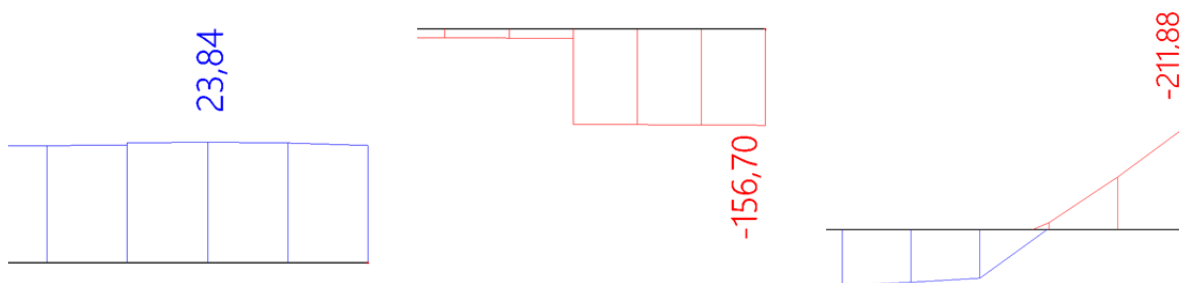
5.4.6.3.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = 23,8 kN$$

$$V_{Ed} = -156,7 kN$$

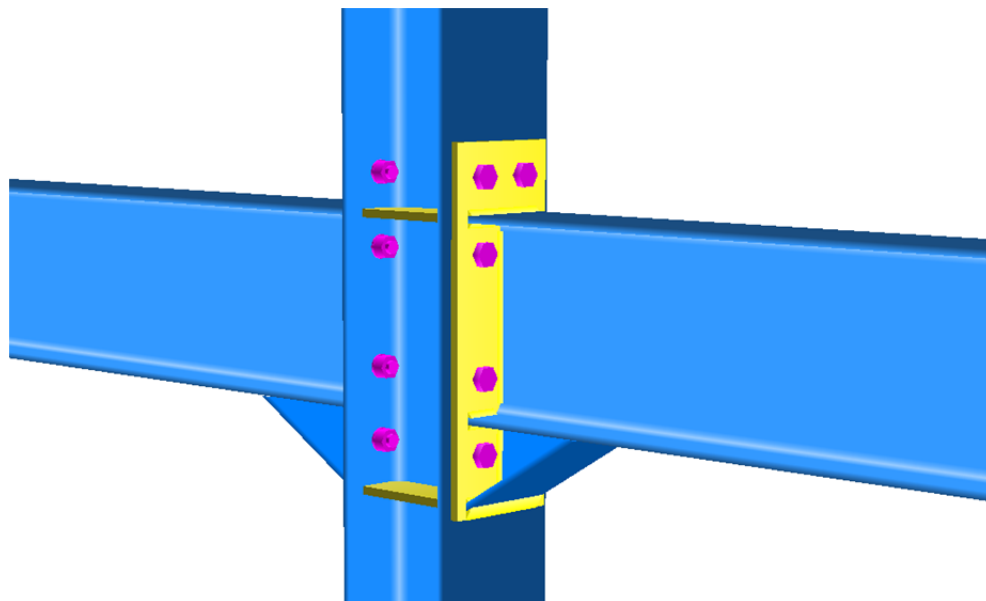
$$M_{Ed} = -211,9 kNm$$



Slika 5.7: Obremenitve za MSN

V spoju se stikata profila HEA 260 in IPE 360.

Z uporabo programa CoP2 in upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem zdimenzioniral momentni spoj, ki ga sestavlja 8 vijakov, čelna pločevina debeline $t_{cp} = 1,5 cm$, vuta in prečne ojačitve stebra.



Slika 5.8: Momentni spoj prečka–steber

Izbral sem vijake velikosti M24 in kvalitete 8'8:

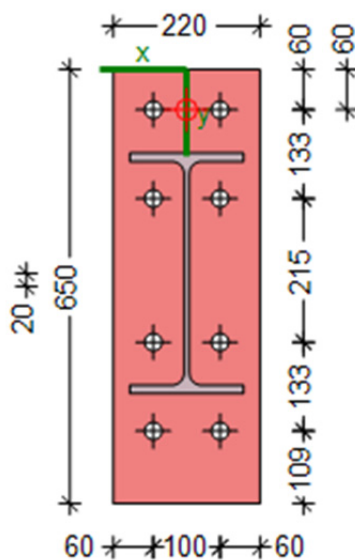
$$A_{vijak} = 4,52 \text{ cm}^2, \quad d_{vijak} = 24 \text{ mm},$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$d_m = 42,6 \text{ mm}, \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

5.4.6.3.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 2a, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti efektivno natezno silo, ki znaša $T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}$. Za določitev natezne nosilnosti spoja sem ponovno uporabil program CoP2, ki računa z uporabo »nadomestnih T elementov«.



Slika 5.9: Razporeditev vijakov

V izpisu programa imamo podano nosilnost posamezne vrste in merodajen porušni mehanizem.

Preglednica 5.2: Nosilnost posameznih vrst vijakov in merodajen porušni mehanizem

Vrsta	Nosilnost	Merodajen mehanizem
1. vrsta	$F_{t,Rd,1} = 119,7 \text{ kN}$	Porušitev čelne pločevine v upogibu
2. vrsta	$F_{t,Rd,2} = 290,8 \text{ kN}$	Porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice stebra
3. vrsta	$F_{t,Rd,3} = 97,29 \text{ kN}$	Porušitev pasnice vute v tlaku
4. vrsta	$F_{t,Rd,1} = 0 \text{ kN}$	-

Opazimo, da je nosilnost prve vrste manjša od natezne obremenitve. Toda z nosilnostjo druge vrste brez težav spoj prenese natezno silo v velikosti $187,2 \text{ kN}$.

Kontrola nosilnosti:

$$F_{t,Rd,2} = 290,8 \text{ kN} \leq T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}. \checkmark$$

Ponovno se izkaže, da je momentni spoj dovolj robusten za zagotavljanje horizontalnih vezi. Zato lahko z gotovostjo potrdim, da so vsi momentni spoji dovolj robustni. Posledično bom prikazovanje projektiranja momentnih spojev v naslednjih primerih opustil.

5.4.6.4 Členkast spoj prečka – steber 1.etaža (notranja vez)

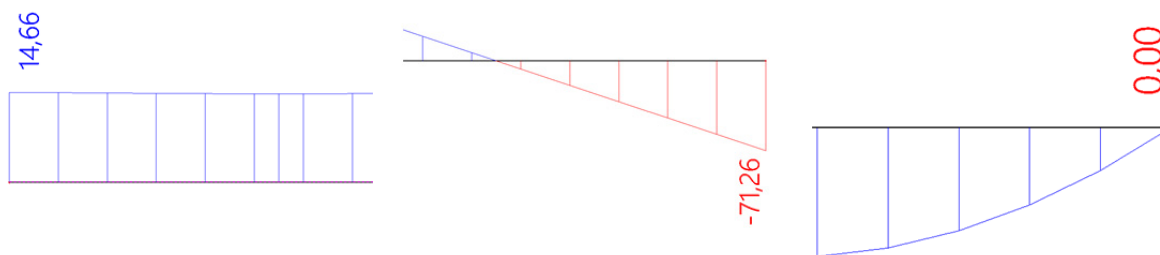
5.4.6.4.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = 14,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -71,3 \text{ kN}$$

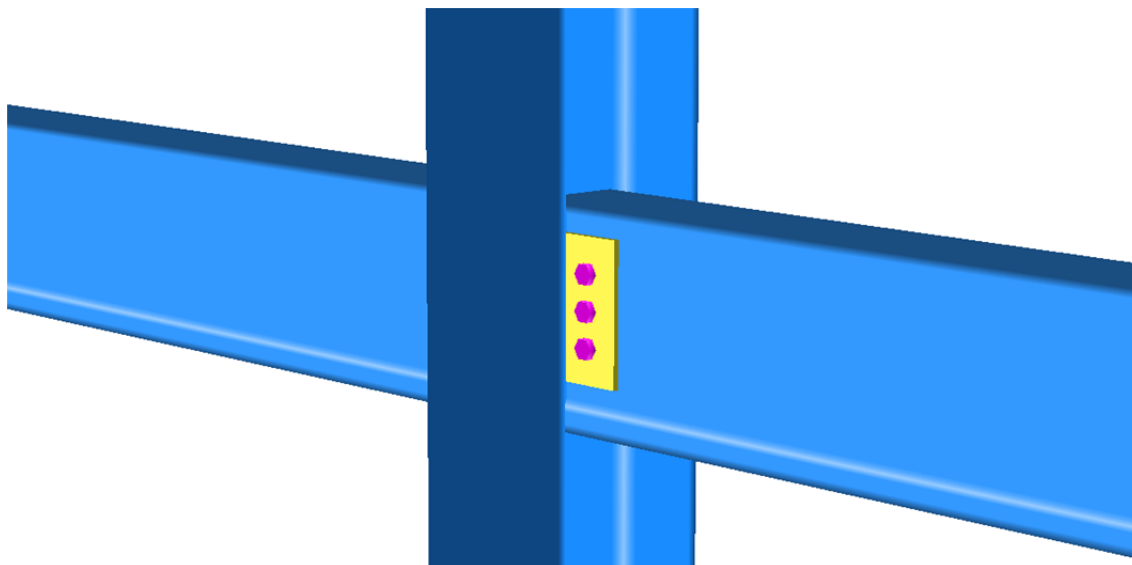
$$M_{Ed} = 0,0 \text{ kNm}$$



Slika 5.10: Obremenitve za MSN

V spoju se stikata profila IPE 300 in HEA 260.

Z uporabo programa CoP2 in upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral členkasti spoj, ki ga sestavljajo 3 vijaki in vezna pločevina debeline $t_{vp} = 0,8 \text{ cm}$.



Slika 5.11: Členkast spoj prečka – steber

Izbral sem vijake velikosti M16 in kvalitete 8.8:

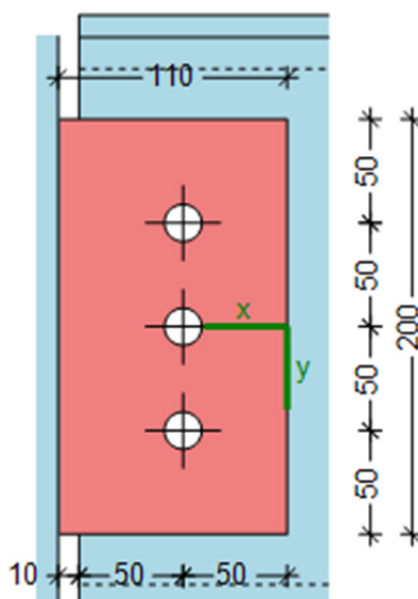
$$A_{vijak} = 2,01 \text{ cm}^2, \quad d_{vijak} = 16 \text{ mm},$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$A_{s,vijak} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

5.4.6.4.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 2a, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti efektivno natezno silo velikosti $T_{i,2} = 75 \text{ kN}$. Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb.



Slika 5.12: Razporeditev vijakov

Strižna nosilnost enega vijaka:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_{s,vijak}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1,57 cm^2}{1,25} = 60,3 kN,$$

kjer je:

$F_{v,Rd}$ strižna nosilnost vijaka,

f_{ub} nosilnost vijaka,

$A_{s,vijak}$ površina vijaka,

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Nosilnost na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_l \alpha_b f_{ud} \text{Min}[t_w, t_{vp}]}{\gamma_{M2}} = \frac{2,2 \cdot 0,68 \cdot 36 \frac{kN}{cm^2} \cdot 0,8 cm}{1,25} = 48,4 kN,$$

kjer je:

$F_{b,Rd}$ nosilnost na bočni pritisk,

$$k_l = \min \begin{cases} 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, \\ 2,5 \end{cases}$$

$$\alpha_b = \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{cases}$$

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Če želimo zagotoviti duktilno obnašanje spoja, mora biti nosilnost na bočni pritisk manjša od strižne nosilnosti vijakov.

$$F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$48,4 kN \leq 60,3 kN. \checkmark$$

Kontrola strižnega iztrga vezne pločevine:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 239,6 kN.$$

Kontrola strižnega iztrga stojine prečke:

$$V_{eff,2,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 212,6 kN.$$

Kontrola nosilnosti spoja:

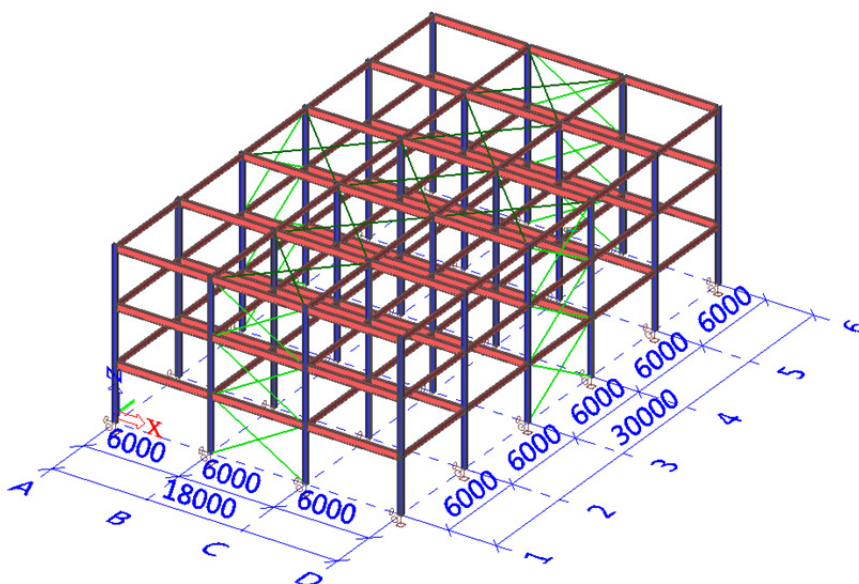
$$F_{SPOJ} = \min[3F_{v,Rd}, 3F_{b,Rd}, V_{eff,1,Rd}, V_{eff,2,Rd}] = 3F_{b,Rd} = 145,2 \text{ kN} \geq 75 \text{ kN}. \checkmark$$

Dimenzionirani spoj za mejno stanje nosilnost zadovolji tudi zahtevam za potrebe robustnosti, vendar je v tem primeru izkoriščenost spoja veliko večja od momentnega spoja. Če bi bila efektivna horizontalna natezna sila enaka kot v prejšnjem primeru momentnega spoja, pa bi bilo potrebno spoj izboljšati. Zato sem si v naslednjem primeru konstrukcije zamislil situacijo, kjer imamo nepomične okvirje v obeh smereh. S tem sem se želel izogniti uporabi momentnih spojev in nekoliko bolj preizkusiti obnašanje členkastih spojev.

5.5 PRIMER 2: Poslovna stavba – nepomični okvirji

5.5.1 Osnovni podatki

V osnovi gre za povsem enako stavbo kot v primeru 1. Razlika je le v zasnovi konstrukcije.



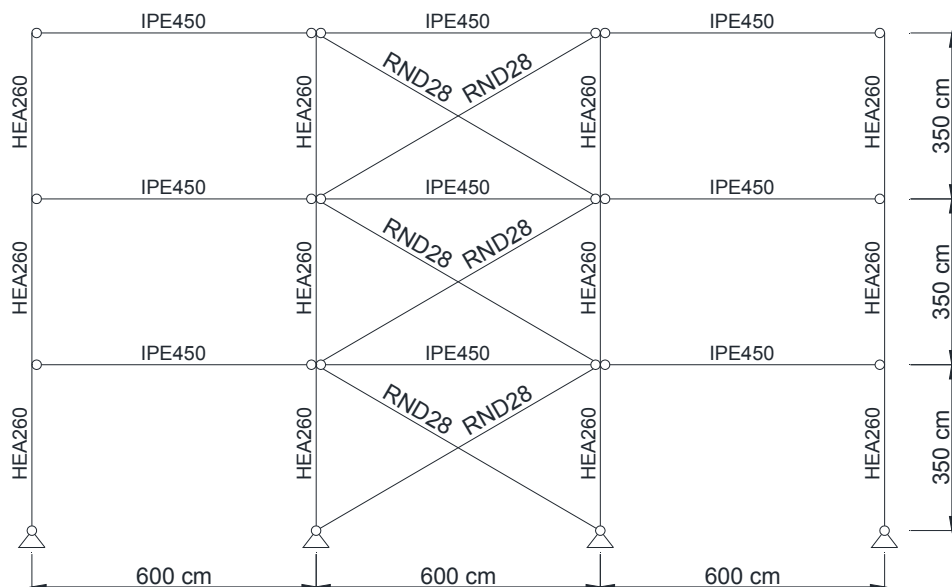
Slika 5.13: Poslovna stavba (nepomični okvirji)

5.5.2 Zasnova konstrukcije

Po statični zasnovi gre za prostorski okvir. Vso zunanjo obtežbo prevzame glavna jeklena konstrukcija, ki je sestavljena iz šestih okvirjev na razdalji 6 m.

Vertikalna obtežba se preko strešnih panelov in sekundarnih strešnih nosilcev prenaša na primarne nosilce in nato preko stebrov do temeljev. Stebri so členkasto vpeti v temelje, saj horizontalne obtežbe prevzameta zavetrovana polja v prečni in vzdolžni smeri. Vse prečke so členkasto povezane s stebri.

Zaradi povečanega upogibnega momenta v polju prečk v globalni X smeri, se potreben prezek prečk poveča na IPE450. Nekoliko pa je bilo potrebno povečati tudi povezje.



Slika 5.14: Poslovna stavba (nepomični okvirji) - prečni prerez

Vplivi na konstrukcijo in materialne karakteristike so enake kot v prejšnjem primeru.

5.5.3 Zagotavljanje robustnosti

Ker gre za stavbo z enako dejavnostjo in enako velikostjo, spada tudi ta v razred 2a. Zato moramo tudi tukaj zagotoviti učinkovite horizontalne vezi.

Izračun in lokacija horizontalnih vezi je enaka prejšnjemu primeru. Vrednosti natezne sile v vezeh torej znašajo:

$$T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}, T_{p,1} = 93,6 \text{ kN}, T_{i,2} = 75 \text{ kN} \text{ in } T_{p,2} = 75 \text{ kN}.$$

Glavna razlika v primerjavi s prejšnjim primerom je v zasnovi konstrukcije. Tokrat imamo nepomične okvirje tudi v prečni smeri. Ravno v tej smeri, kjer prej z momentnimi spoji nismo imeli težav z zagotavljanjem robustnosti, so sedaj povezave med prečkami in stebri členkaste, kar pomeni, da imamo v mejnem stanju nosilnosti manjše obremenitve v spojih in posledično šibkejšje spoje. Kaj to pomeni za zagotavljanje robustnosti, bo pokazala analiza posameznih spojev. Glede na to, da so obremenitve v neugodnem stanju enake prejšnjemu primeru in da imamo v vzdolžni smeri enako konstrukcijo, bom prikazal le dimenzioniranje notranje vezi v prečni smeri.

5.5.3.1 Členkast spoj prečka–steber 1. etaža (notranja vez)

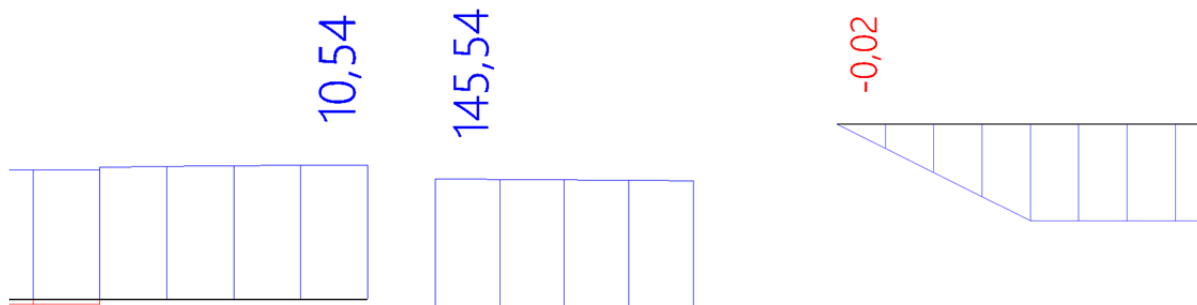
5.5.3.1.1 Dimenzioniranje MSN

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za mejno stanje nosilnosti.

$$N_{Ed} = 10,54 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} 145,5 \text{ kN}$$

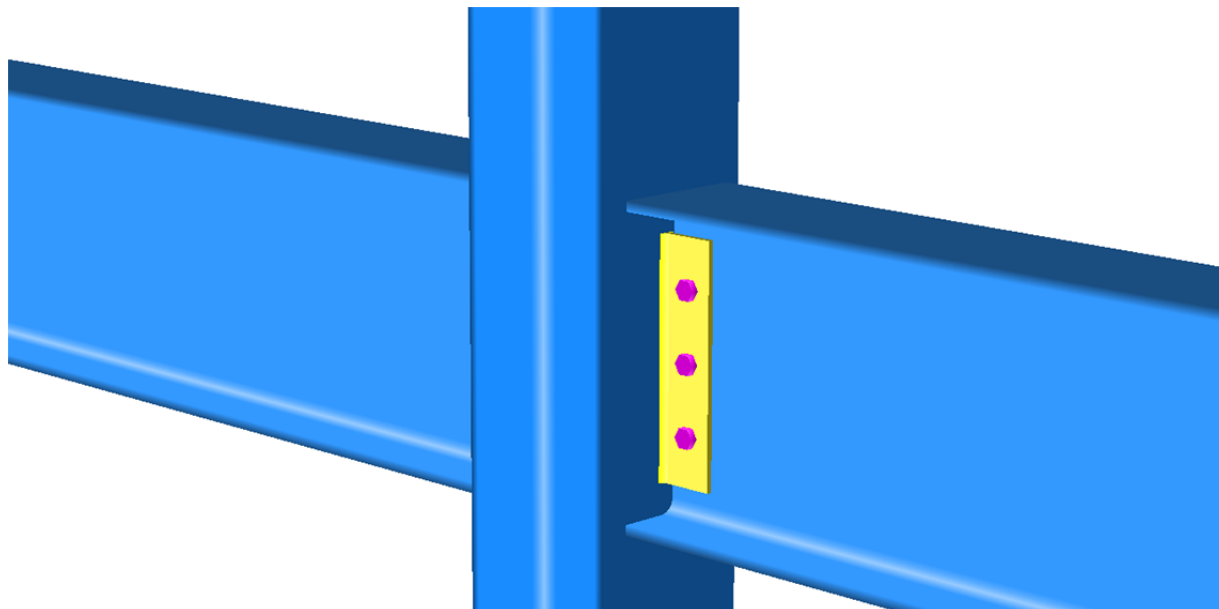
$$M_{Ed} = 0,0 \text{ kNm}$$



Slika 5.15: Obremenitve spoja v MSN

V spoju se stikata profila IPE 450 in HEA 260.

Z uporaba programa CoP2 in upoštevanjem pravil za dimenzioniranje spojev jeklenih konstrukcij po SIST EN 1993-1-8, sem dimenzioniral členkasti spoj, ki ga sestavljajo 3 vijaki velikosti M16 in vezna pločevina debeline $t_{vp} = 0,8 \text{ cm}$.



Slika 5.16: Členkast spoj prečka – steber

Izbral sem vijake velikosti M16 in kvalitete 8`8:

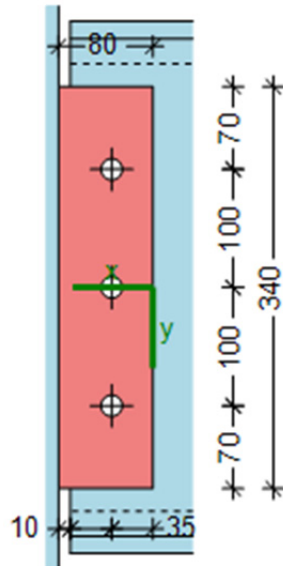
$$A_{vijak} = 2,01 \text{ cm}^2, \quad d_{vijak} = 16 \text{ mm},$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}, \quad f_{yb} = 64 \text{ kN/cm}^2,$$

$$A_{s,vijak} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2.$$

5.5.3.1.2 Dimenzioniranje za nezgodno obtežno stanje

Ker je zgradba uvrščena v razred 2a, mora spoj v nezgodnem obtežnem stanju prenesti efektivno natezno silo velikosti $T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}$. Pri tem ni potrebno upoštevati ostalih obtežb.



Slika 5.17: Razporeditev vijakov

Nosilnost enega vijaka na strig:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_{vijak}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 2,01 \text{ cm}^2}{1,25} = 60,3 \text{ kN},$$

kjer je:

$F_{v,Rd}$ strižna nosilnost enega vijaka,

f_{ub} nosilnost vijaka,

$A_{s,vijak}$ površina vijaka,

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Nosilnost na bočni pritisk:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_l \alpha_b f_{ud} \text{Min}[t_w, t_{vp}]}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,74 \cdot 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 59,7 \text{ kN},$$

kjer je:

$F_{b,Rd}$ nosilnost na bočni pritisk,

$$k_l = \min \begin{cases} 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, \\ 2,5 \end{cases}$$

$$\alpha_b = \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1 \end{cases}$$

γ_{M2} delni faktor odpornosti.

Če želimo zagotoviti duktilno obnašanje spoja, mora biti nosilnost na bočni pritisk manjša od strižne nosilnosti vijakov.

$$F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$59,7 \text{ kN} \leq 60,3 \text{ kN}. \checkmark$$

Kontrola strižnega iztrga vezne pločevine:

$$V_{eff,1,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 440,4 \text{ kN}.$$

Kontrola strižnega iztrga stojine prečke:

$$V_{eff,2,Rd} = A_{nt} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} + A_{nv} \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 517,4 \text{ kN}.$$

Kontrola nosilnosti spoja:

$$F_{SPOJ} = \min[3F_{v,Rd}, 3F_{b,Rd}, V_{eff,1,Rd}, V_{eff,2,Rd}] = 3F_{b,Rd} = 179,1 \text{ kN} \geq 187,2 \text{ kN}. \times$$

Dimenzionirani spoj za mejno stanje nosilnosti ne zadovolji zahteve za efektivne horizontalne vezi. Zato so v tem primeru potrebne izboljšave. Rešitev je lahko dodaten vijak, večji vijaki, debelejša vezna pločevina itd.

6 ZGRADBE V RAZREDU 2B

6.1 Opis zgradb

Med zgradbe z visokim tveganjem za posledice iz drugega razreda spadajo:

- hoteli, stanovanjski bloki, apartmaji in ostale stanovanjske stavbe večje od 4 nadstropij in ne presegajo 15 nadstropij,
- izobraževalne zgradbe večje od enega nadstropja in ne presegajo 15 nadstropij,
- trgovski prostori večji od 3 nadstropij in ne presegajo 15 nadstropij,
- bolnišnice, ki ne presegajo 3 nadstropij.

Iz klasifikacije stavb je razvidno, da sem spadajo že večji objekti, kamor zahaja veliko ljudi in imajo velik pomen za družbo, hkrati pa tudi manjše bolnišnice. Še večji objekti, ki so ključnega pomena za širšo okolico in ki lahko vsebujejo nevarne postopke in procese oziroma jih obiskuje ogromno število ljudi, pa so razvrščeni v 3. razred konstrukcij.

6.2 Strategija za robustnost

Pri konstrukcijah, ki so razvrščene v razred 2b, standard priporoča več metod za kontrolo in projektiranje robustnosti.

Prva metoda je nadgradnja zahtev za razred 2a, saj poleg že opisanih horizontalnih vezi, zahteva še vertikalne vezi v vseh nosilnih stebrih in stenah.

Alternativa metodi z vezmi, je metoda posamičnega odmikanja stebrov ali premostitvenih prečk, ki podpirajo stebre. Elemente odmikamo enega na enkrat in kontroliramo stabilnost konstrukcije ter velikost poškodb.

Kjer odmaknjen steber povzroči poškodbe, ki so večje od dogovorjene mejne vrednosti, moramo take elemente dimenzionirati kot ključne elemente.

6.2.1 Dodatne zahteve in priporočila

Poleg priporočil in zahtev iz SIST EN 1991-1-7 se dodatno priporoča:

- a) Zavetrovana polja oziroma drugi sistemi za prenašanje horizontalnih obtežb morajo biti razporejeni po konstrukciji tako, da sta v vsaki smeri vsaj dva sistema.
- b) Kjer so za plošče uporabljeni montažni elementi, morajo le-ti biti ustrezno sidrani v smeri razpona.
- c) Ko se uporabi metoda odstranitve posameznih elementov ali metoda ključnih elementov, je potrebno zagotoviti ustrezno horizontalno robustnost.

6.3 Metoda z vezmi

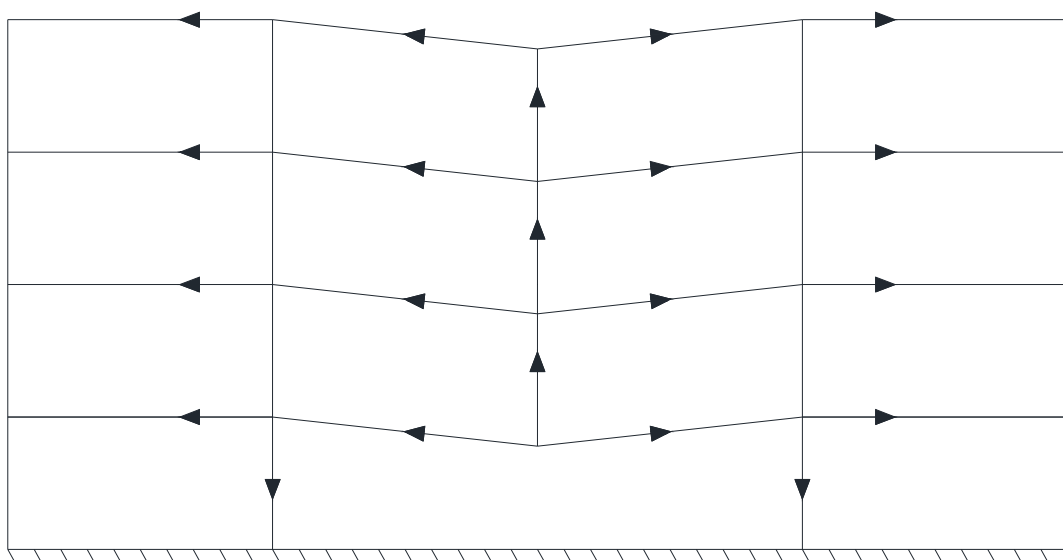
6.3.1 Horizontalne vezi

Prednosti uporabe, navodila za projektiranje in prikaz dimenzioniranja horizontalnih vezi na praktičnih primerih so predstavljene pri razredu 2a.

6.3.2 Vertikalne vezi

6.3.2.1 Prednosti zagotavljanja vertikalnih vezi

Prednosti zagotavljanja vertikalnih vezi so, da lahko v nezgodnem stanju omogočimo prerazporeditev obtežbe po konstrukciji stran od poškodovanih delov. Hkrati zmanjšujejo nevarnost navpičnega potiska navzgor zaradi eksplozije.



Slika 6.1: Prerazporeditev obtežbe pri formiranju vertikalnih in horizontalnih vezi

6.3.2.2 Pravila za projektiranje

Vertikalne vezi moramo zagotoviti v vseh nosilnih stebrih tako, da steber poteka povezano skozi vse etaže.

Hkrati morajo biti vertikalne vezi sposobne prenesti natezno silo, ki je enaka projektni stalni ali koristni vertikalni obtežbi iz vseh etaž. Nezgodne natezne sile podobno kot pri horizontalnih vezeh ne vnašamo v model in je ne kombiniramo z ostalimi vplivi.

Natezna sila se izračuna z enačbo:

$$N_{Ed} = S(1.35 \cdot g_k + 1.50 \cdot q_k),$$

kjer je:

S površina etaže, ki odpade na posamezen steber,

g_k	stalna obtežba,
q_k	koristna obtežba.

V primerih, kjer steber ne poteka od temeljev do strehe, moramo vseeno zagotoviti njegovo neprekinjenost. Stebre takrat povežemo v konstrukcijo v tistem nadstropju, kjer se steber začne in podobno, kjer se konča. Prečka, ki podpira stebre, mora biti ojačana in se jo označi kot premostitveno prečko, saj podpira več kot en steber.

Spoji, s katerimi so stebri med seboj povezani, so lahko členkasti ali pa togi. Odvisno je od pogojev, kjer se povezava nahaja.

6.4 Vertikalna povezja

Ključno vlogo pri prevzemanju horizontalnih obremenitev pri nepomičnih okvirjih odigrajo vertikalna povezja. Pomembno je, da v posamezni smeri zagotovimo vsaj dve zavetrovani polji. S tem se izognemo nevarni situaciji, če bi se v nezgodnem primeru eno povezje poškodovalo. Da se ne bi hkrati poškodovala vsa zavetrovana polja, jih moramo smotrno razporediti po konstrukciji.

6.5 Sidranje etažnih plošč

Pri veliki horizontalni obtežbi ključno vlogo pri distribuciji obtežbe odigrajo tudi plošče, ki tvorijo diafragma. V tem primeru je zelo pomembna povezava med ploščami in primarno nosilno konstrukcijo. S tem preprečimo tudi padce plošč zaradi pomikov.

6.6 Metoda odmikanja posameznih elementov

Metoda odmikanja posameznih elementov predstavlja alternativo za metodo s horizontalnimi in vertikalnimi vezmi. Glavna prednost te metode je, da ne sledimo določenim predpisanim pravilom in zahtevam, temveč analiziramo več porušitvenih scenarijev in opazujemo odziv konstrukcije. Vseeno pa imamo tudi tukaj določene zahteve, saj metoda predvideva odmik enega stebra na enkrat. Uporabna je le pri konstrukcijah z manjšimi razponi, saj smo omejeni z velikostjo poškodovane površine.

6.6.1 Pravila za projektiranje

Zahteve, ki so povzete po SIST EN 1991-1-7, so podane spodaj:

- a) Vsak podporni element mora biti posamično odmaknjen, da zagotovimo stabilnost konstrukcije in da ne presežemo maksimalno dovoljeno velikost poškodovane površine.
- b) Za metodo posameznega odmikanja je podporni element steber ali pa prečka, ki podpira enega ali več stebrov.
- c) Maksimalna dovoljena poškodovana površina je podana v Dodatku A standarda SIST EN 1991-1-7, lahko pa je spremenjena v nacionalnih dodatkih posameznih držav.

- d) Po odstranitvi posameznega elementa mora konstrukcija ostati stabilna kot celota.
- e) Če odstranitev kateregakoli nosilnega elementa povzroči večjo poškodbo od dovoljene, mora biti tak element projektiran kot ključen element.
- f) Če odstranitev kateregakoli nosilnega elementa povzroči nestabilnost konstrukcije, mora biti tak element projektiran kot ključen element.

Maksimalna dovoljena poškodovana površina po SIST EN 1991-1-7 v posamezni etaži znaša 15 % etažne površina ali $100 m^2$, kar je manjše.

Zaradi omejitve pri poškodovani površini, se ta metoda ne izkaže za najbolj uporabno pri okvirnih konstrukcijah. V teh primerih je uporabna le za vogalne in robne stebre. Pri notranjih stebrih pa je ponavadi poškodovana površina prevelika.

Če je poškodovana površina manjša od mejne vrednosti, je potrebno preveriti, ali spodnja plošča zdrži padec zgornje plošče. Pri tem ni potrebno upoštevati dinamičnega faktorja.

Kljub vsemu, moramo vseeno zagotoviti ustrezne natezne nosilnosti v spojih, saj lahko le tako omogočimo premostitev obtežbe preko poškodovanega območja.

V primerih, ko je poškodovana površina večja od dovoljene, ima projektant na izbiro tri nadaljne ukrepe:

- a) projektiranje nosilnega elementa kot ključen element,
- b) sprememba konstrukcije, da se bo ob odstranitvi nosilnega elementa zmanjšala poškodovana površina,
- c) uporabi metodo z vezmi.

6.6.2 Obtežne kombinacije za odstranitev elementa

Obtežna kombinacija za nezgodno obtežno stanje je podana v SIST EN 1990.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "A_d" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} .$$

Pri metodi namišljene odstranitve elementa gre še vedno za nezgodno obtežno stanje, s to razliko, da se je v tem primeru nesreča že zgodila (odstranitev elementa) in je zato nezgodni vpliv $A_d = 0$.

Obtežna kombinacija pri uporabi metoda namišljene odstranitve elementa se glasi:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i},$$

kjer je:

$G_{k,j}$ karakteristična vrednost stalne obtežbe,

$Q_{k,1}$ karakteristična vrednost vodilne spremenljive obtežbe,

$Q_{k,i}$ karakteristična vrednost ostalih spremenljivih obtežb,

ψ_1 in ψ_2 kombinacijski faktorji.

6.7 Metoda ključnih elementov

Kjer zaradi prevelikih poškodb metoda namišljene odstranitve elementov odpove, se lahko uporabi metoda ključnih elementov.

Metoda ključnih elementov je že v osnovi povsem drugačna od prejšnjih dveh metod. Tako metoda z vezmi kot metoda namišljene odstranitve elementov želita omejiti širjenje poškodb, ko je bil odstranjen nosilni element. Metoda ključnih elementov pa želi preprečiti, da bi prišlo do poškodbe nosilnega elementa, da ne bi mogel več opravljati svoje nosilne funkcije po nezgodnem dogodku.

6.7.1 Pravila za projektiranje

Osnovne zahteve za projektiranje ključnega elementa po SIST EN 1991-1-7 so:

- Ključni element mora biti sposoben prenesti nezgodni vpliv A_d , ki deluje v horizontalni in vertikalni smeri (v vsaki smeri posamično) na element in sosednje elemente, ki so povezani s ključnim elementom.
- Priporočena vrednost nezgodnega vpliva A_d je 34 kN/m^2 .
- Nezgodno obtežbo moramo upoštevati tako na ključnem elementu, kot na vseh ostalih povezanih elementih upoštevaje njihove maksimalne nosilnosti.
- Pri projektiranju ključnega elementa moramo upoštevati nezgodno obtežno kombinacijo.

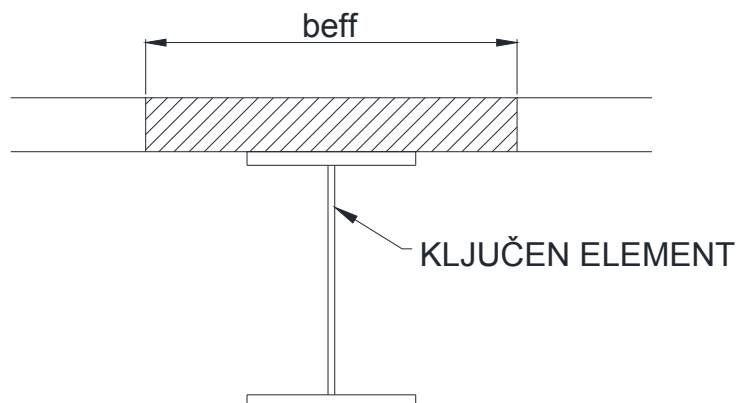
Nezgodna obtežba $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$ naj bi predstavljala nabor možnih nezgodnih dogodkov, med katere sodijo tudi trki in eksplozije, in naj bi bila orodje za projektiranje robustnejših ključnih elementov, kot je potrebno za mejna stanja nosilnosti.

Vrednost 34 kN/m^2 izhaja iz porušitve stavbe Ronan Point v Londonu, kjer so iz kasnejših analiz ugotovili, da je eksplozija plina povzročila tlak v velikosti 34 kN/m^2 .

V določenih primerih je smotrno upoštevati kakšno drugo obtežbo, recimo za primer trka vozila itd. Navodila za take obtežbe so podana v SIST EN 1991-1-7.

6.7.2 Sekundarni in nekonstrukcijski elementi

Nezgodna obtežba A_d deluje na ključni element in vse sekundarne ali nekonstrukcijske elemente, ki so z njim povezani. Toda nosilnost teh elementov je v večini primerov veliko nižja od $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$. Zato je potreben razmislek o njihovi nosilnosti in o površini, ki po porušitvi le-teh še vedno ostane povezana s ključnim elementom in predstavlja sodelujočo širino, na katero deluje nezgodna obtežba $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$ (slika 6.2).



Slika 6.2: Vplivna širina delovanja nezgodne obtežbe

Predpostavimo, da je nosilnost sekundarnih oziroma nekonstrukcijskih elementov 2 kN/m^2 . Torej se bodo pri okvirnih konstrukcijah le-ti zagotovo porušili, ko bo nezgodna obtežba presegla njihovo nosilnost.

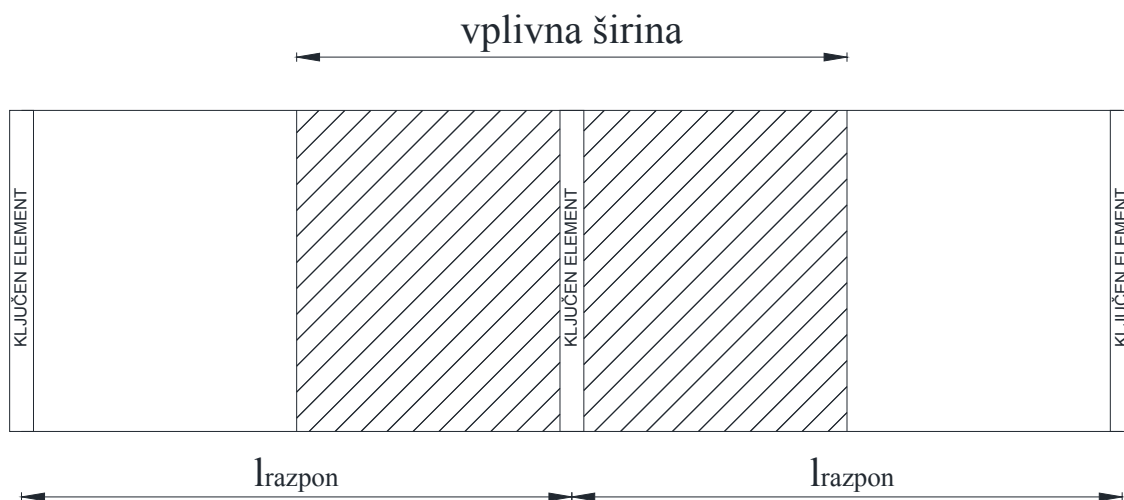
Tako dobimo dva obtežna primera:

a) Maksimalna obtežba

Ko je nezgodna obtežba večja od nosilnosti povezanih elementov, jih ne upoštevamo oziroma upoštevamo le sodelujočo površino (b_{eff} na sliki 6.2). Pri tem upoštevamo priporočeno maksimalno nezgodno obtežbo $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$.

b) Zmanjšana nezgodna obtežba

V tem primeru predpostavimo, da je bila nezgodna obtežba manjša ali enaka nosilnosti povezanih elementov. Zato upoštevamo, da ostanejo le-ti povezani s ključnim elementom in tako prevzamejo obtežbo, ki je enaka njihovi nosilnosti (slika 6.3).



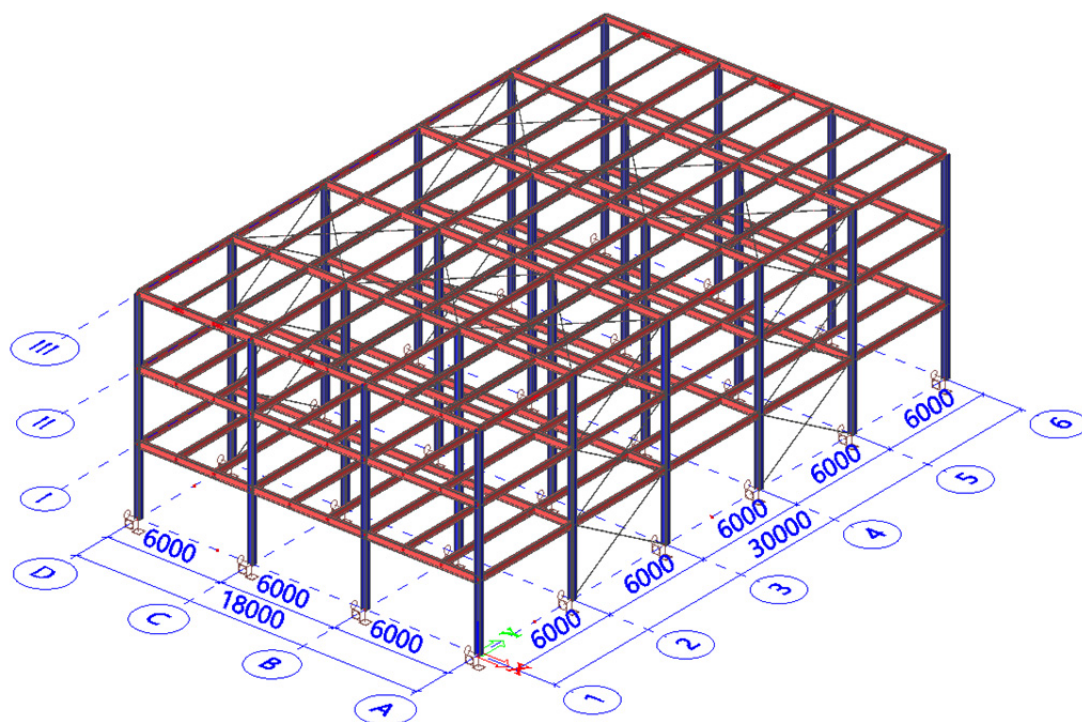
Slika 6.3: Vplivna širina ključnega elementa

Velikost vplivne širine b_{eff} je zelo subjektivna in v veliki meri odvisna od presoje projektanta.

6.8 PRIMER: Šolski objekt

6.8.1 Osnovni podatki

- Lokacija: Ljubljana, nadmorska višina 298 m.
- Obtežba vetra: CONA1, kategorija terena III, temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra je $v_{b,0} = 20 \text{ m/s}$.
- Obtežba snega: območje A2, karakteristična vrednost obtežbe snega je $s_k = 1,51 \text{ kN/m}^2$.
- Potresna obtežba ni upoštevana.



Slika 6.4: Izobraževalna stavba – Šolski objekt

6.8.2 Opis zgradbe

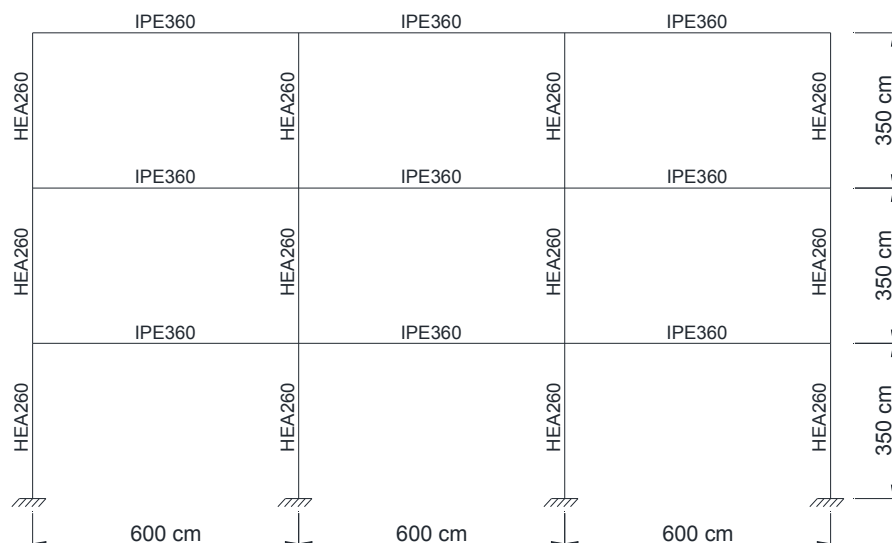
Obravnavani objekt bo namenjen izobraževalni dejavnosti.

Zaradi dejavnosti in števila etaž, se objekt razvrsti v razred 2b.

6.8.3 Zasnova konstrukcije

Objekt je pravokotne oblike, trietažen in nepodkleten. Dimenzije za statično analizo so: dolžina 36 m, širina 18 m, višina posamezne etaže 3,5 m in višina strehe 10,5 m.

Po statični zasnovi gre za prostorski okvir. Vso zunanjo obtežbo prevzame glavna jeklena konstrukcija, ki je sestavljena iz šestih okvirov na razdalji 6 m.



Slika 6.5: Šolski objekt - prečni prerez

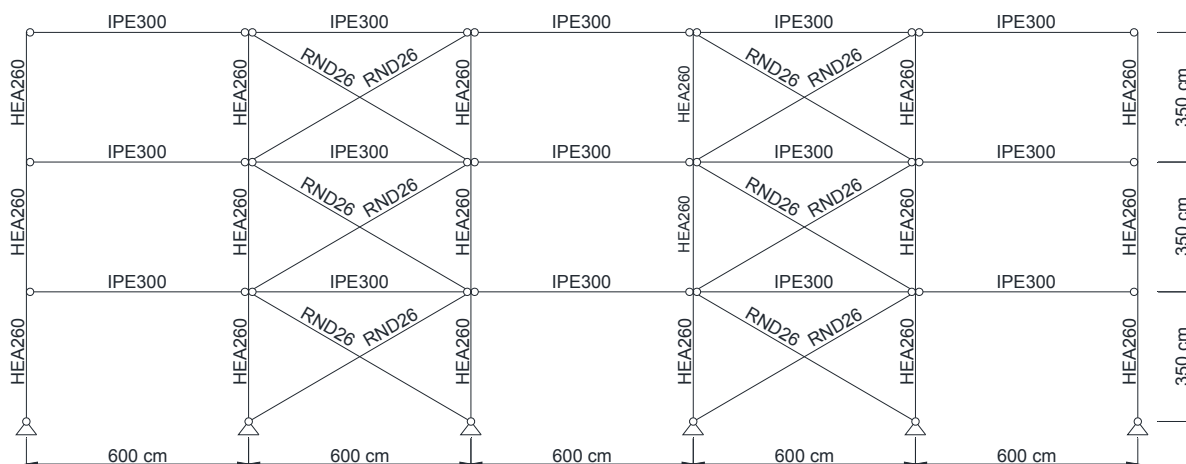
Vertikalna obtežba se preko strešnih panelov in sekundarnih nosilcev prenaša na primarne nosilce in nato preko stebrov do temeljev. Stebri so toga vpeti v temelje, omogočajo pa zasuk okoli globalne X osi.

Temeljna tla so dobro nosilna. Izvede se plitko temeljenje s pasovnimi temelji v vzdolžni in prečni smeri. Reakcije okvirne konstrukcije v celoti prevzame armiranobetonska temeljna greda.

Obtežba snega se preko strešnih panelov in sekundarnih strešnih nosilcev prenaša na prečke prečnega okvirja in nato preko stebrov v temelje.

Horizontalno obtežbo vetra v prečni smeri prevzamejo momentni okvirji, v vzdolžni smeri pa vertikalna povezja.

Vsi spoji na montaži so vijačeni. Uporabljeni so navadni vijaki kvalitete 8`8. Vsi kotni zvari so polnonosilni. Izbrani so vročevaljani jekleni profili.



Slika 6.6: Šolski objekt - vzdolžni prerez

6.8.4 Vplivi na konstrukcijo

Preglednica 6.1: Upoštevani zunanji vplivi na konstrukcijo

Obtežba	
Stalna	Strešni paneli Fasadni paneli Nosilna jeklena konstrukcija
Koristna	DA
Veter	DA
Sneg	DA
Potres	NE

Pri dimenzioniranju konstrukcije je bila upoštevana vsa stalna obtežba, koristna obtežba, veter in sneg. Potres ni bil upoštevan, saj bi z upoštevanjem potresne obtežbe avtomatsko zadostili vsem zahtevam za robustnost. Zato sem ga izpustil in se raje posvetil robustnosti. Vsekakor pa ga je potrebno v realni situaciji upoštevati.

6.8.5 Material

V konstrukciji bo uporabljeno konstrukcijsko jeklo S235 in vijaki kvalitete 8.8.

6.8.6 Dimenzioniranje in kontrola pomikov

Statična analiza obsega kontrolo nosilnosti in stabilnosti vseh nosilnih elementov nosilne konstrukcije. Notranje sile in pomiki so izračunani z elastično analizo z upoštevanjem vpliva teorije drugega reda in z začetno geometrijsko nepopolnostjo.

6.8.7 Zagotavljanje robustnosti

Standard SIST EN 1991-1-7 za razred 2b predvideva več metod:

- a) metoda z vezmi,
- b) metoda namišljene odstranitve elementa,
- c) metoda ključnih elementov.

Na primeru šolskega objekta bom prikazal uporabo vseh treh metod. Pri metodi z vezmi bom izpustil zagotavljanje horizontalnih vezi, saj je primer isti kot pri razredu 2a. Spremeni se le namembnost objekta, zaradi česar se premakne v razred 2b. Zahteve za horizontalne vezi pa ostanejo iste.

Poleg tega je pri razredu 2b izredno pomembna tudi globalna stabilnost objekta. Pri tem pomembno vlogo odigrajo zavetrovana polja. Zaradi zahtev glede robustnosti sem tokrat, v primerjavi s primerom iz razreda 2a, uporabil dve povezji. Če bo prišlo do poškodb enega zavetrovanega polja, bo še vedno ostalo drugo, ki bo lahko prevzelo horizontalno obtežbo.

6.8.7.1 Metoda z vezmi

Metoda z vezmi določa projektiranje efektivnih horizontalnih in vertikalnih vezi.

6.8.7.1.1 Horizontalne vezi

Zahteve za horizontalne vezi so enake kot pri razredu 2a. Zato praktičnega dimenzioniranja v tem primeru ne bom prikazal. Tudi položaj horizontalnih vezi je povsem enak kot pri razredu 2a.

6.8.7.1.2 Vertikalne vezi

Glavna zahteva vertikalnih vezi je zagotoviti neprekinjenost stebrov skozi etaže. S tem omogočimo formiranje več obtežnih poti, po katerih se obtežba prerazporedi po konstrukciji v primeru poškodovanosti določenega dela konstrukcije.

Spoj naredimo v polju druge etaže.

Vertikalne vezi morajo biti sposobne prenesti natezno silo, ki je enaka projektni stalni ali koristni vertikalni obtežbi iz vseh etaž.

$$N_{Ed} = S(1,35 \cdot g_k + 1,50 \cdot q_k) = 1,35(N_{LASTNA} + N_{STALNA}) + 1,5 N_{KORISTNA},$$

kjer je:

N_{LASTNA} karakteristična obremenitev v spoju zaradi lastne obtežbe,

N_{STALNA} karakteristična obremenitev v spoju zaradi stalne obtežbe,

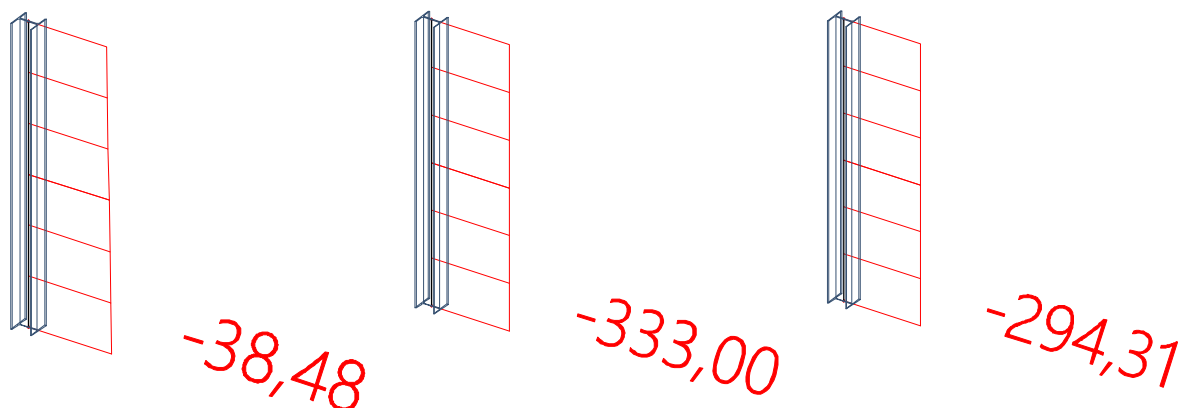
$N_{KORISTNA}$ karakteristična obremenitve v spoju zaradi koristne obtežbe.

Po končani statični analizi sem odčital obremenitve v spoju za posamezne obtežne razrede.

Lastna obtežba:

Stalna obtežba:

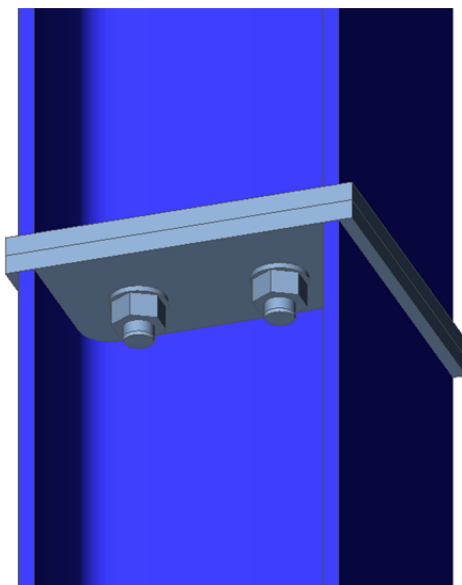
Koristna obtežba:



Slika 6.7: Karakteristične vrednosti obremenitev v spoju (steber v pritličju)

Natezna osna sila v vertikalni vezi torej znaša:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (38,5 \text{ kN} + 333,0 \text{ kN}) + 1,5 \cdot 294,3 \text{ kN} = 942,55 \text{ kN}.$$



Slika 6.8: Spoj vertikalne vezi

Izberem štiri vijake ($m = 4$) velikosti M30 in kvalitete 8.8 ter čelno pločevine debeline $t_{cp} = 2 \text{ cm}$.

V skladu z SIST EN 1993-1-8 in uporabo nadomestnih »T elementov« sem določil sodelujoče dolžine pri čelni pločevini:

$$l_{eff,cp} = 354,0 \text{ mm},$$

$$l_{eff,nc} = 338,0 \text{ mm},$$

$$l_{eff,1} = \min[l_{eff,cp}, l_{eff,nc}] = 338,0 \text{ mm},$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 338,0 \text{ mm}.$$

Upogibni nosilnosti T elementa znašata:

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_{cp}^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = 794,3 \text{ kNcm}.$$

Prvi porušni mehanizem (polna plastifikacija čelne pločevine):

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = 564,0 \text{ kN},$$

kjer je:

m razdalja med vijakom in stojino prečke.

Drugi porušni mehanizem (porušitev vijaka z istočasno plastifikacijo pasnice):

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = 474,5 \text{ kN},$$

kjer je:

n razdalja med vijakom in robom čelne pločevine,

$$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{f_{ub} \cdot A_{s,vijak}}{\gamma_{M2}} = 48,6 \text{ kN} \quad \text{natezna nosilnost enega vijaka.}$$

Tretji porušni mehanizem (porušitev vijaka):

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 646,3 \text{ kN.}$$

Izkaže se, da je merodajen drugi porušni mehanizem:

$$F_{T,Rd} = \min[2 F_{T,1,Rd}, 2 F_{T,2,Rd}, 2 F_{T,3,Rd}] = 949,0 \text{ kN} \geq 942,55 \text{ kN. } \checkmark$$

6.8.7.2 Metoda namišljene odstranitve elementov

Pri metodi namišljene odstranitve posameznih stebrov moramo preveriti, ali konstrukcija ostane stabilna po odstranitvi stebra in ali so poškodbe znotraj dovoljenih meja. Če so poškodbe večje od dovoljenih, je potrebno tak element dimenzionirati kot ključni element.

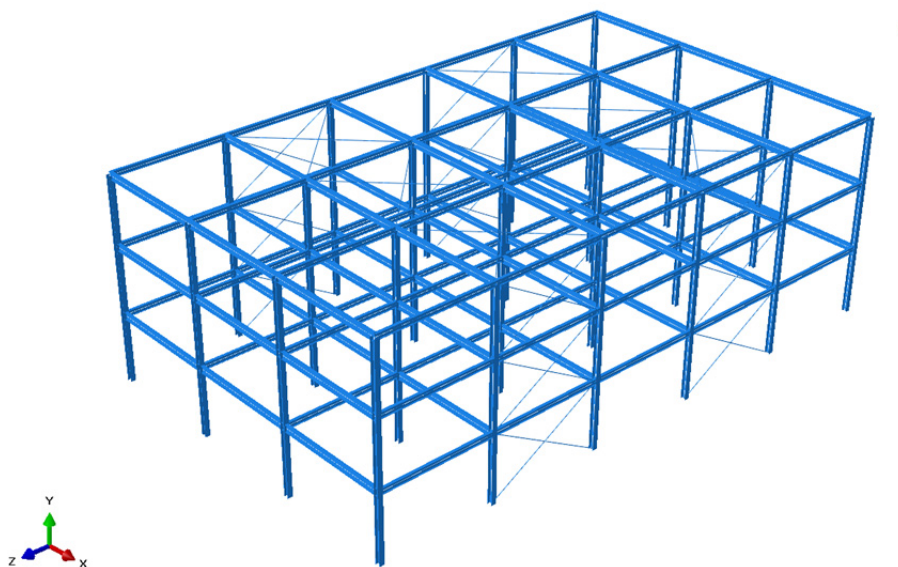
6.8.7.2.1 Omejitev poškodb

Pri odstranitvi posameznega stebra kontroliramo površino, ki se pri tem poruši.

$$\text{maksimalne poškodbe [m}^2\text{]} \leq \begin{cases} 15\% \text{ etažne površine} = 0,15 \cdot 18\text{m} \cdot 36\text{m} = 81\text{m}^2 \\ 100 \text{ m}^2 \end{cases}$$

6.8.7.2.2 Modeliranje v Abaqusu

Za nelinearno analizo stavbe pri metodi namišljene odstranitve sem uporabil programsko opremo Abaqus. Zanj sem se odločil predvsem zaradi neomejenih možnosti pri upoštevanju nelinearnosti, saj lahko vsem končnim elementom predpišemo nelinearno obnašanje materiala. Tako program sam ugotovi, kje pride do plastifikacije in razvoja plastičnih členkov.

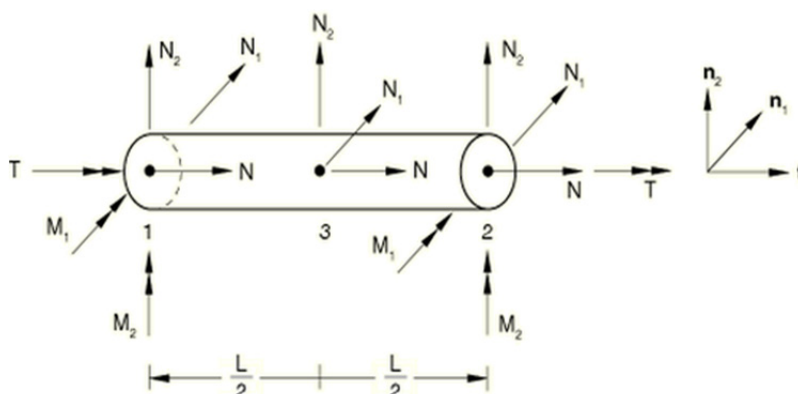


Slika 6.9: Model stavbe Knjižnica v programski opremi Abaqus

Model stavbe je bil narejen v Abaqusu. Razpon med stebri je v obeh smereh 6m. V smeri globalne osi X je horizontalna stabilnost zagotovljena s togimi pomičnimi okvirji. V smeri globalne osi Z pa sem uporabil členkasto povezavo med prečkami in stebri, za horizontalno stabilnost pa skrbijo zavetrovana polja. Etažna višina je 3,5 m.

6.8.7.2.2.1 Vrste uporabljenih končnih elementov

Vsi stebri, prečke in povezja so simulirani z uporabo linijskih končnih elementov tipa *BEAM iz Abaqusove zbirke vrst končnih elementov. Lastnosti linijskih končnih elementov so bili podani z definiranjem geometrije posameznih prerezov. Napetosti po prerezu so numerično integrirane v vsaki iteraciji analize, kar omogoča analizi sledenje elasto-plastičnemu obnašanju v vsakem prerezu obravnavanega končnega elementa.

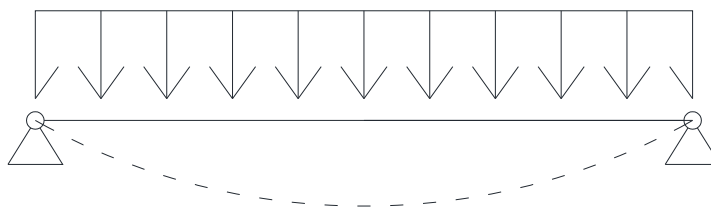


Slika 6.10: Notranje sile na linijskih elementih v Abaqusu

6.8.7.2.2.2 Nelinearna analiza odziva konstrukcije

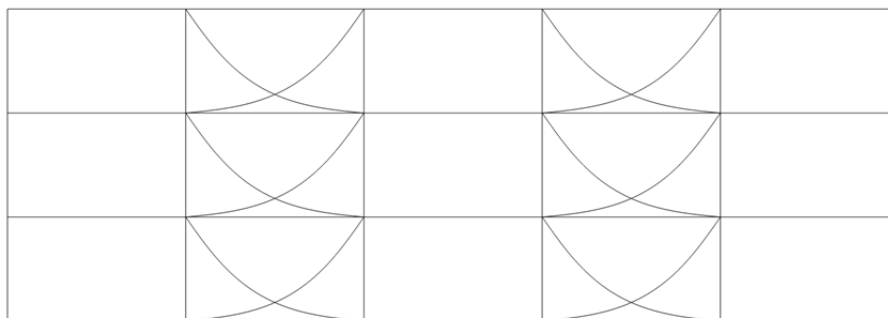
Analiza konstrukcije temelji na metodi GMNIA (»geometrically and materially nonlinear analysis with imperfections included«), ki izvede geometrijsko in materialno nelinearno analizo z upoštevanjem nepopolnosti.

Zaradi težav pri tlačnih diagonalah povezja, sem v program podal tudi nepopolnosti diagonal, ki so tako omogočile uklon le-teh. Za izračun nepopolnosti sem ustvaril model, v katerem sem diagonale obtežil z linijsko obtežbo, katere deformacijska oblika je ekvivalentna prvi nihajni obliki.

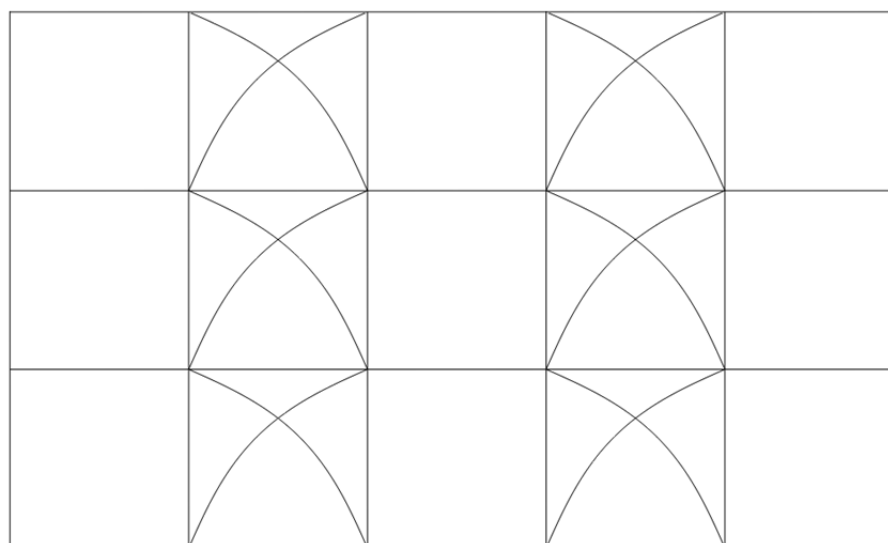


Slika 6.11: Obtežba diagonal povezja

Velikost nadomestne obtežbe sem izbral tako, da je največji pomik na sredini diagonale znašal 1 cm.



Slika 6.12: Imperfektност vertikalnega povezja (povečava M=100)



Slika 6.13: Imperfektност strešnega povezja

Nepopolnost diagonal sem nato kot pomike točk zapisal v izhodno datoteko, s pomočjo ukaza *NODE FILE in jih preko ukaza *IMPERFECTION vnesel v model konstrukcije.

6.8.7.2.2.3 Materialni model jekla

Za vse elemente konstrukcije sem definiral nelinearno obnašanje materiala, kjer je potrebno podati relacijo med praviimi napetostmi in logaritmičnimi deformacijami. Obnašanje materiala je v tlaku in nategu predpostavljeno kot enako.

V Abaqus sem podal elastični in plastični del konstitutivnega diagrama jekla.

Elastični del krivulje napetosti–deformacije je podan s funkcijo *ELASTIC, kjer sem podal vrednost elastičnega modula $E = 210000 \frac{N}{mm^2}$ in Poissonov količnik $\nu = 0,3$.

Plastični del krivulje napetosti–deformacije pa je podan s funkcijo *PLASTIC. V stavbi je uporabljeno jeklo kakovosti S235.

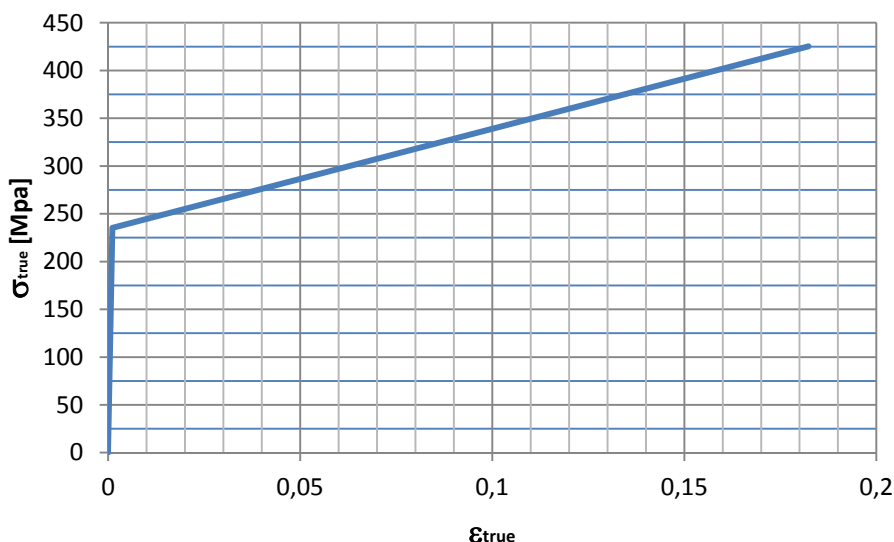
Za preračun pravih napetosti in logaritmičnih deformacij sem uporabil naslednje povezave:

$$\sigma_{true} = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom})$$

$$\epsilon_{true} = \ln(1 + \epsilon_{nom})$$

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{true} - \frac{\sigma_{true}}{E}$$

Jeklo S235



Grafikon 6.1: Materialni model jekla S235 uporabljen v Abaqusu

Preglednica 6.2: Materialni model jekla S235

σ_{nom} [Mpa]	ϵ_{nom}	σ_{true} [Mpa]	ϵ_{true}	ϵ_{pl}
0	0	0	0	0
235	0,0011	235,26	0,0011	0,0
354,33	0,2	425,19	0,1823	0,1803

Vrednosti za σ_{true} in ϵ_{pl} sem nato podal kot plastične lastnosti materiala v Abaqusu.

6.8.7.2.2.4 Robni pogoji

Prostorski okvir v prečni smeri sestavljajo pomični okvirji, ki so togo vpeti v temelje. V vzdolžni smeri se horizontalna obtežba prevzema z zavetrovanimi polji.

Podpore onemogočajo vse pomike in zasuke, razen zasuk okoli globalne X osi, kar omogoča prenos horizontalne obtežbe do povezij.

6.8.7.2.2.5 Obtežba

V modelu je bila podana lastna, stalna in koristna obtežba za nezgodno obtežno kombinacijo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "A_d" + "\psi_{1,1} Q_{k,1}" + "\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}."$$

6.8.7.2.2.6 Potek analize namišljene odstranitve stebra

Ker me je zanimal odziv in občutljivost stavbe na nesorazmerno porušitev v primeru odstranitve posameznega stebra, sem v analizi opazoval nelinearno obnašanje materiala, razvoj plastičnih členkov, plastične in celotne deformacije, rotacije prerezov, notranje sile, pomike itd.

Položaj kontrolne točke v prečnem prerezu, kjer smo spremljali razvoj deformacij in napetosti, je s črno piko označen na sliki 6.14.



Slika 6.14: Položaj kontrolne točke v prečnem prerezu

Odstranitev stebra sem simuliral s funkcijo *REMOVE, ki element odstrani tako, da ga preprosto izbriše, ob tem pa ohrani ostale povezave in interakcije med elementi, ki so bile pred tem določene.

6.8.7.2.2.6.1 Kriteriji obnašanja konstrukcije

Če želimo opisati in podati stanje konstrukcije ob odmaknjenem stebri, moramo izbrati kriterije, ki lahko predstavljajo omejitve deformacij, upogibkov itd.

Pri analizi rezultatov sem upošteval omejitev deformacij $\varepsilon_{lim} = 50\%$, ki jo priporoča standard SIST EN 1993-1-5. Ta kriterij sem privzel za mejno stanje blizu porušitve, ki ga določa SIST EN 1993-1-5.

Da bi lahko kaj več rekli o obnašanju konstrukcije in o stanju le-te, smo določili tudi mejna stanja, ki jih predlaga SIST EN 1998-3:

- Omejevanje poškodb (»Damage Limitation« s kratico »DL«).
- Pomembne poškodbe (»Significant Damage« s kratico »SD«).
- Blizu porušitve (»Near Collapse« s kratico »NC«).

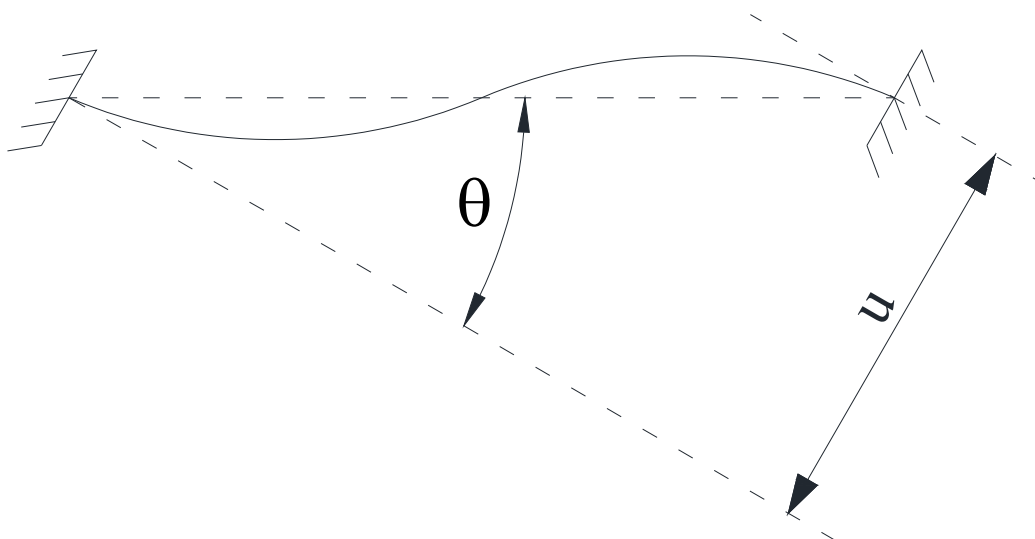
Kriterij za razvrstitev temelji na večkratniku povprečne rotacije elementa, ki povzroči plastični členek v prečki momentnega okvirja.

Rotacija na meji plastičnosti za prečko momentnega okvirja s prerezom IPE360 znaša:

$$\theta_y = \frac{W_{pl,y} f_y l}{6 E I} = \frac{1019 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 600 \text{ cm}}{6 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 16270 \text{ cm}^4} = 0,007009,$$

kjer je:

- $W_{pl,y}$ plastični odpornosti moment prečke,
 f_y napetost na meji tečenja za jeklo S235,
 l dolžina prečke,
 E elastični modul jekla,
 I vztrajnostni moment prečke.



Slika 6.15: Definicija rotacije prečke

Pomik na mestu odmaknjenega stebra ob nastanku plastičnega členka znaša:

$$u_y = \theta_y \cdot l = 4,2 \text{ cm}.$$

V preglednici 6.3 so prikazane vrednosti rotacije in pomika, ki označujejo posamezna mejna stanja, kot jih določa SIST EN 1998-3.

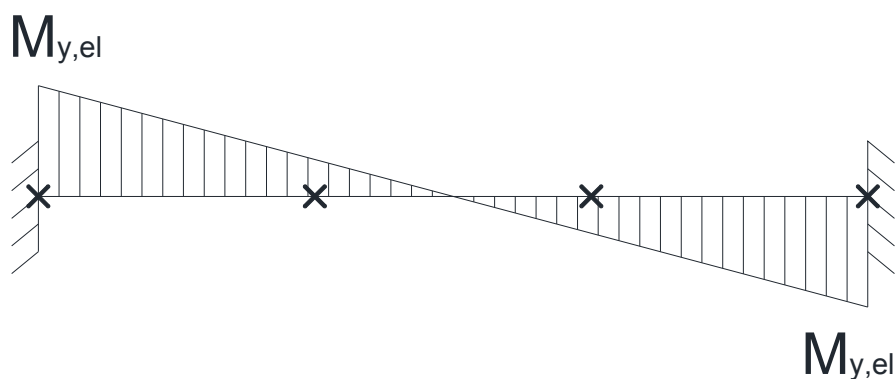
Preglednica 6.3: Vrednosti vertikalnega pomika za posamezna mejna stanja (plastifikacija prečke)

Mejno stanje	θ_y	u [cm]
Omejevanje poškodb (»DL«)	$2 \cdot \theta_y$	8,4
Pomembne poškodbe (»SD«)	$6 \cdot \theta_y$	25,2
Blizu porušitve (»NC«)	$8 \cdot \theta_y$	33,6

V analizi bom, kot glavno merilo za oceno odziva konstrukcije, upošteval omejitev največje deformacije. Vseeno pa bom pri posameznih primerih opazoval velikost vertikalnega pomika na mestu odmaknjene stebra in ga primerjal z vrednostmi, ki določajo mejna stanja po SIST EN 1998-3 (preglednica 6.3). V primerih, kjer nimamo momentnega okvirja, v katerem bi lahko prišlo do plastičnega členka, bi bilo potrebno uporabiti omejitve za natezno obremenjene elemente (diagonale). Ker pa je težko določiti povezavo med vertikalnim pomikom na mestu odmaknjene stebra in pomikom diagonale, če odmaknjen steber ni del povezja, tega nisem prikazal. Tako sem za mejno stanje uporabil le kriterij mejnih deformacij.

6.8.7.2.2.6.2 Kontrola bočne zvrnitve prečk IPE360

Izračun v Abaqusu temelji na predpostavki, da prečke momentnega okvirja niso občutljive na bočno zvrnitev. Zato je potreben dokaz o občutljivosti elementov na bočno zvrnitev.



Slika 6.16: Potek momenta in razporeditev bočnih podpor

Račun M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z L_{sist}} \sqrt{E I_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega L_{sist})^2}} = 101880 \text{ kNcm},$$

kjer je:

$C_1 = 1,0$ koeficient, ki zajema najbolj neugoden potek upogibnih momentov vzdolž nosilca,

$k_z = k_\omega = 1,0$ uklonski koeficienti odvisni od robnih pogojev,

$G = 8100 \text{ MPa}$ strižni modul jekla,

$L_{sist} = 200 \text{ cm}$ razmak med bočnimi podporami.

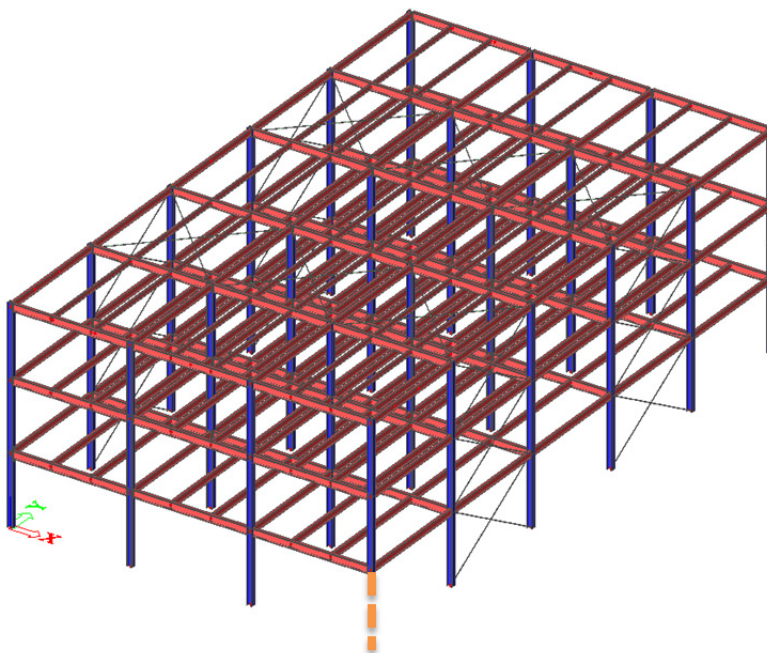
Relativna vitkost:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 0,21 \leq 0,4 \rightarrow \text{Ni nevarnosti bočne zvrnitve!}$$

Ker sem ugotovil, da bočna zvrnitev ni merodajna za prečke okvirjev, ni bilo potrebno v model vnesti dodatne torzijske nepopolnosti, ki bi simulirala občutljivost elementov na bočno zvrnitev. Tako sem zagotovil, da bo merodajna nosilnost elementa in ne stabilnost.

6.8.7.2.3 Primer 1: Odstranjen steber A1 v pritličju

V tem primeru sem odstranil vogalni steber v pritličju.

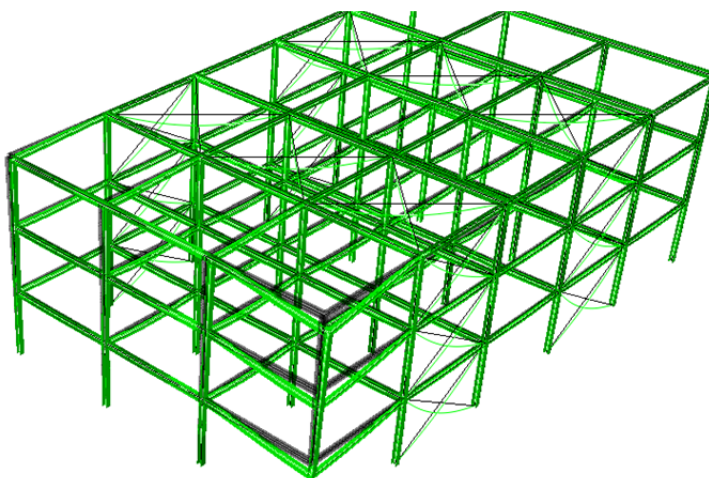


Slika 6.17: Odmaknjen steber A1 v pritličju

Poškodovana etažna površina:

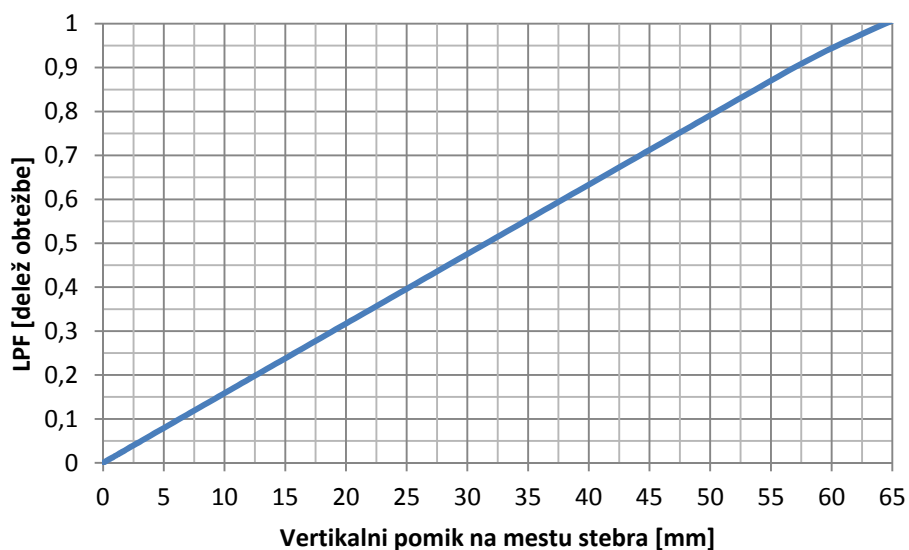
$$A_{poškodb} = 6m \cdot 6m = 36m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.



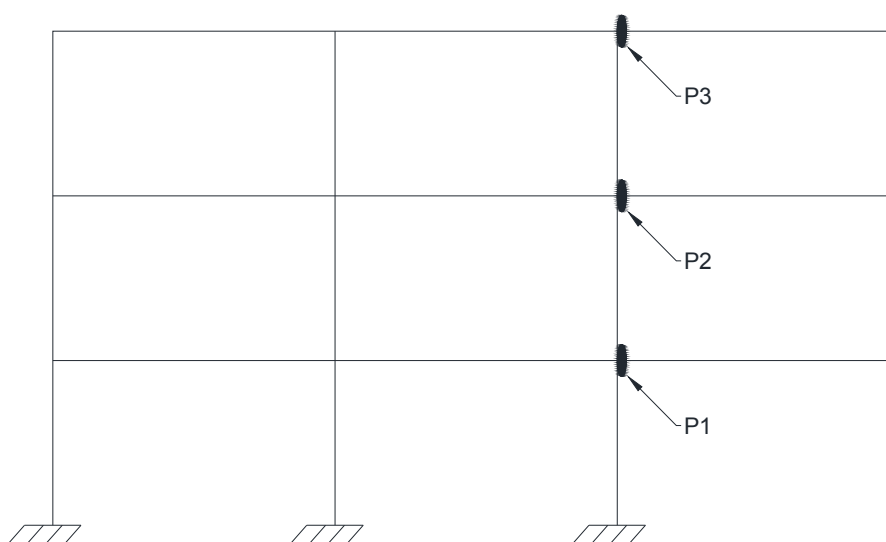
Slika 6.18: Pomiki pri odmaknjem stebra A1 v pritličju (povečava M=10)

Ob odstranitvi stebra A1 v pritličju se pojavi vertikalni pomik na mestu stebra. Pri polnem nanosu obtežbe (LPF=1,0) ta pomik znaša 65 mm.



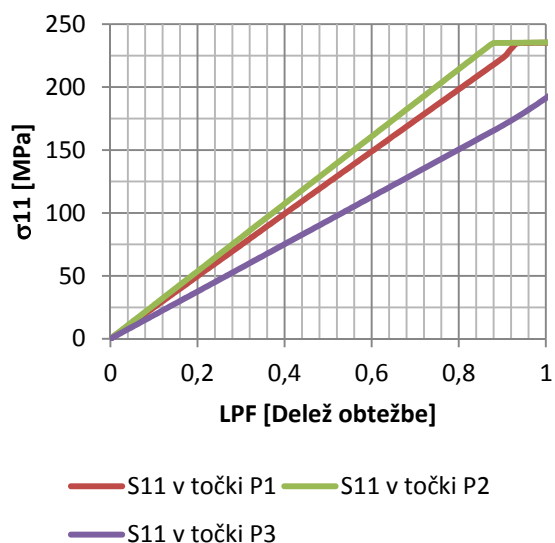
Grafikon 6.2: Vertikalni pomik na mestu stebra

Iz oblike krivulje zgornjega grafikona 6.2 je razvidno, da je skoraj do konca nanosa obtežbe zveza linearna, kar pomeni, da pride do plastifikacije šele pri skoraj polni obtežbi. Glede na velikost največjega pomika opazim, da nismo presegli mejnega stanja omejevanja poškodb (»DL«). Enak odziv je razviden tudi iz grafikona napetosti v prečkah (grafikon 6.3), ki morajo prenesti dodatno obremenitev zaradi odstranjenega stebra.

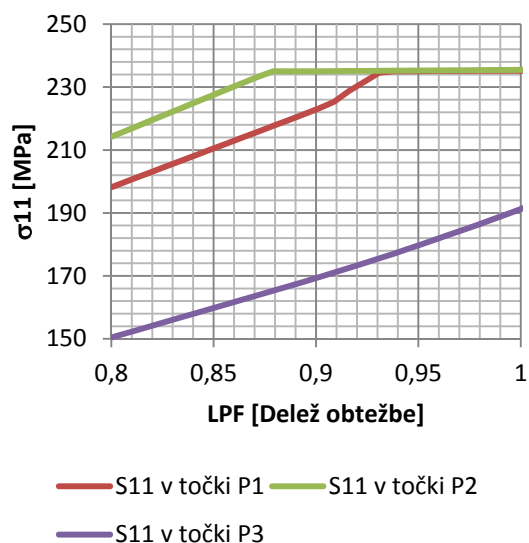


Slika 6.19: Oznake položajev kontrolnih točk (Okvir v osi 1)

a) Celoten odziv

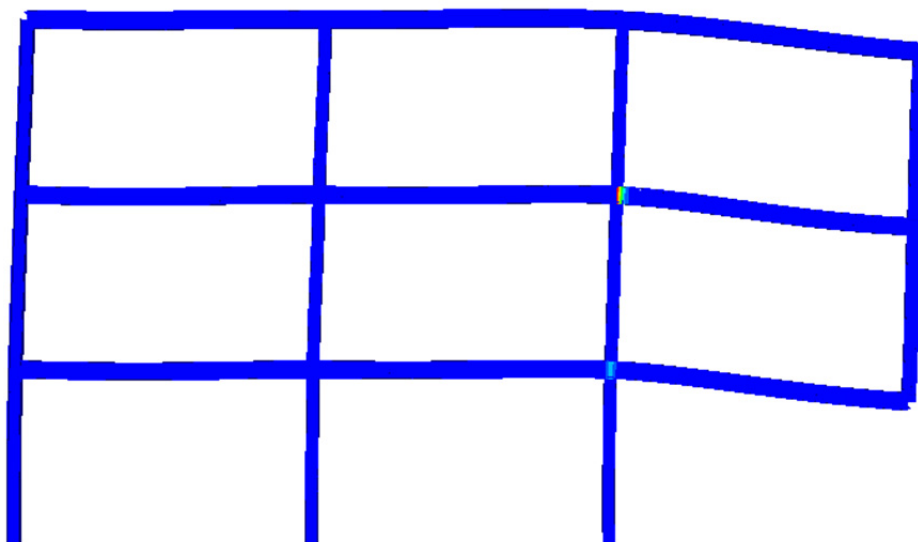


b) Povečava

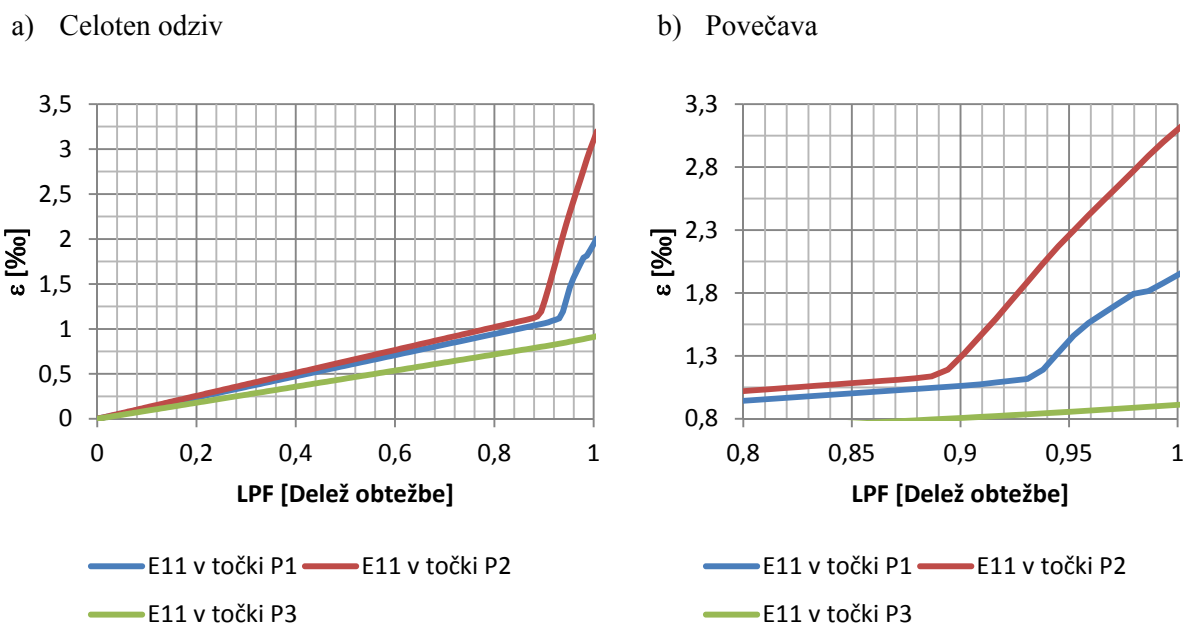


Grafikon 6.3: Potek napetosti v kontrolnih točkah okvirja v osi 1

Če si podrobno ogledamo zgornji grafikon 6.3 ugotovimo, da pride najprej do plastifikacije v zgornji prečki (točka P2) in sicer pri 88% obtežbe. Pri slabih 94% celotne obtežbe se nato začne plastifikacija tudi spodnje prečke (točka P1). Prečka na nivoju strehe (točka P3) ostane v tem primeru v elastičnem območju.

Slika 6.20: Območja plastifikacije na prečnem okvirju v osi 1 (povečava deformacij $M=10$)

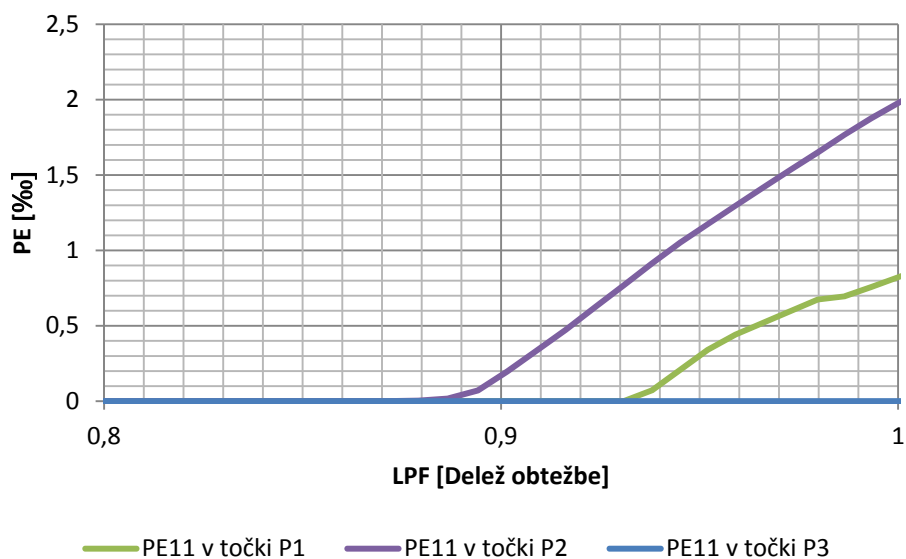
Torej lahko potrdimo, da je zaradi odstranitve stebra prišlo do plastifikacije in pojava plastičnega členka, v določenih delih konstrukcije (slika 6.20).



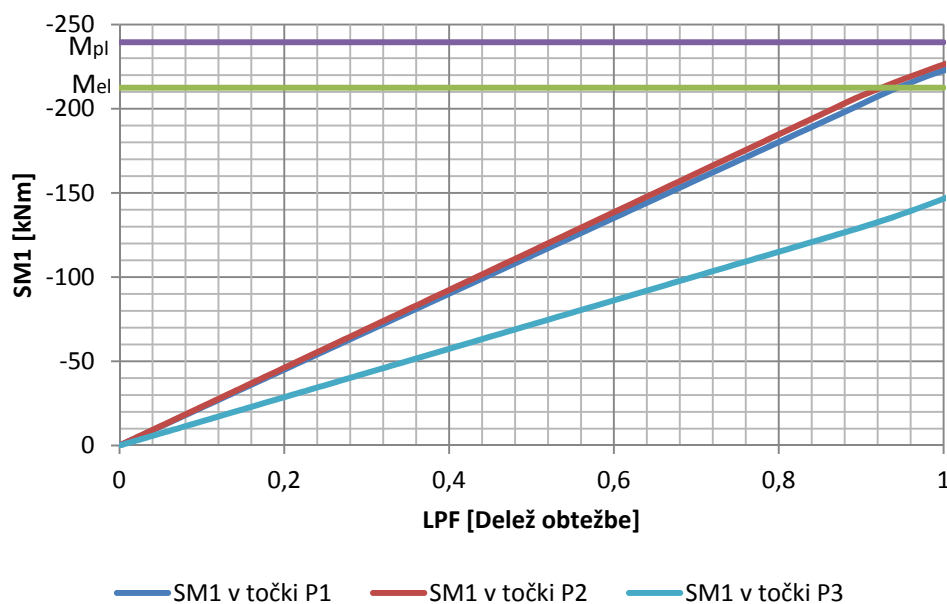
Grafikon 6.4: Potek deformacij v kontrolnih točkah okvirja v osi 1

Iz poteka deformacij (grafikon 6.4) lahko ugotovimo, kje se nahajamo na konstitutivnem diagramu za uporabljen material. Glede na to, da je plastifikacija nastopila pri 88% obtežbe, lahko pričakujemo, da deformacije ne bodo velike.

Pri polnem nanosu obtežbe je tako največja deformacija, ki se pojavi v zgornji prečki (P2), enaka $\varepsilon_{11} = 3,1\%$. Deformacija ob nastopu plastifikacije znaša $\varepsilon_y = 1,12\%$. Največja deformacija je za večkratnik 2,8 večja od ε_y , in hkrati manjša od največje dovoljene deformacije, ki znaša 50‰.



Grafikon 6.5: Potek plastičnih deformacijah v kontrolnih točkah okvirja v osi 1



Grafikon 6.6: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah okvirja v osi 1

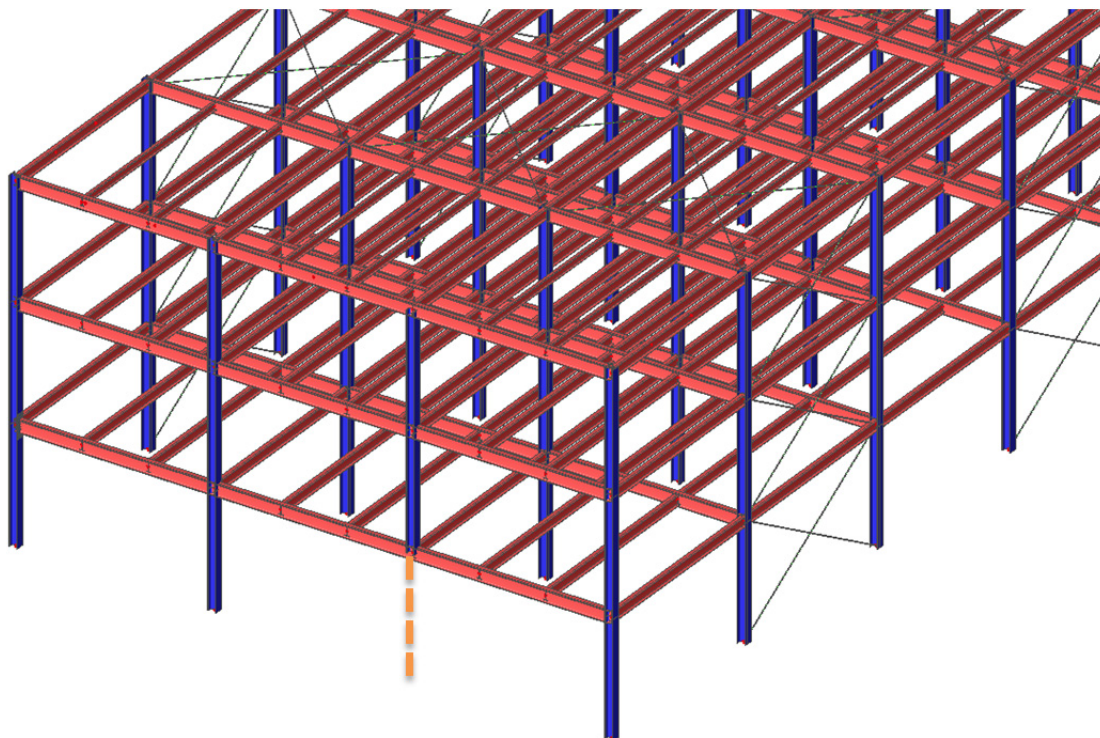
Rahlo plastificiranje v prečkah je razvidno tudi iz poteka upogibnega momenta (grafikon 6.6). Največji moment, ki se pojavi v zgornji prečki (P2) znaša 227 kNm , kar je več od upogibnega momenta na meji elastičnosti prečke IPE 360, ki znaša $M_{el, IPE360} = 212 \text{ kNm}$, in manj od polnplastičnega momenta $M_{pl, IPE360} = 239,5 \text{ kNm}$.

Največja natezna osna sila se pojavi v spoju prečke in stebra na nivoju strehe v velikosti $N_{Ed} = 46,5 \text{ kN}$. Pri projektiranju robustnosti z metodo horizontalnih vezi, smo za natezno silo upoštevali $T_p = 93,6 \text{ kN}$, kar pomeni, da smo pri metodi horizontalnih vezi pričakovano na varni strani.

Po končani analizi ugotovimo, da se plastična členka pojavita v točki P1 in P2. Ker pa so deformacije manjše od dovoljenih lahko potrdimo, da konstrukcija prenese odstranitev vogalnega stebra A1 v pritličju.

6.8.7.2.4 Primer 2: Odstranjen steber B1 v pritličju

V tem primeru sem odstranil robni steber v pritličju na krajši stranici konstrukcije.

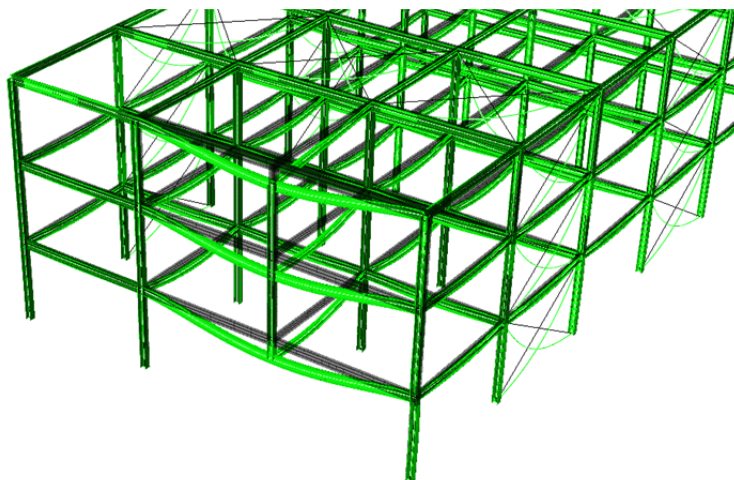


Slika 6.21: Odmaknjen steber B1 v pritličju

Poškodovana etažna površina:

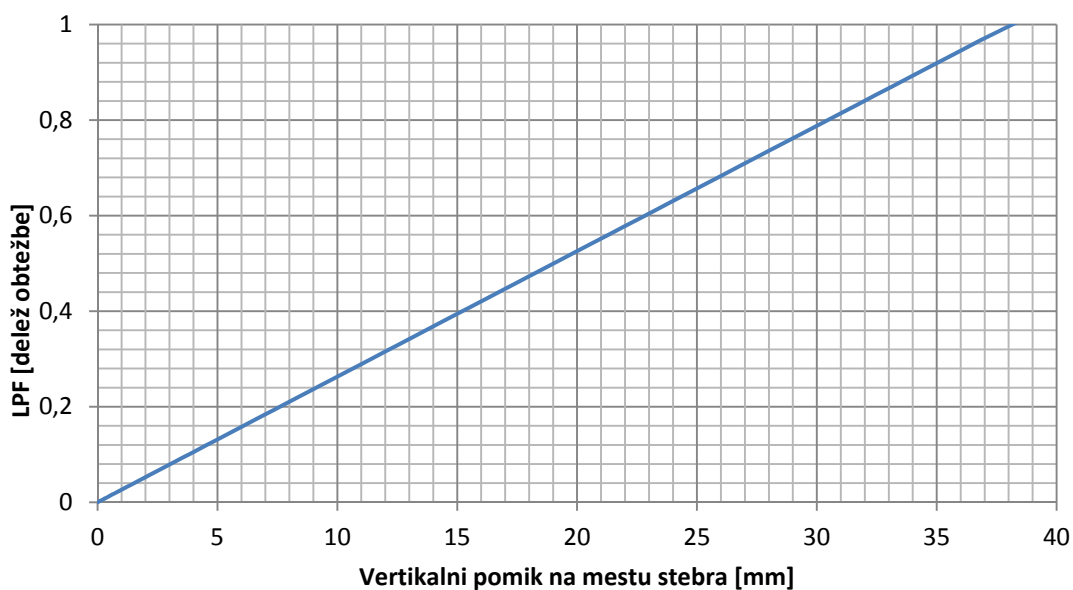
$$A_{poškodb} = 2 \cdot 6m \cdot 6m = 72m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od največje dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.



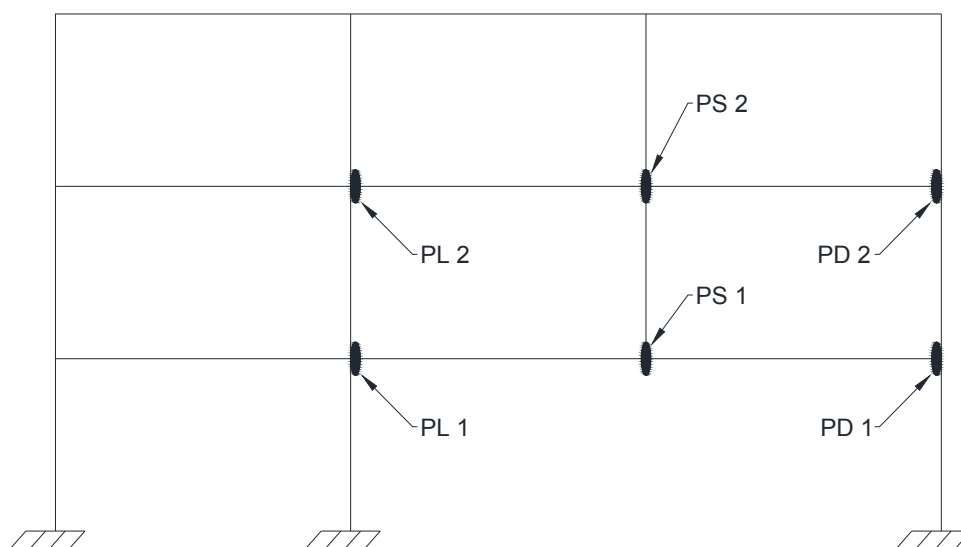
Slika 6.22: Pomiki konstrukcije ob odstranjenem stebra B1 v pritličju (Povečava M=20)

Ob odstranitvi stebra B1 v pritličju se pojavi vertikalni pomik na mestu stebra. Pri polnem nanosu obtežbe (LPF=1,0) ta pomik znaša 38 mm.



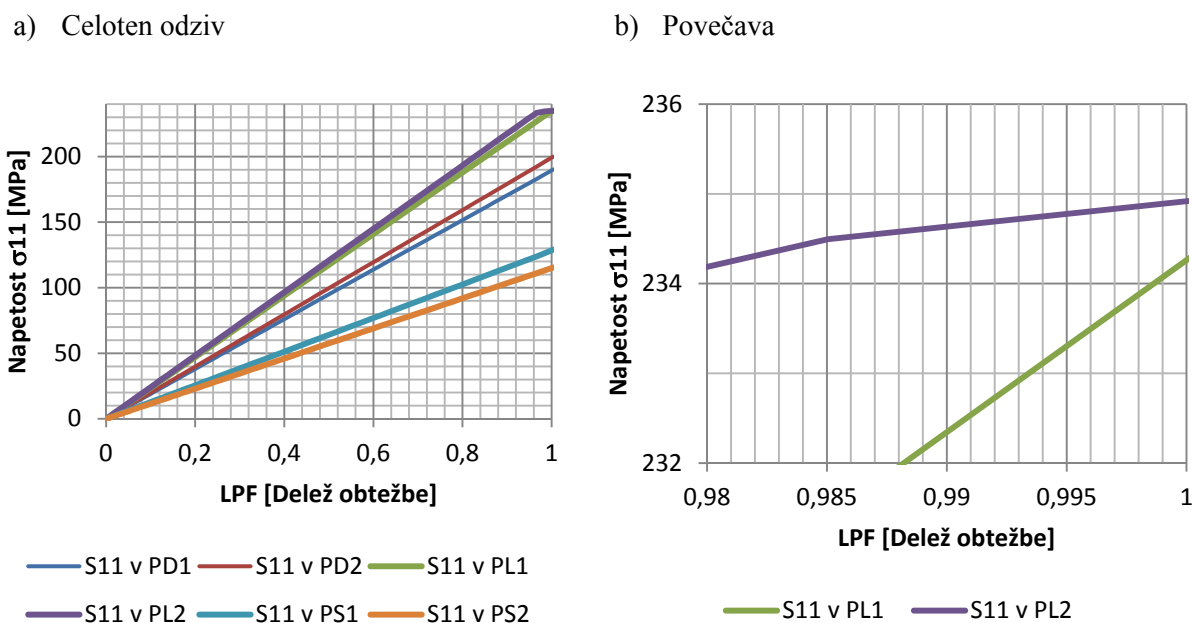
Grafikon 6.7: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra

Že iz grafikona 6.7, ki prikazuje naraščanje vertikalnega pomika v točki, kjer je bil odmaknjen stebel, lahko ugotovimo, da je potek dokaj linearen, kar pomeni, da najverjetneje v konstrukciji ni prišlo do plastifikacije.



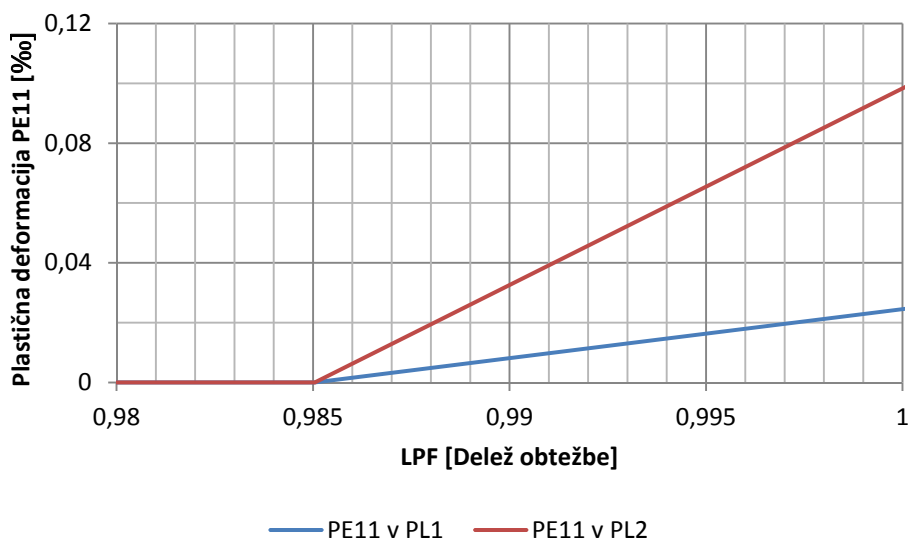
Slika 6.23: Oznake položajev kontrolnih točk (Okvir v osi 1)

Na sliki 6.23 so označene lokacije in njihove oznake, kjer je bilo izvedeno natančno zapisovanje napetosti, deformacij in ostalih količin, ki so predstavljene v nadaljevanju.



Grafikon 6.8: Potek napetosti v kontrolnih točkah

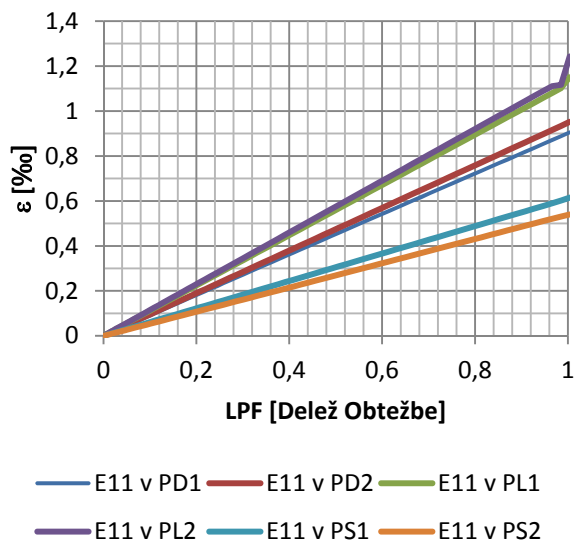
Ko podrobno pogledamo potek napetosti (grafikon 6.8), opazimo, da je pri 98,5% obtežbe, prišlo do rahle plastifikacije v prečki v drugem nadstropju levo od odmaknjenega stebra (točka PL2). V tej prečki se pojavi tudi maksimalna napetost, in sicer velikosti $\sigma_{11} = 235,03 \text{ MPa}$, kar pomeni, da se je plastifikacija ravno začela. Opazimo tudi, da se pri polnem nanosu obtežbe začne plastifikacija tudi v prečki v prvem nadstropju (točka PL1), levo od odmaknjenega stebra.



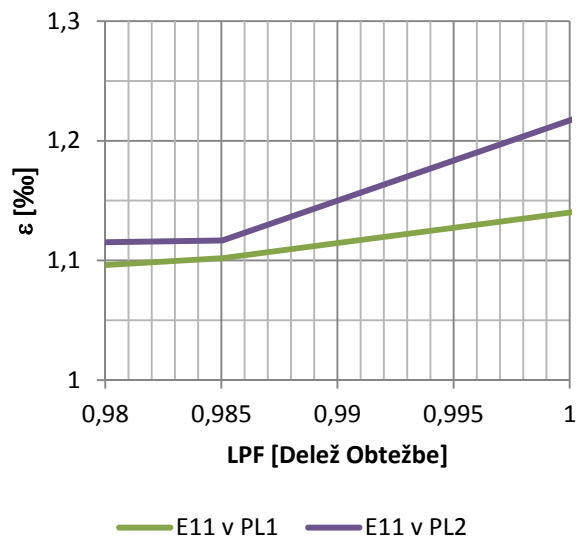
Grafikon 6.9: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah

Rahla plastifikacija v obeh prečkah je razvidna tudi iz grafikona plastičnih deformacij (grafikon 6.9). Največja plastična deformacija se pojavi v zgornji prečki (točka PL2), in sicer v velikosti 0,12%. To pomeni, da smo elastično deformacijo $\varepsilon_y = 1,12\%$ presegli le za malenkost in je plastifikacija zelo majhna. Skupna deformacija v prečki je tako $\varepsilon_{11} = 1,24\%$.

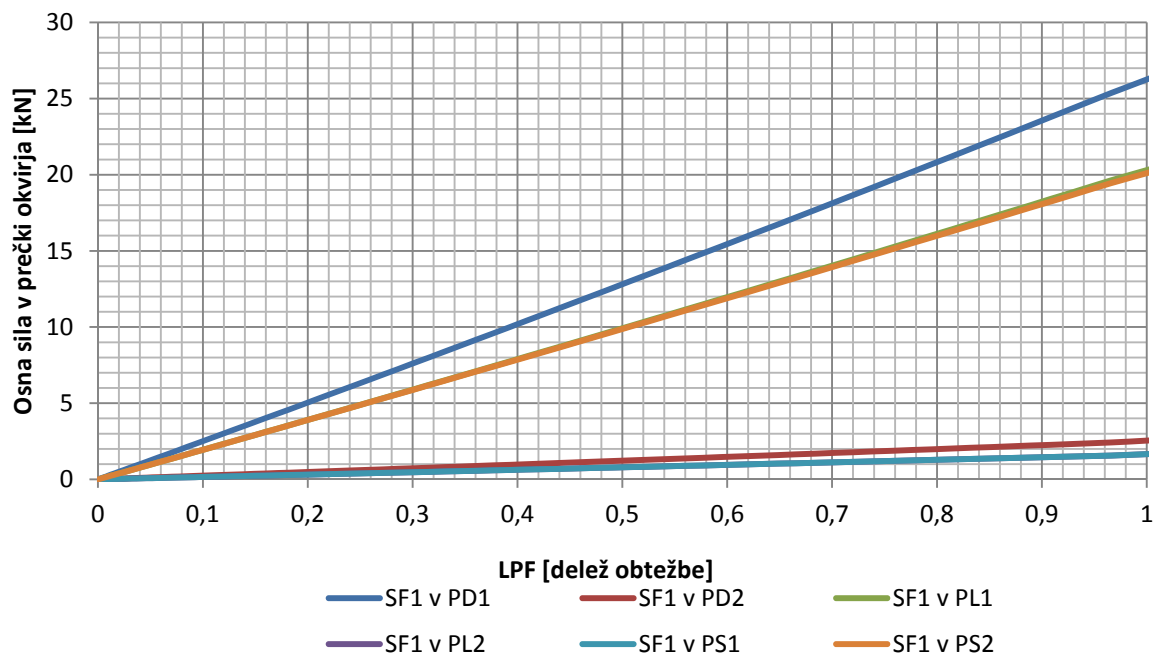
a) Celoten odziv



b) Povečava

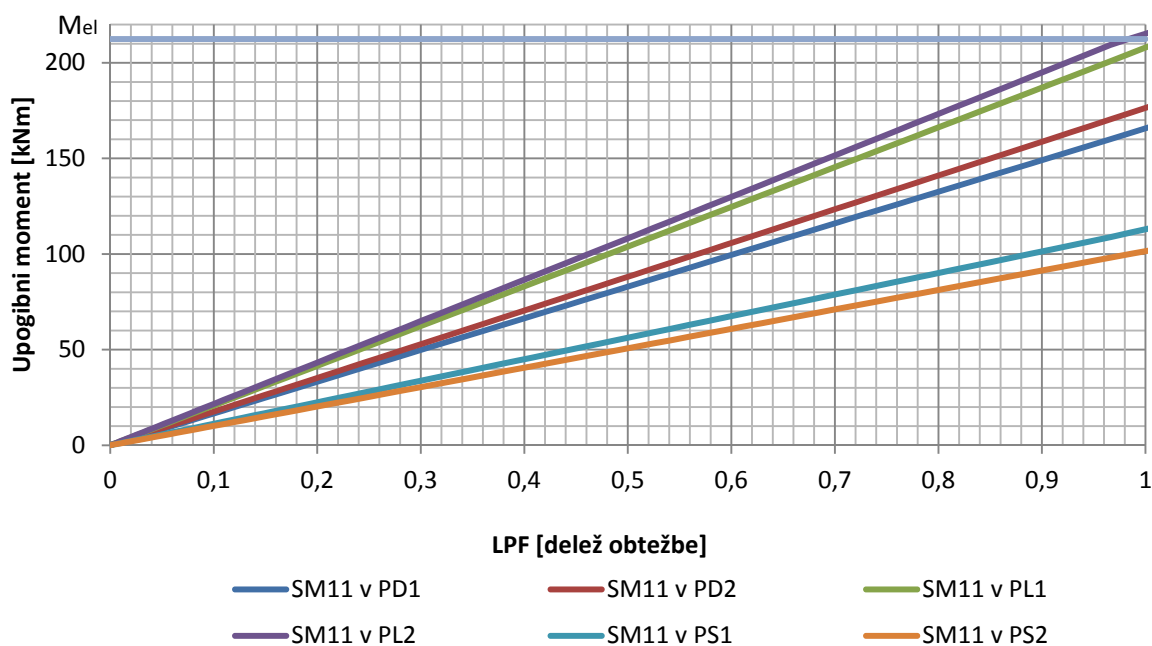


Grafikon 6.10: Potek deformacij v kontrolnih točkah



Grafikon 6.11: Potek osnih sil v kontrolnih točkah

Iz zgornjega grafikona osne sile v prečkah okvirja (grafikon 6.11) je razvidno, da se največje natezne osne sile pojavijo v spodnji prečki, ki poteka od odmaknjenegega stebra na levo in desno (točki PL1 in PD1). Velikost sile je 26 kN . Če ta rezultat primerjamo s silo, ki je predvidena za dimenzioniranje spoja pri metodi horizontalnih sil, kjer je projektna natezna sila znašala $T_p = 93,6 \text{ kN}$, ugotovimo, da smo z metodo sil na varni strani, kar se tiče projektiranja potrebne robustnosti spojev.



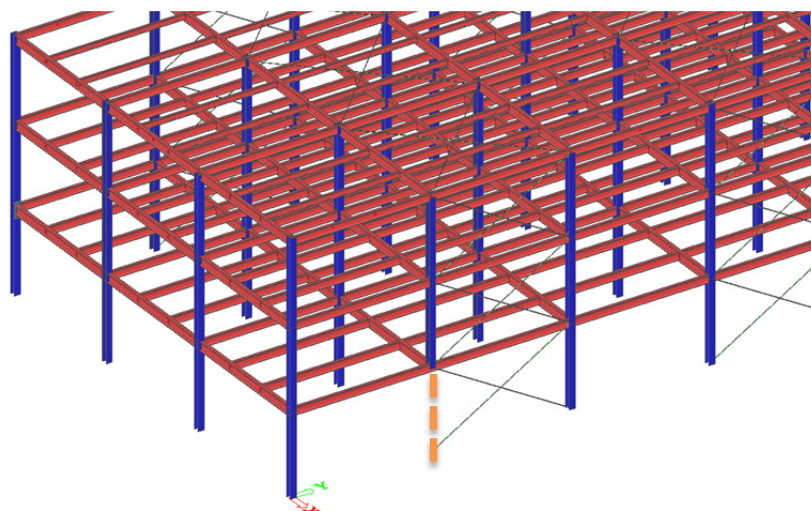
Grafikon 6.12: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah

Skoraj povsem linearno obnašanje je tako razvidno tudi iz grafikona upogibnih momentov (grafikon 6.12). Največja upogibna momenta se pojavita v prečkah pri levem stebru (točki PL1 in PL2), kjer, kot že rečeno, pride tudi do majhne plastifikacije.

Po končani analizi primera, kjer sem odstranil steber B1 sem ugotovil, da je konstrukcija robustna in sposobna prerazporediti obtežbo, saj pride v tem primeru le do začetka plastifikacije v prečkah pri levem stebru. Hkrati pa je tudi vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra manjši od pomika, ki ga določa mejno stanje omejevanja poškodb (»DL«).

6.8.7.2.5 Primer 3: Odstranjen steber A2 v pritličju

V tem primeru sem odstranil robni steber A2 pri povezju v pritličju.

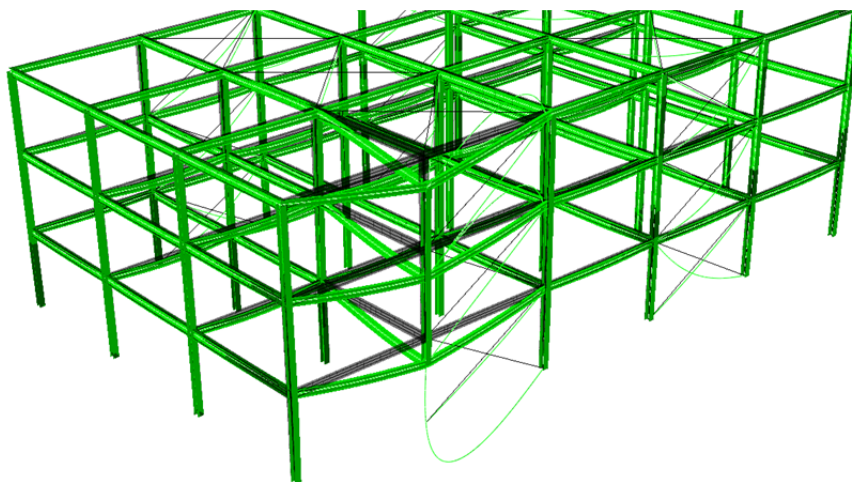


Slika 6.24: Odstranjen steber A2 v pritličju

Poškodovana etažna površina:

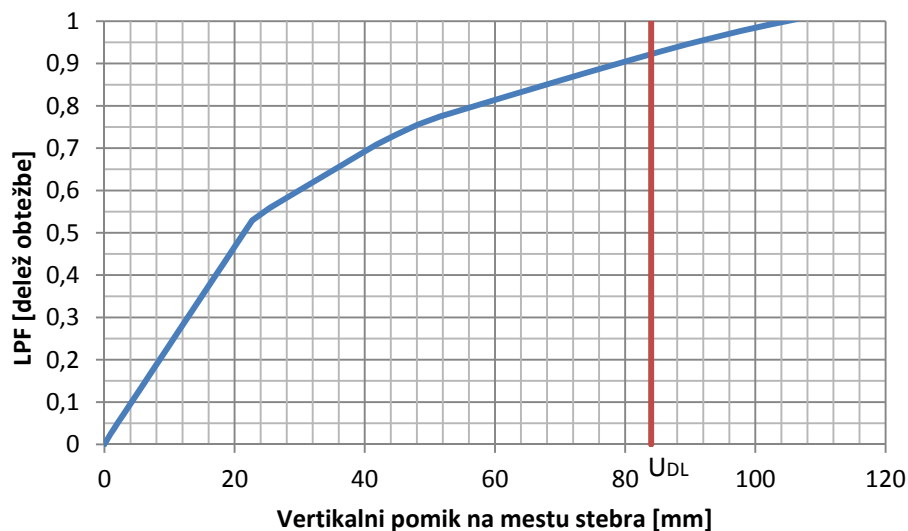
$$A_{poškodb} = 2 \cdot 6m \cdot 6m = 72m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.



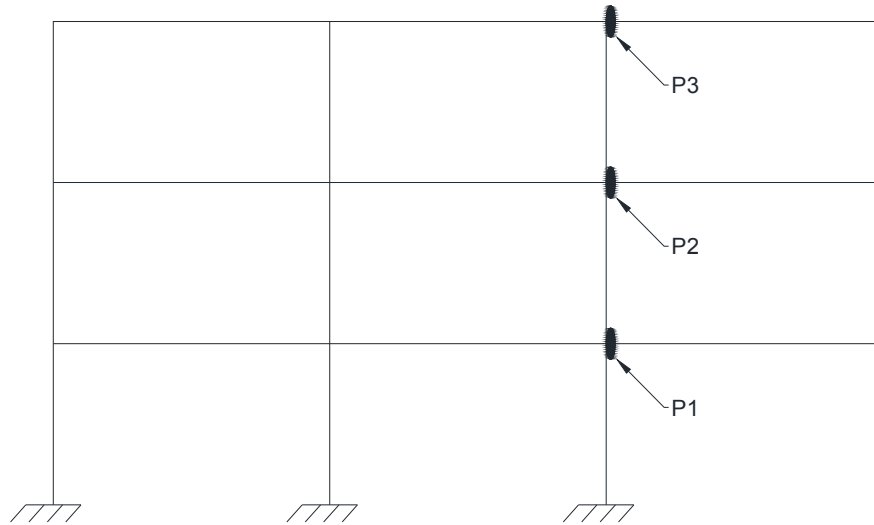
Slika 6.25: Pomiki pri odstranitvi stebra A2 (Povečava M=10)

Ob odstranitvi stebra A2 v pritličju se pojavi vertikalni pomik na mestu stebra. Iz grafikona vertikalnega pomika (grafikon 6.13) lahko opazimo, da največji pomik znaša 106 mm . S tem smo presegli omejitev pomika za mejno stanje omejevanja poškodb ($\gg DL \ll$), ki znaša $u_{NC} = 84 \text{ mm}$.

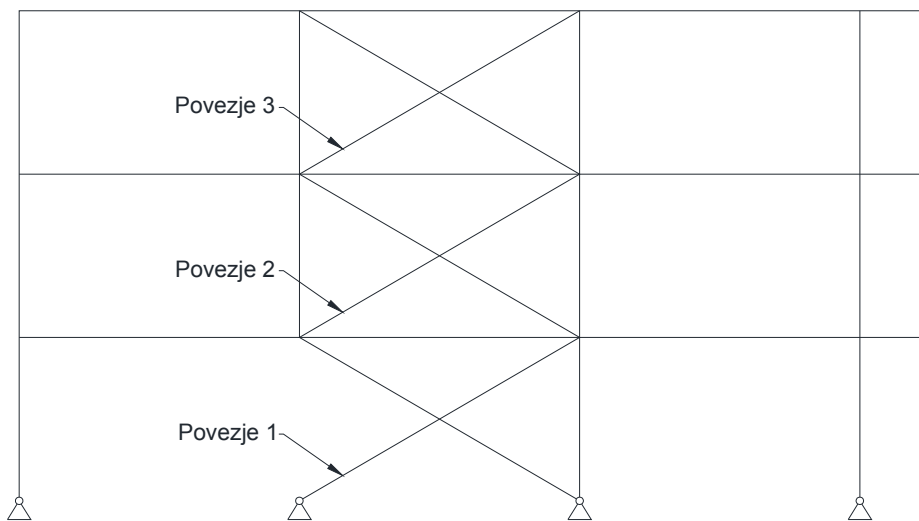


Grafikon 6.13: Pomik na mestu odstranjenega stebra

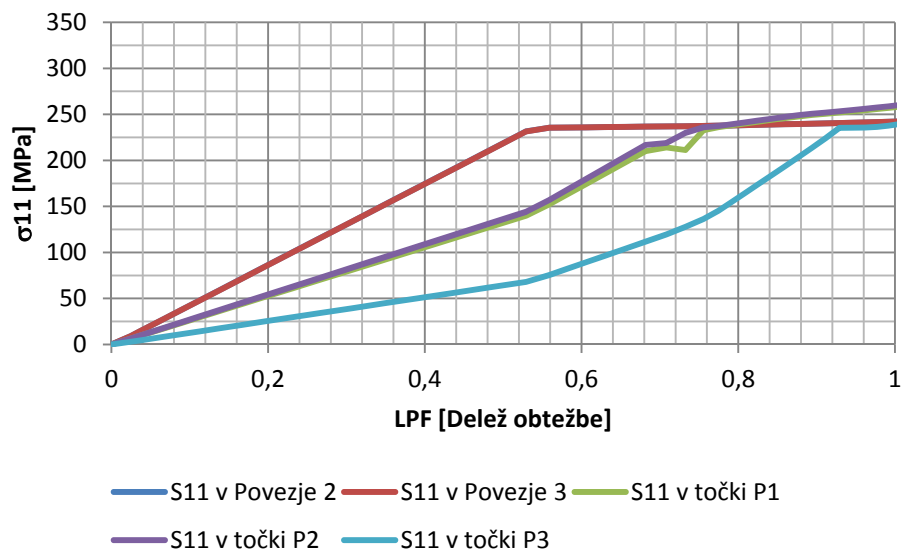
Glede na obliko grafikona poteka pomika lahko ocenimo, da se linearni del zaključi pri približno 53% obtežbe. Tedaj se namreč začne plastifikacija, kar je lepo opazno tudi z grafikona napetosti (grafikon 6.14).



Slika 6.26: Lokacija kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 2)

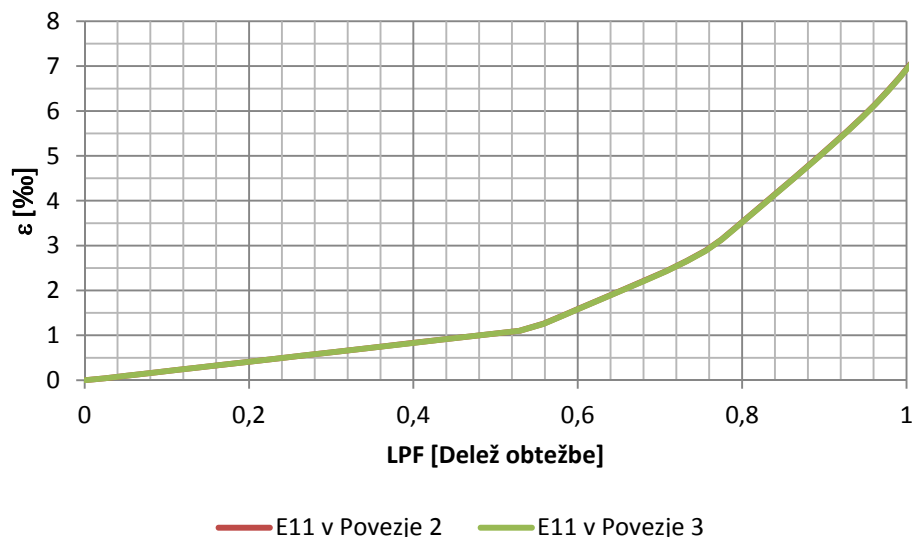


Slika 6.27: Lokacija kontrolnih točk na vzdolžnem okvirju (Okvir v osi A)

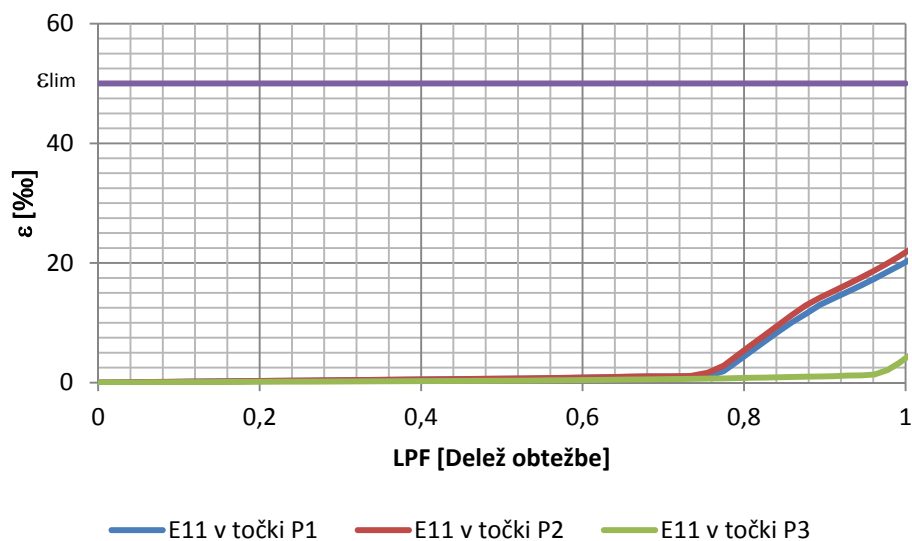


Grafikon 6.14: Potek napetosti v kontrolnih točkah

Napetosti najhitreje naraščajo v natezni diagonali vertikalnega povezja v prvem nadstropju, ki se zaradi tega tudi prva plastificira. Delež nanešene obtežbe je v trenutku plasticikacije natezne diagonale 53%.

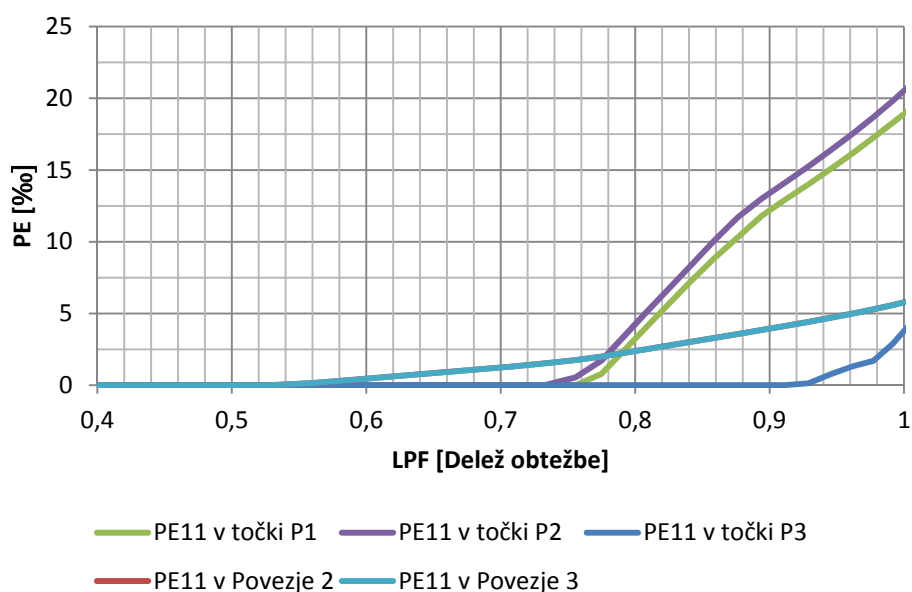


Grafikon 6.15: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

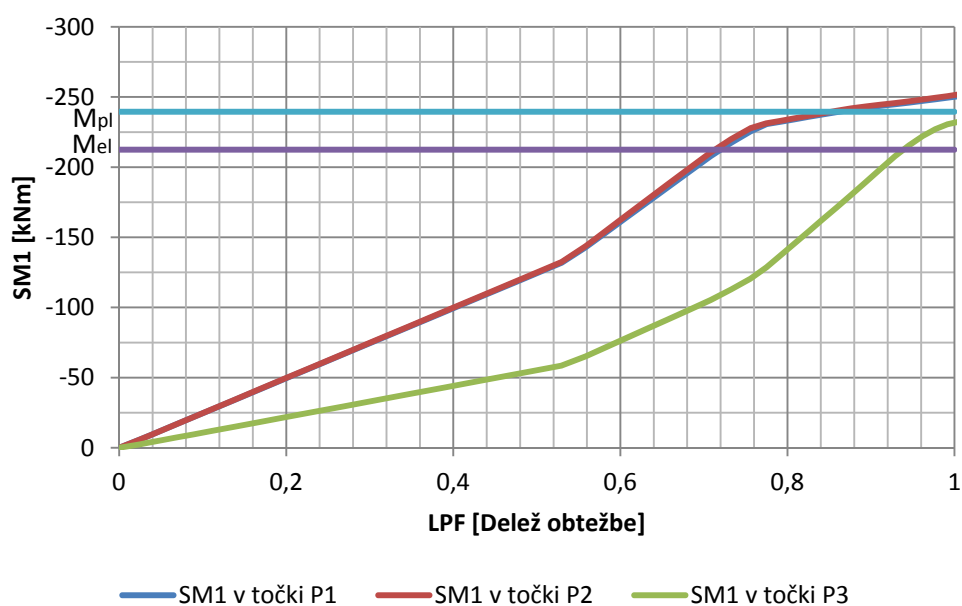


Grafikon 6.16: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

Po začetku plastifikacije diagonal, se preostala obtežba prerazporeja v prečki okvirja. Pri 75% obtežbe pride do plastifikacije tudi v prečkah (točki P1 in P2), kjer nato deformacije strmo naraščajo in dosežejo največjo vrednost, ki znaša približno 22‰. Največja deformacija v povezju pa je 6,7‰. V primerjavi z deformacijo na meji elastičnosti, ki je $\varepsilon_y = 1,12\%$, so končne deformacije veliko večje, vseeno pa manjše od največje dovoljene vrednosti, ki znaša $\varepsilon_{lim} = 50\%$.

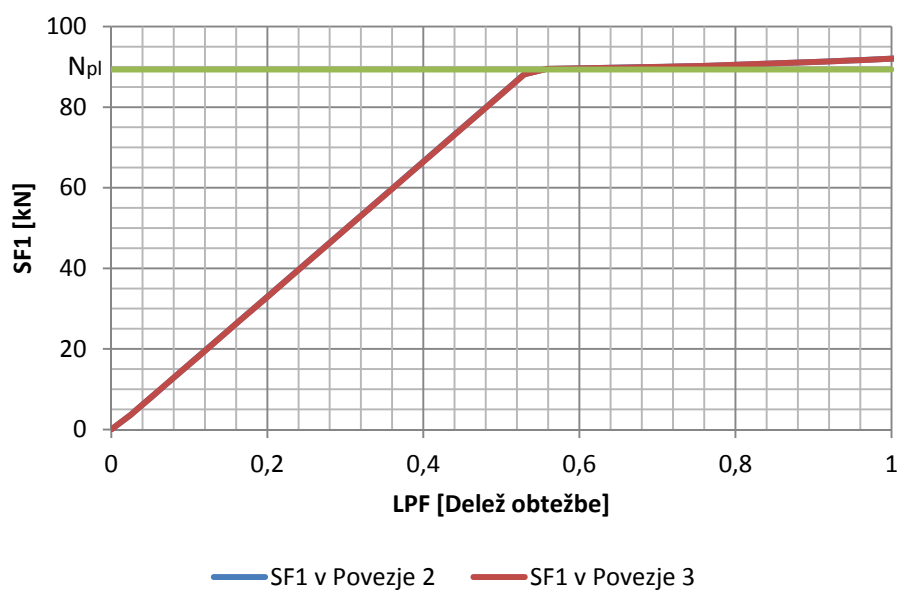


Grafikon 6.17: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah



Grafikon 6.18: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah

Podobno elasto-plastično obnašanje nam prikažeta tudi grafikona upogibnih momentov v prečkah (grafikon 6.18) in osnih sil v povezjih (grafikon 6.19). Sile v povezjih naraščajo vse do plastifikacije, ki nastopi pri $N_{pl} = 89,3 \text{ kN}$. Iz grafikona upogibnih momentov je razviden trenutek, ko pride do plastifikacije povezja, saj je nato prirastek momenta večji. Razlog za tako obnašanje je v tem, da se takrat začne obremenitev prerazporejati po konstrukciji, predvsem v prečkah okvirja, ki so glavni nosilni element v primeru odstranitve stebra. Ko se plastificirata še prečki, pa naraščajo le še deformacije.

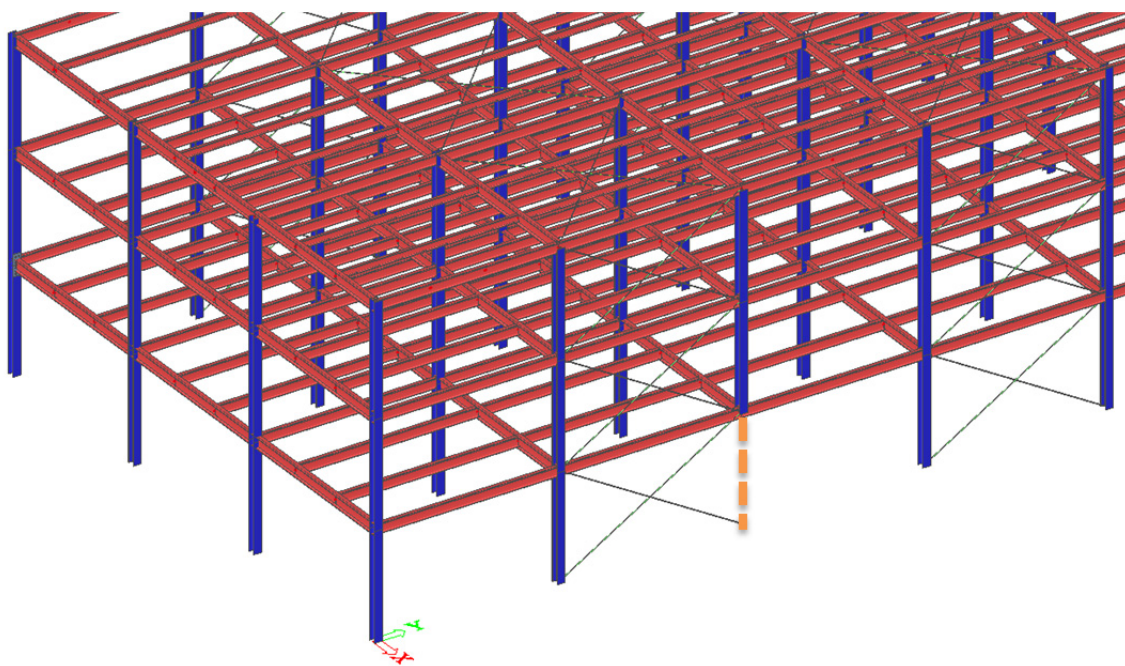


Grafikon 6.19: Potek osnih sil v kontrolnih točkah

Po končani analizi konstrukcije v primeru odmaknjenegega stebra A2 ugotovim, da lahko le-ta uspešno prerazporedi obremenitev po konstrukciji. Pri tem se plastificirajo natezne diagonale povezja in prečke prečnega okvirja v najbolj obremenjenih točkah, vendar so nastale deformacije manjše od največjih dovoljenih. Če pa nas zanima vertikalni pomik, ugotovimo, da smo presegli mejno stanje omejevanja poškodb.

6.8.7.2.6 Primer 4: Odstranjen stebel A3 v pritličju

V tem primeru sem odstranil zunanji stebel v pritličju.

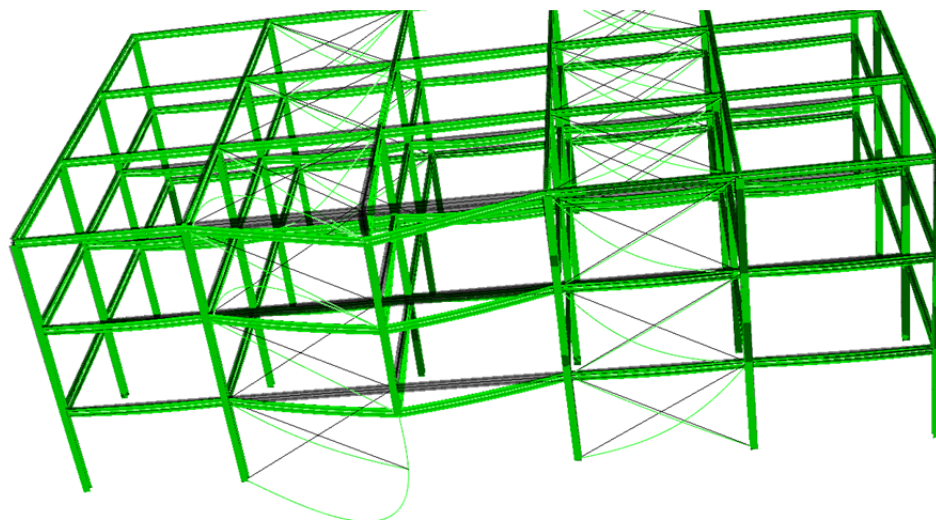


Slika 6.28: Odstranjen stebel A3 v pritličju

Poškodovana etažna površina:

$$A_{poškodb} = 2 \cdot 6m \cdot 6m = 72m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.

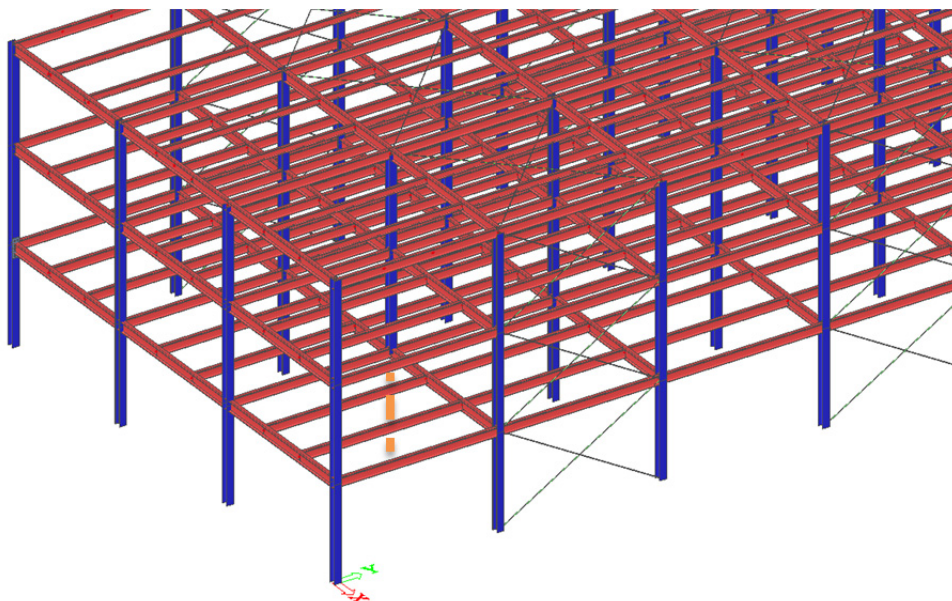


Slika 6.29: Pomiki na mestu odstranjenega stebra (Povečava M=10)

Analiza rezultatov pokaže, da je odziv stavbe skoraj identičen primeru, ko sem odstranil steber A2. Do plastifikacije pride najprej v nateznih diagonalah, nato pa še v prečkah prečnega okvirja. Ker so rezultati podobni, ne prikazujem in ne komentiram podrobno posameznih notranjih količin tega primera.

6.8.7.2.7 Primer 5: Odstranjen steber B2 v pritličju

V tem primeru sem odstranil notranji steber B2 v pritličju.



Slika 6.30: Odstranjen notranji steber B2 v pritličju

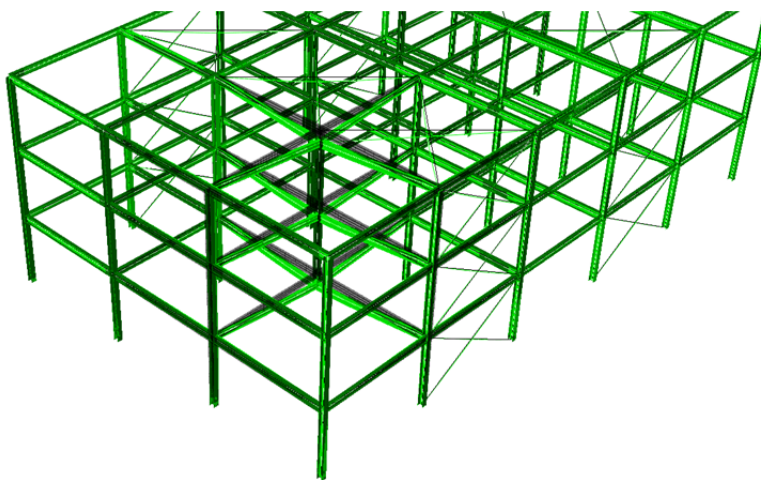
Poškodovana etažna površina:

$$A_{poškodb} = 4 \cdot 6m \cdot 6m = 144 m^2 \geq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

V tem primeru je poškodovana površina večja od maksimalne dovoljene. Zato ne smemo uporabiti metode namišljene odstranitve elementov. V takih primerih moramo element dimenzionirati kot ključen element, kar je tretja metoda zagotavljanja robustnosti za razred 2b.

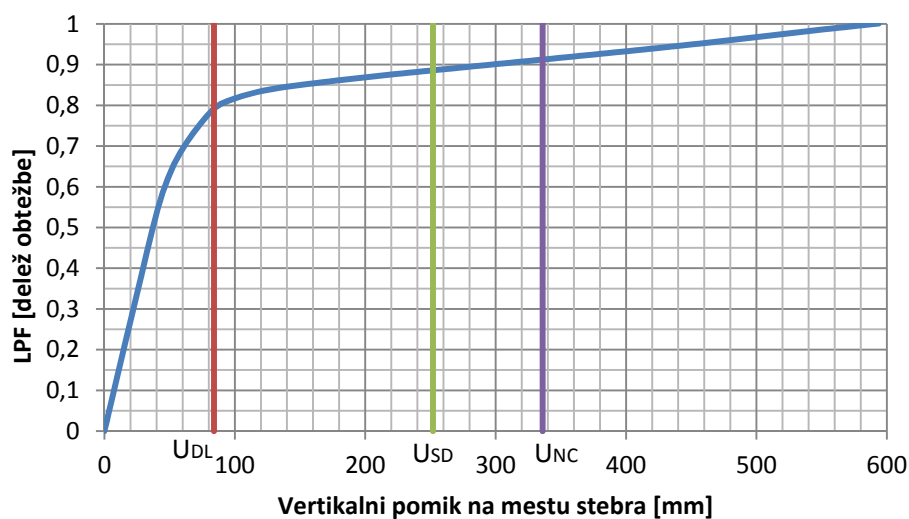
Primer dimenzioniranja tega stebra kot ključnega elementa je prikazan v poglavju 6.8.7.3: Metoda ključnih elementov.

Ker pa me je zanimal odziv stavbe v primeru odstranjenega notranjega stebra, sem vseeno izvedel nelinearno analizo konstrukcije.

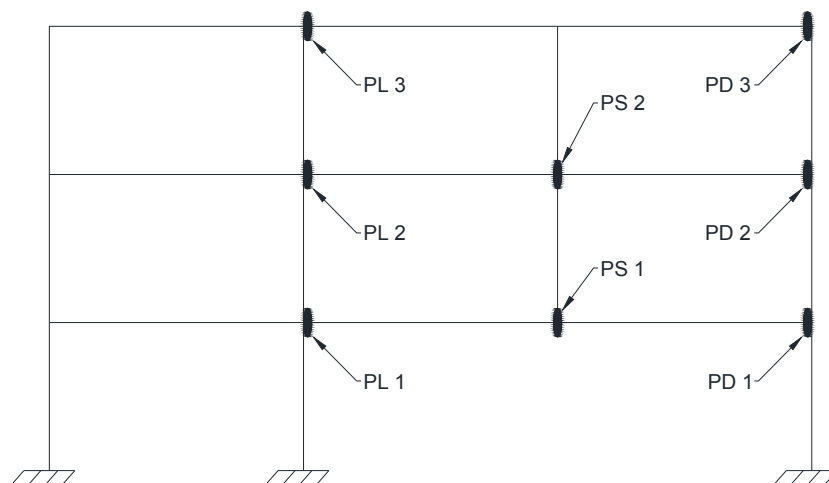


Slika 6.31: Pomik pri odstranitvi stebra B2

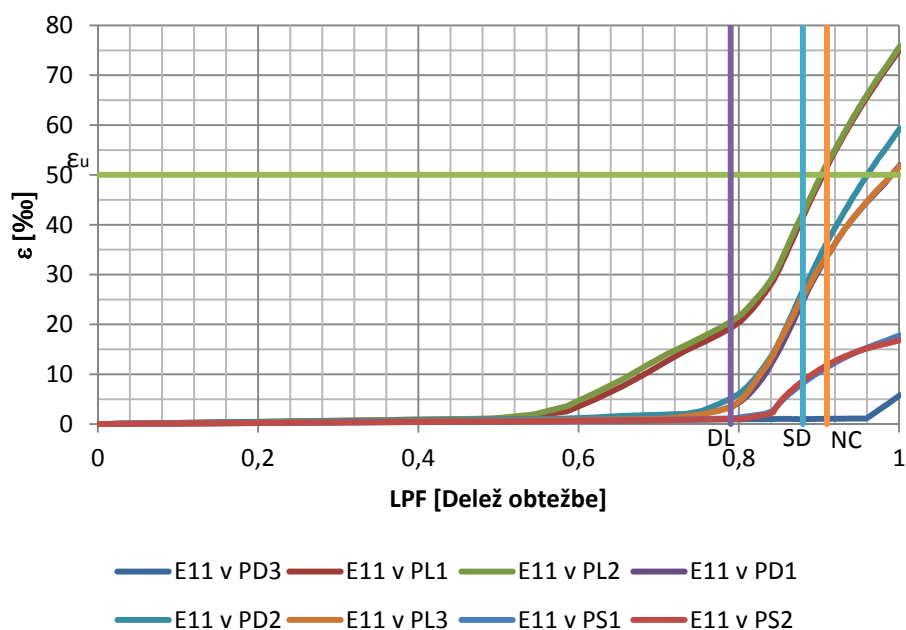
Največji pomik na mestu odstranjenega stebra znaša 600 mm. Iz grafikona 6.20 je razvidno, da smo presegli pomik za mejno stanje blizu porušitve. Iz tega lahko sklepamo, da bodo poškodbe konstrukcije zelo velike.



Grafikon 6.20: Pomik na mestu odstranjenega stebra

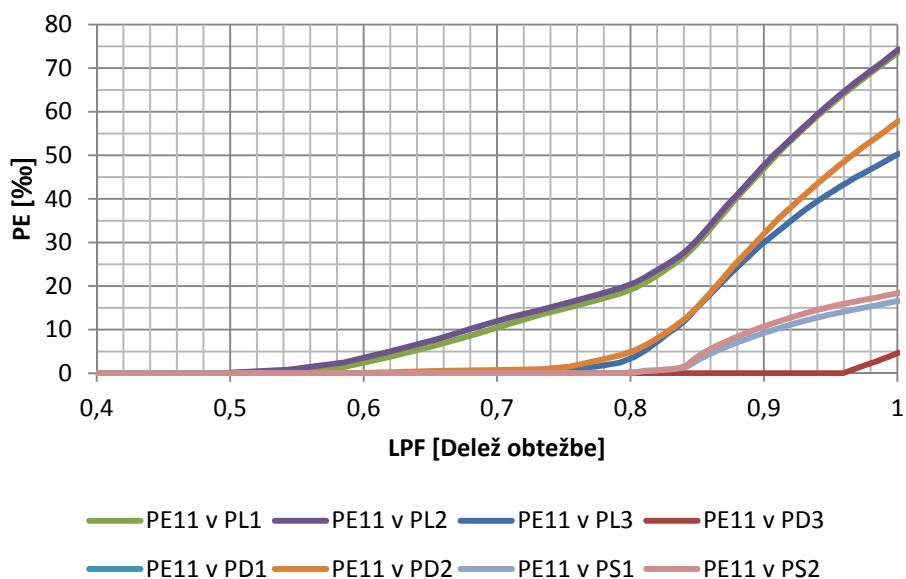


Slika 6.32: Lokacije kontrolnih točk na prečnem okvirju v osi 2



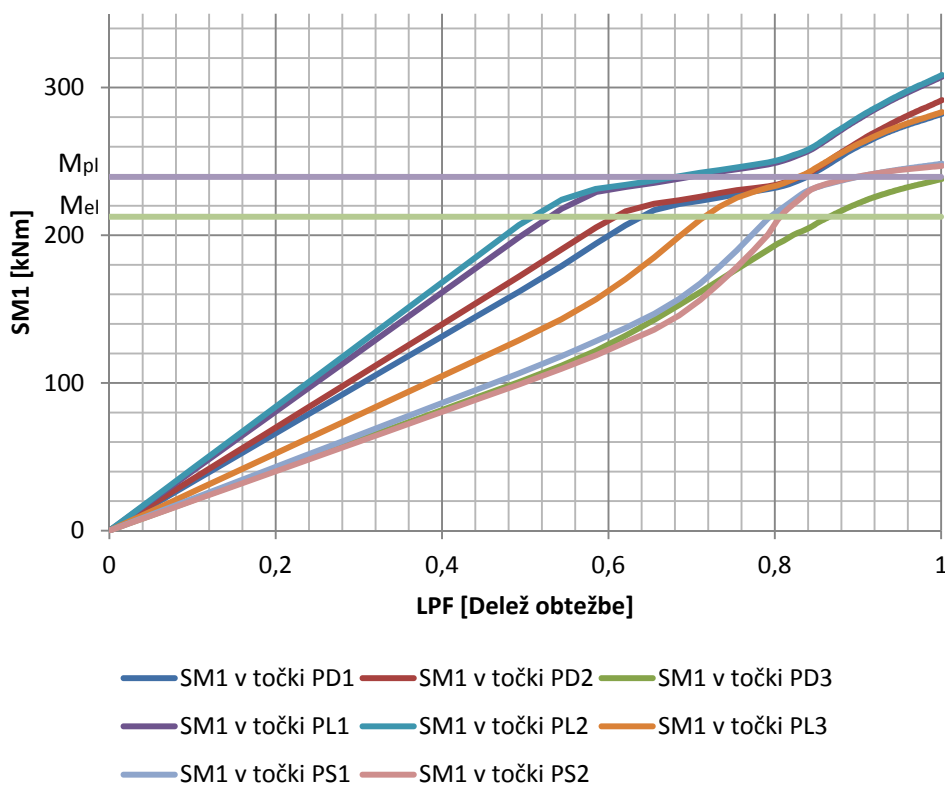
Grafikon 6.21: Potek deformacij v kontrolnih točkah

Največje deformacije se pojavijo v točkah PL1 in PL2 v velikosti 75‰, kar je več od največje dovoljene deformacije 50‰. Če primerjamo ta kriterij in kriterij mejnega stanja blizu porušitve, ki je določen na podlagi vertikalnega pomika zaradi rotacije v prečki okvirja, ugotovimo, da se slednja skoraj ujemata. Obe vrednosti namreč dosežemo pri približno 90% nanešene obtežbe (grafikon 6.21).



Grafikon 6.22: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah

Prva plastificirana območja se pojavijo pri 55% nanešene obtežbe v točkah PL1 in PL2, kjer dosežemo tudi največje deformacije. Nato se pri 75% nanešene obtežbe plastifikacija pojavi v točkah PD2 in PD1. Na koncu pa se plastificirajo še prečke na mestu odstranjenega stebra.



Grafikon 6.23: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah

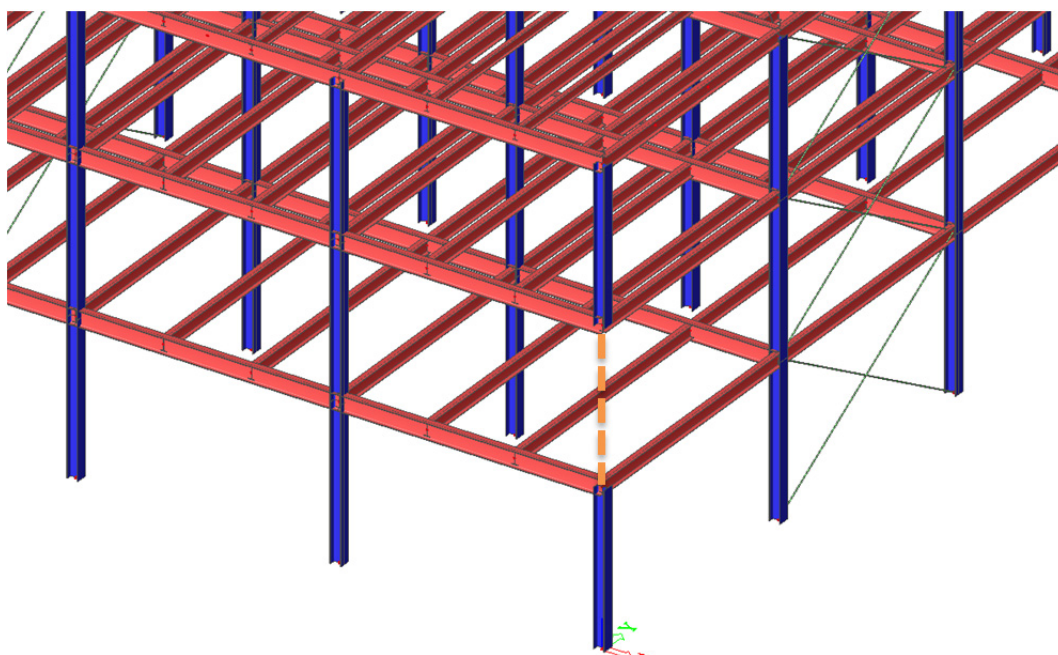
Podobno elasto-plastično obnašanje je razvidno tudi iz grafikona poteka upogibnega momenta (grafikon 6.23).

Največja natezna sila se pojavi v prečkah prečnega okvirja, in sicer v velikosti 135 kN , kar je manj od efektivne natezne sile določene po metodi horizontalnih vezi.

Po analizi konstrukcije pri odstranitvi stebra B2 sem ugotovil, da le-ta zaradi prevelikih deformacij v prečkah okvirja in prevelikem vertikalnem pomiku ne prenese dodatne obtežbe. Zato bi bile potrebne izboljšave konstrukcije. Ker je glavni nosilni sistem momentni okvir, bi za rešitev izbral povečanje prečke okvirja.

6.8.7.2.8 Primer 6: Odstranjen stebel A1 v prvem nadstropju

V tem primeru sem odstranil vogalni stebel v prvem nadstropju.



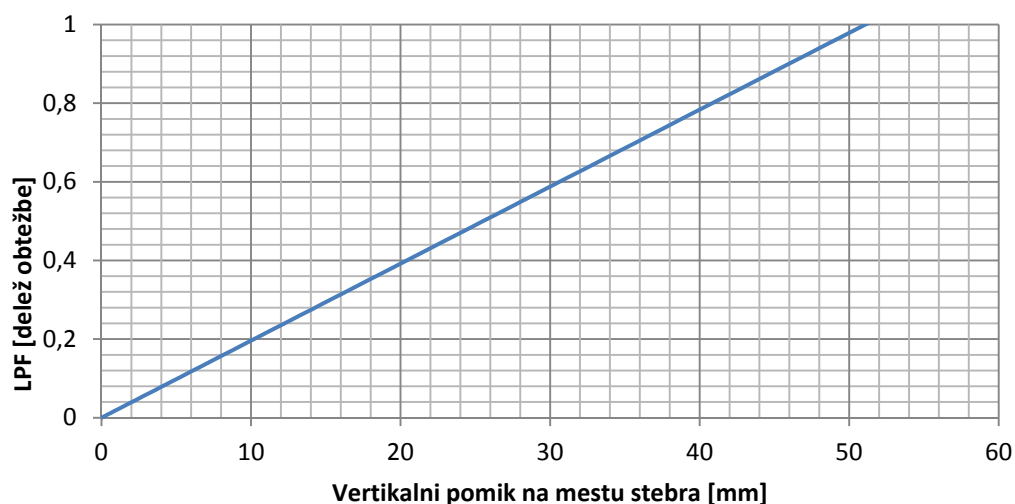
Slika 6.33: Odstranjen vogalni stebel A1 v prvem nadstropju

Poškodovana etažna površina:

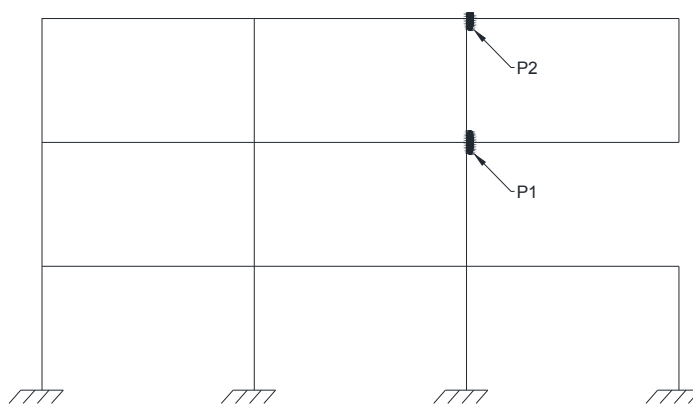
$$A_{poškodb} = 6m \cdot 6m = 36 \text{ m}^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81 \text{ m}^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.

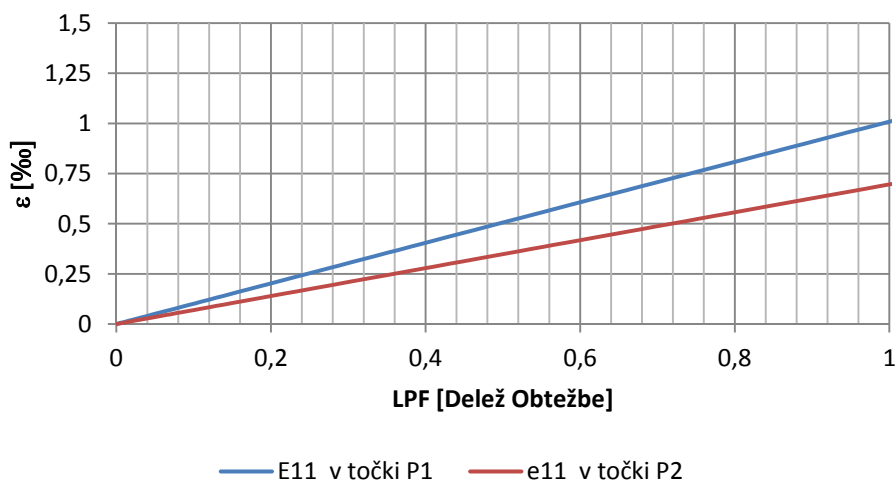
Ob odstranitvi stebra A1 v prvem nadstropju se pojavi vertikalni pomik zgornje etaže, ki znaša 51 mm . Torej ni bil presežen niti pomik za mejno stanje omejevanja poškodb $u_{DL} = 84 \text{ mm}$.



Grafikon 6.24: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra

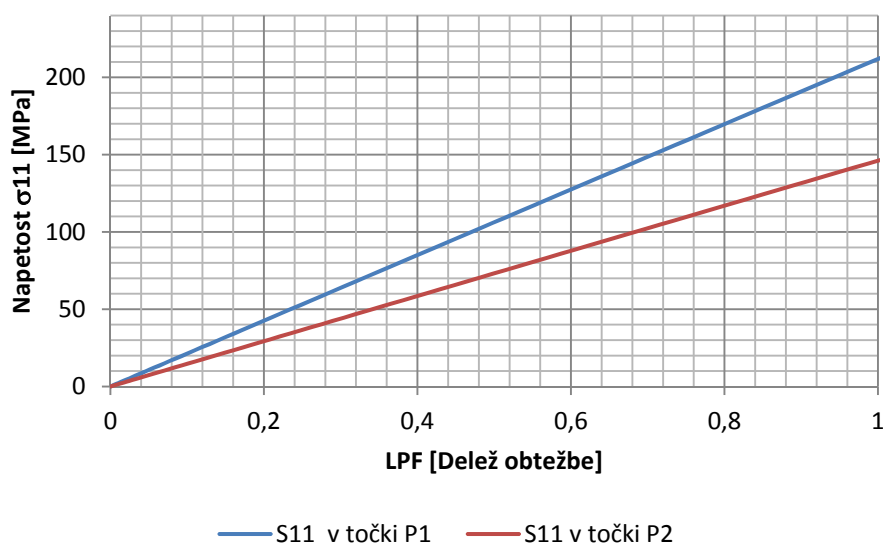


Slika 6.34: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 1)



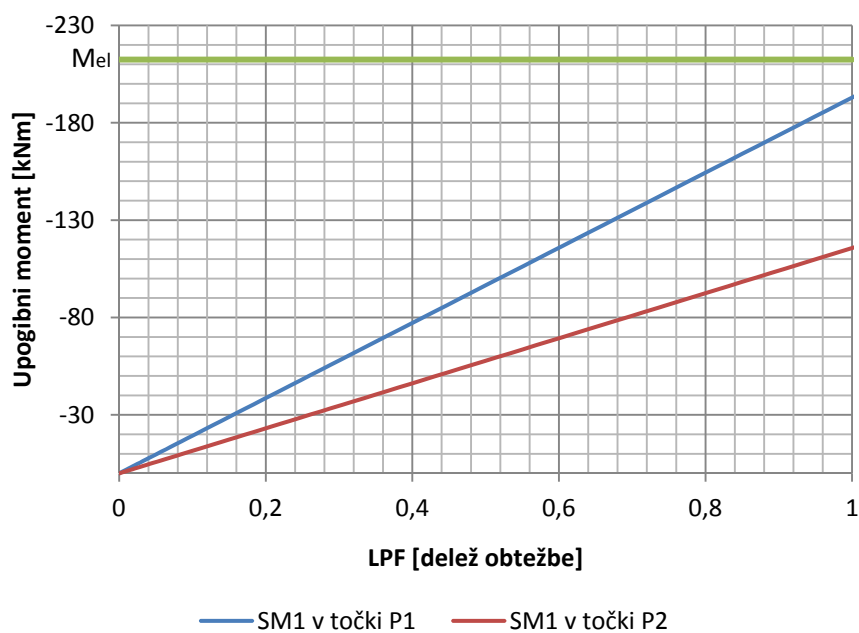
Grafikon 6.25: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

V konstrukciji nikjer ne pride do plastifikacije. To pokaže tudi grafikon deformacij prečk okvirja (grafikon 6.25), ki sta najbolj obremenjena dela konstrukcije. Njavečja deformacija znaša 0,98‰, kar je manj od deformacije na meji tečenja $\varepsilon_y = 1,12‰$.



Grafikon 6.26: Potek napetosti v kontrolnih točkah

Največje napetosti in upogibni moment se pojavita v prečki okvirja levo od odmaknjenega stebra.



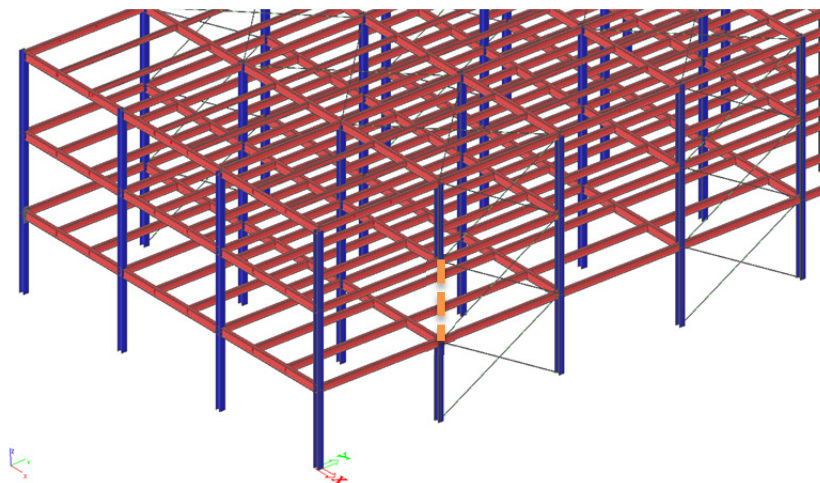
Grafikon 6.27: Potek upogibnega momenta v kontrolnih točkah

Po končani analizi lahko sklepam, da konstrukcija brez težav prenese odmaknjen stebel v kotu prvega nadstropja, saj celotna konstrukcija ostane v elastičnem stanju.

V primerjavi s primerom, ko sem odmaknil stebel v pritličju, opazimo, da je za konstrukcijo problematičnejši stebel v pritličju. Tak rezultat sem tudi pričakoval, saj je obtežba, ki jo mora konstrukcija prerazporediti v vsakem višjem nadstropju manjša. Zato sklepam, da je v primeru, ko je že ob odmaknjemem stebri v pritličju zadoščeno zahtevam robustnosti, podobno tudi za primere v višjih nadstropjih.

6.8.7.2.9 Primer 7: Odmaknjen steber A2 v prvem nadstropju

V tem primeru sem odmaknil zunanji steber A2 v prvem nadstropju.

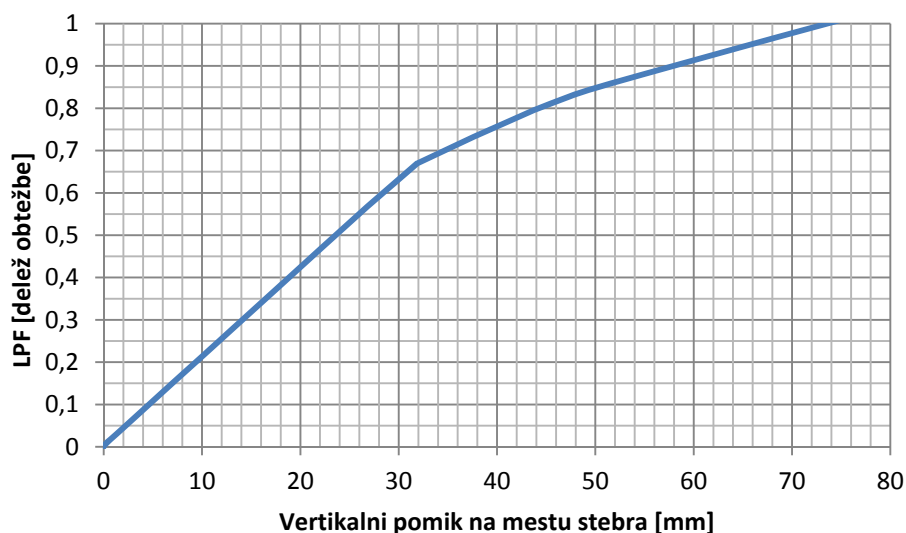


Slika 6.35: Odmaknjen steber A2 v prvem nadstropju

Poškodovana etažna površina:

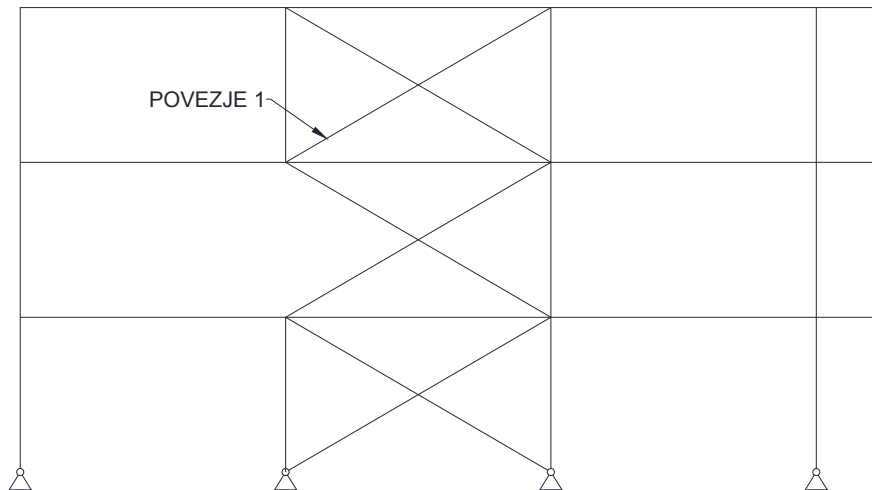
$$A_{poškodb} = 2 \cdot 6m \cdot 6m = 72 m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.

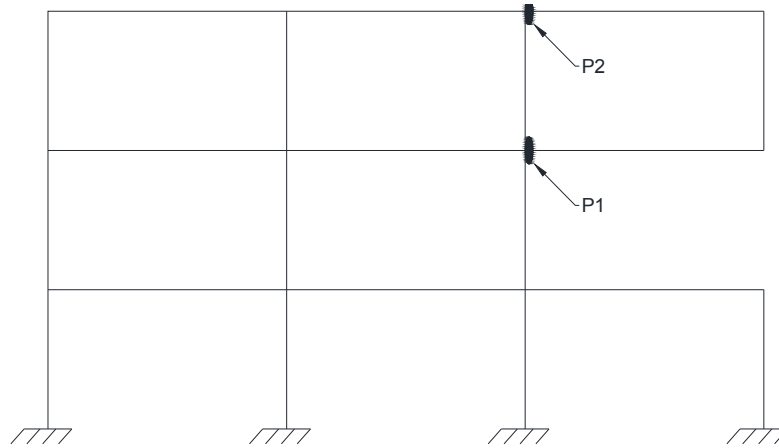


Grafikon 6.28: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra

Pomik, ki se pojavi ob nanosu celotne obtežbe znaša 75 mm (grafikon 6.28), s čimer ne presežemo pomika $u_{DL} = 84 \text{ mm}$, ki določa mejno stanje omejevanja poškodb. Torej sklepam, da je poškodovanost konstrukcije zelo majhna.



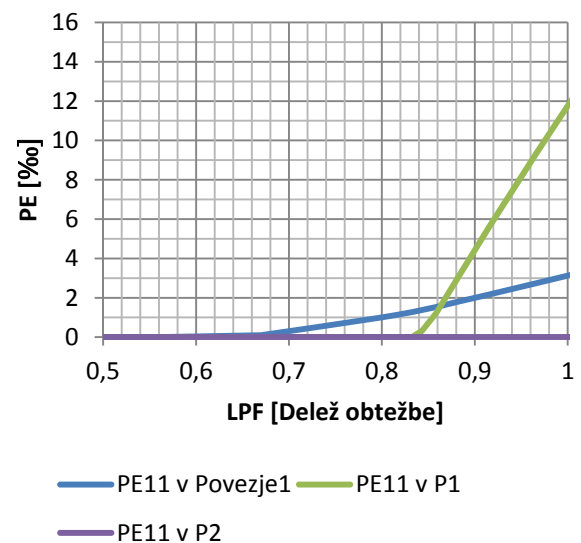
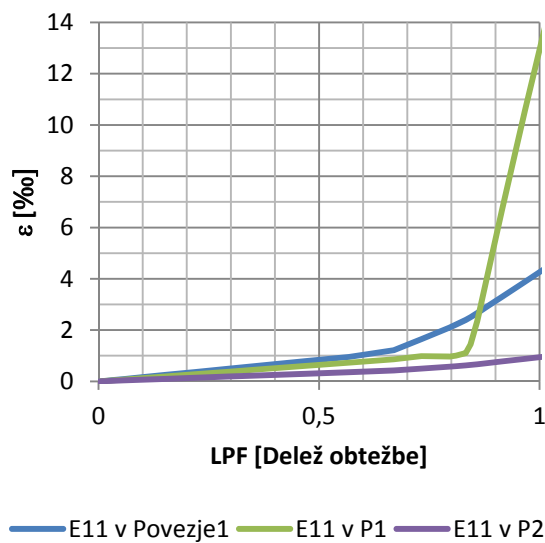
Slika 6.36: Položaj kontrolne točke(POVEZJE 1) na vzdolžnem okvirju v osi A



Slika 6.37: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju v osi 2

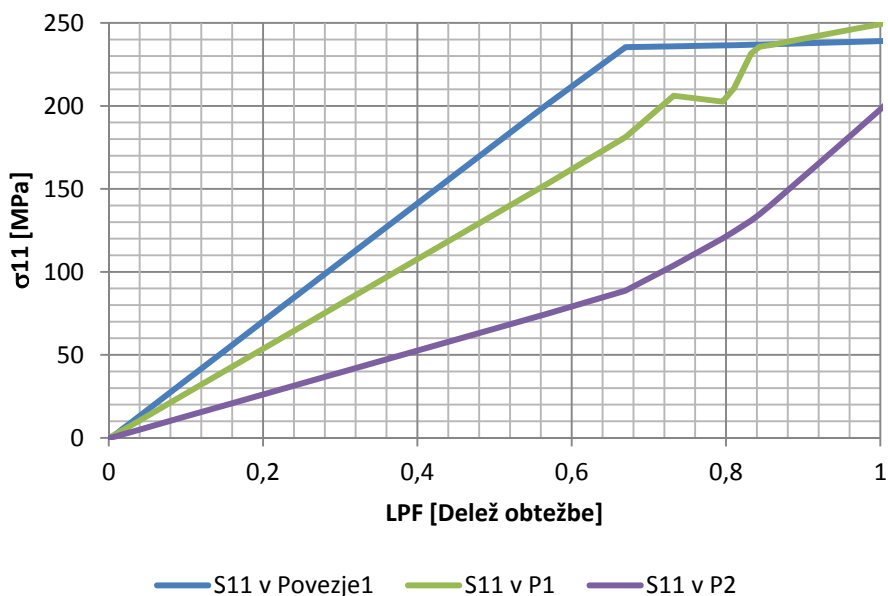
a) Celotne deformacije

b) Plastične deformacije

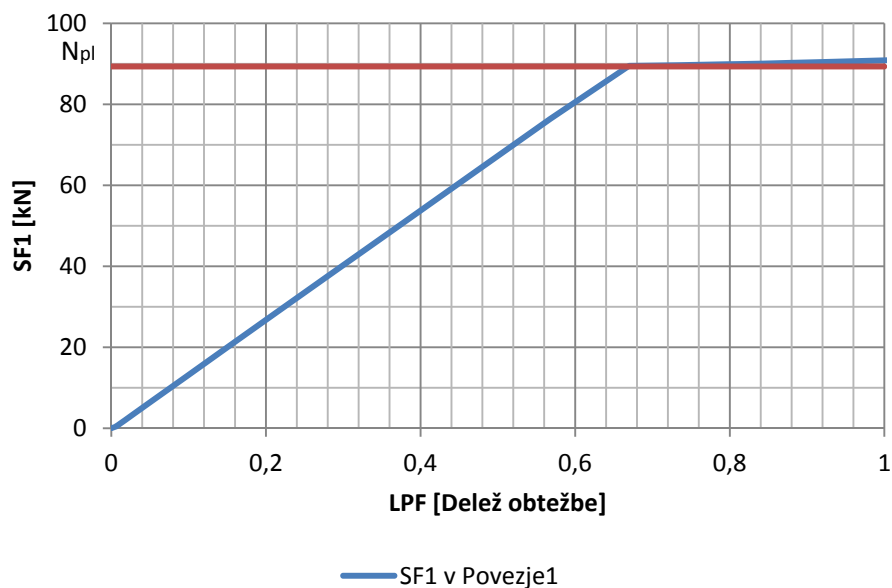


Grafikon 6.29: Potek deformacij v kontrolnih točkah

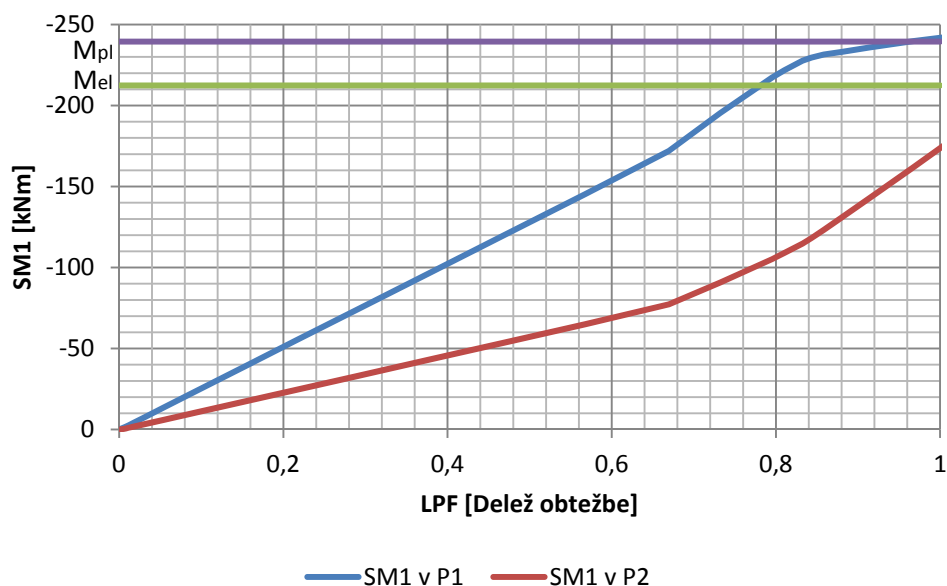
Konstrukcija ostane v elastičnem delu vse do dobrih 65% nanešene obtežbe, ko pride do plastifikacije v povezju v tretji etaži (točka Povezje 1). Nato se plastificira še prečka levo od odmaknjenege stebra (točka P1), kjer dosežemo tudi največje deformacije v velikosti 16‰. Dosežena deformacija je manjša od največje dovoljene, ki znaša 50‰.



Grafikon 6.30: Potek napetosti v kontrolnih točkah



Grafikon 6.31: Potek osne sile v kontrolnih točkah



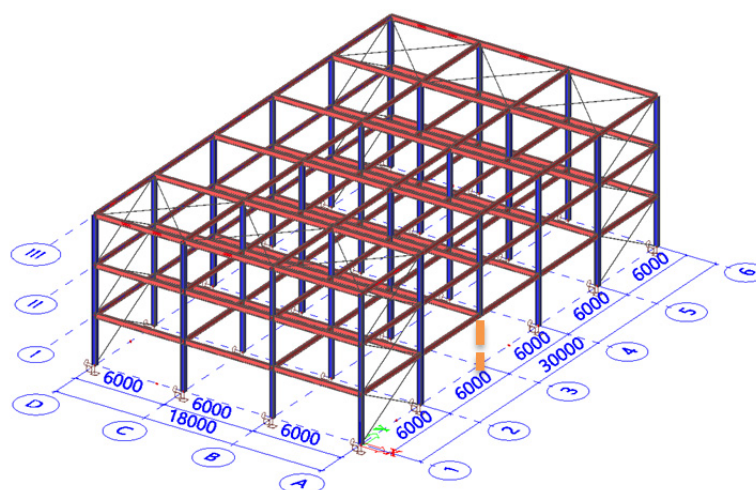
Grafikon 6.32: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah

Iz grafikona upogibnih momentov (grafikon 6.32) je razviden trenutek plastifikacije povezja pri 65% nanešene obtežbe, ko se poveča prirastek upogibnega momenta v prečkah.

Po končani analizi sem ugotovil, da konstrukcija prenese odmaknjen steber A2 v prvem nadstropju. Ponovno se izkaže, da konstrukcija lažje prenese odmaknjen steber v višjih etažah kot v pritličju.

6.8.7.2.10 Primer 8: Odmaknjen steber A3 v pritličju (povezja v robnih poljih)

V vseh prejšnjih primerih je pri odstranjevanju stebrov na osi A pomembno vlogo pri prerazporeditvi obtežbe odigralo vertikalno povezje. Zaradi postavitve povezja v drugem in predzadnjem polju, je bila oddaljenost odmaknjenega stebra vselej dovolj majhna, da so obtežbo prevzemale tudi natezne diagonale povezja. Ker me je zanimalo, kako se konstrukcija odzove v primerih, kjer je zavetrovano polje dlje od odmaknjenega stebra, sem vertikalna povezja premaknil na robove konstrukcije in odstranil steber A3.

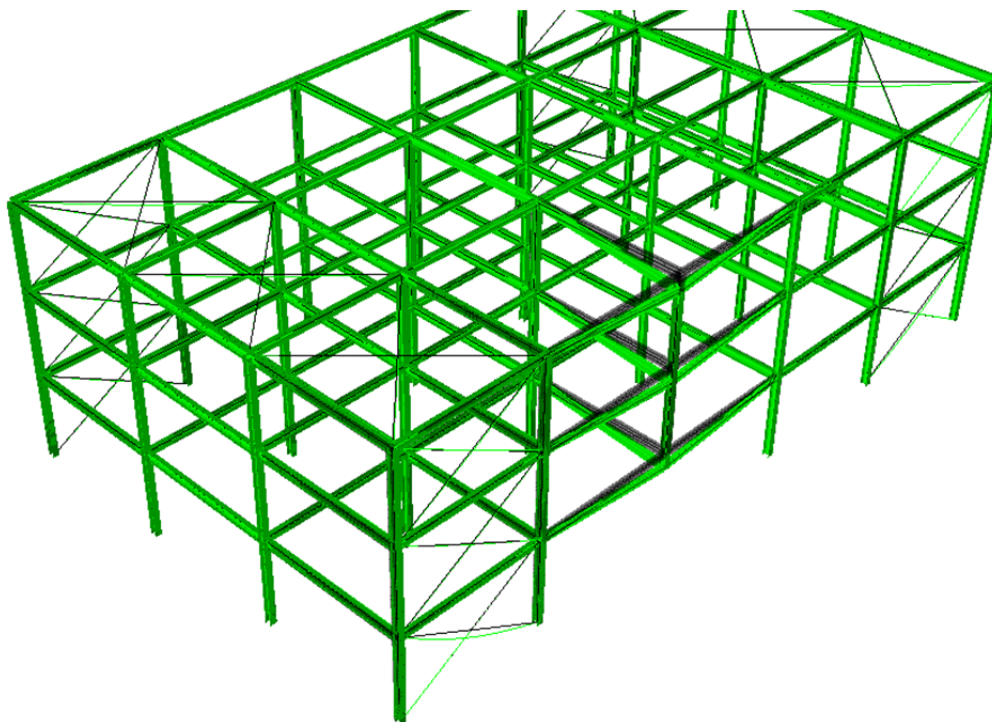


Slika 6.38: Odstranjen steber A3 v pritličju

Poškodovana etažna površina:

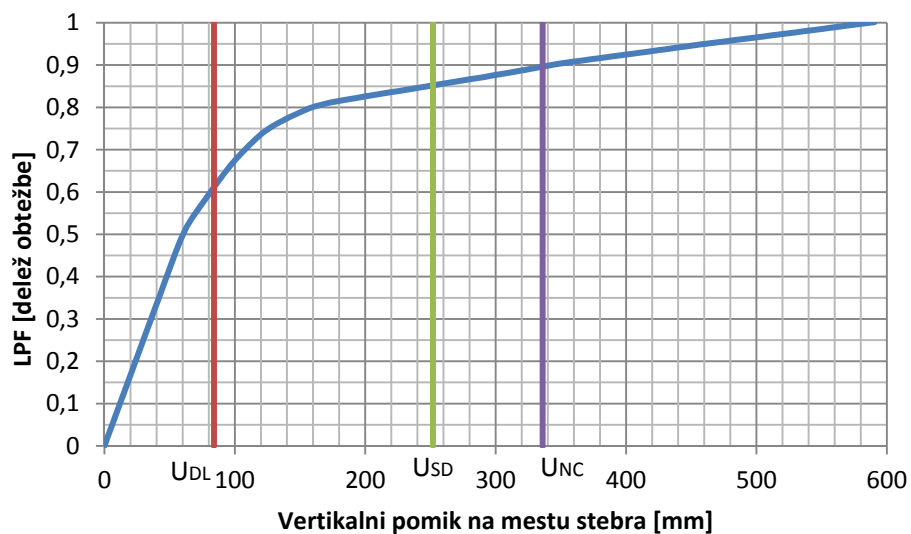
$$A_{poškodob} = 2 \cdot 6m \cdot 6m = 72 m^2 \leq \text{maksimalne poškodbe} = 81m^2$$

Ker je poškodovana površina po odstranitvi stebra manjša od maksimalne dovoljene poškodovane površine, lahko uporabimo metodo namišljene odstranitve.



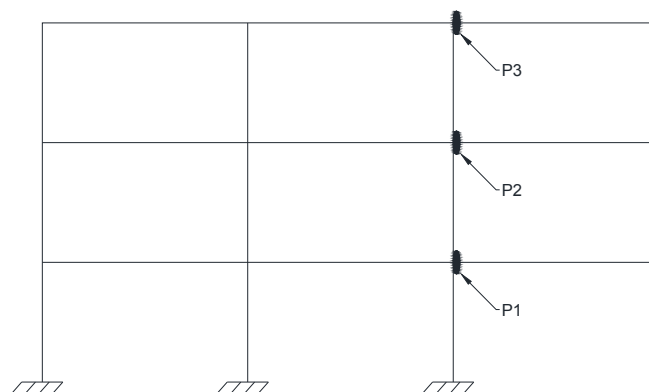
Slika 6.39: Pomik pri odmaknjenem stebri A3

Največji pomik na mestu odstranjenega stebra znaša 580 mm (grafikon 6.33). Konstrukcija je preseгла mejno stanje blizu porušitve, zato pričakujem velike deformacije v nosilnih elementih.

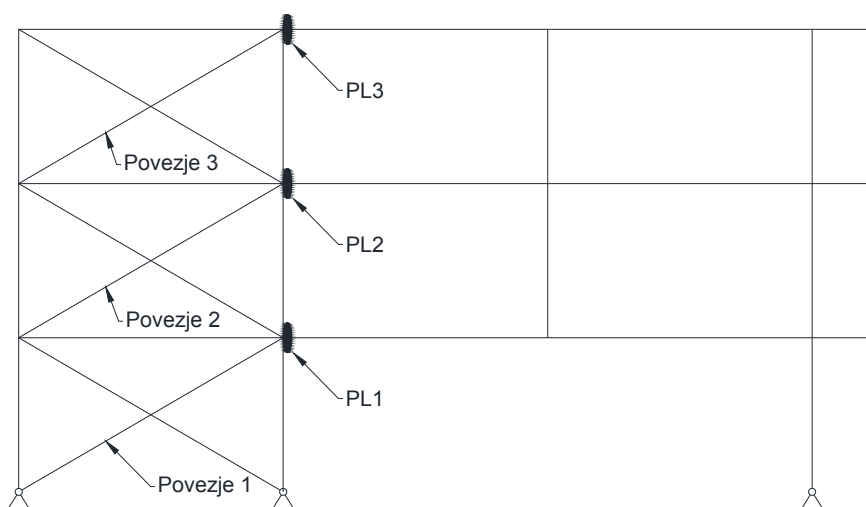


Grafikon 6.33: Pomik na mestu odstranjenega stebra

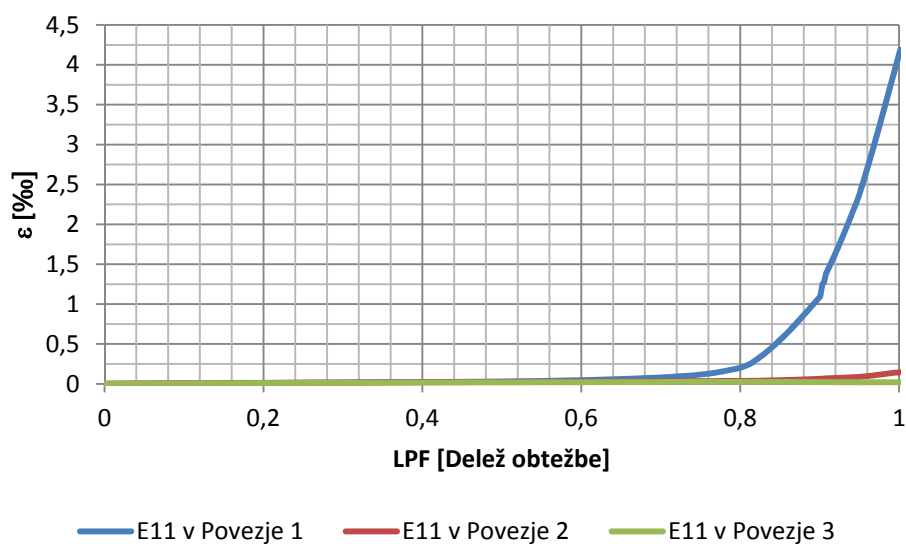
Linearni del se zaključuje pri približno 50% nanešene obtežbe.



Slika 6.40: Položaj kontrolnih točk na prečnem okvirju (Okvir v osi 3)

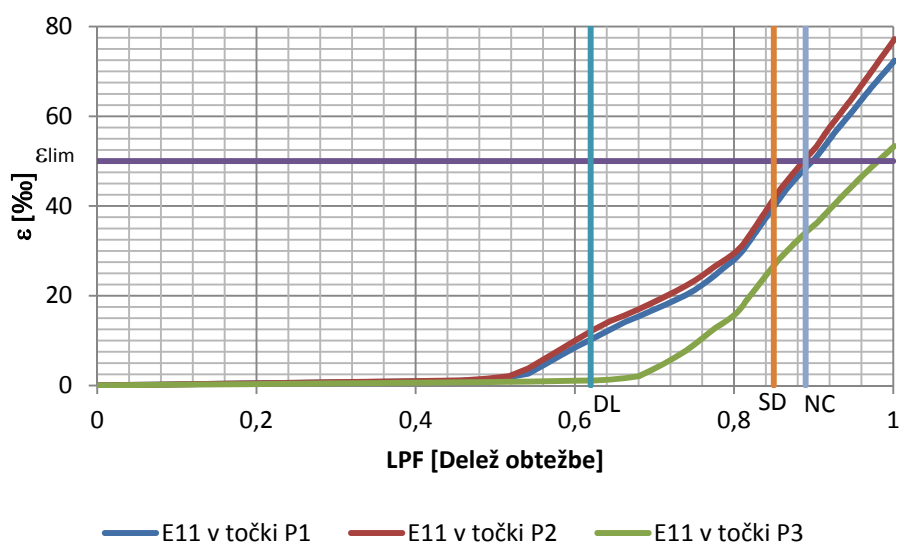


Slika 6.41: Položaj kontrolnih točk na vzdolžnem okvirju (Okvir v osi A)



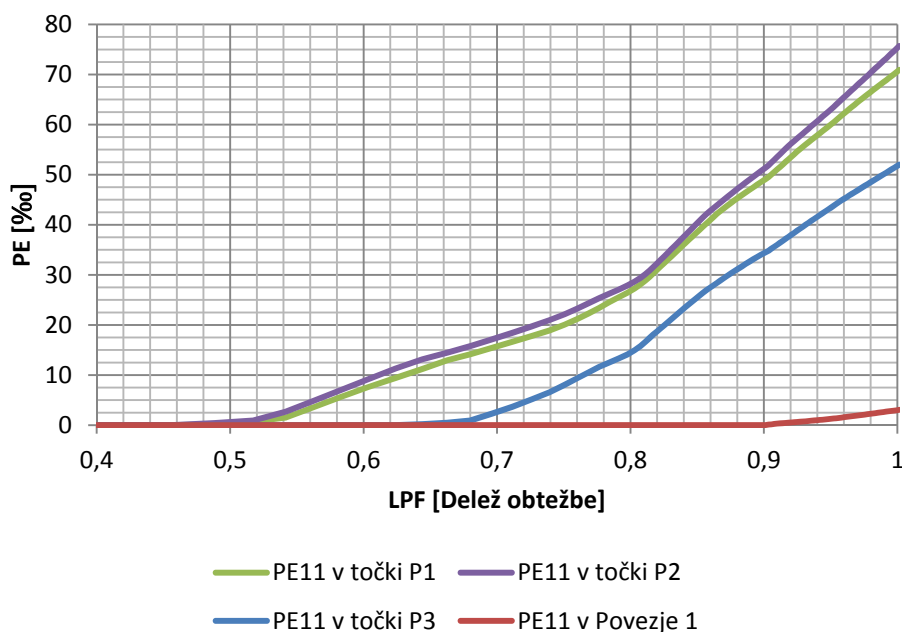
Grafikon 6.34: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

Elastično območje se zaključi pri 45% nanešene obtežbe, ko se pojavijo plastične deformacije. Plastični členek se takrat pojavi v prečkah momentnega okvirja (točki P1 in P2).

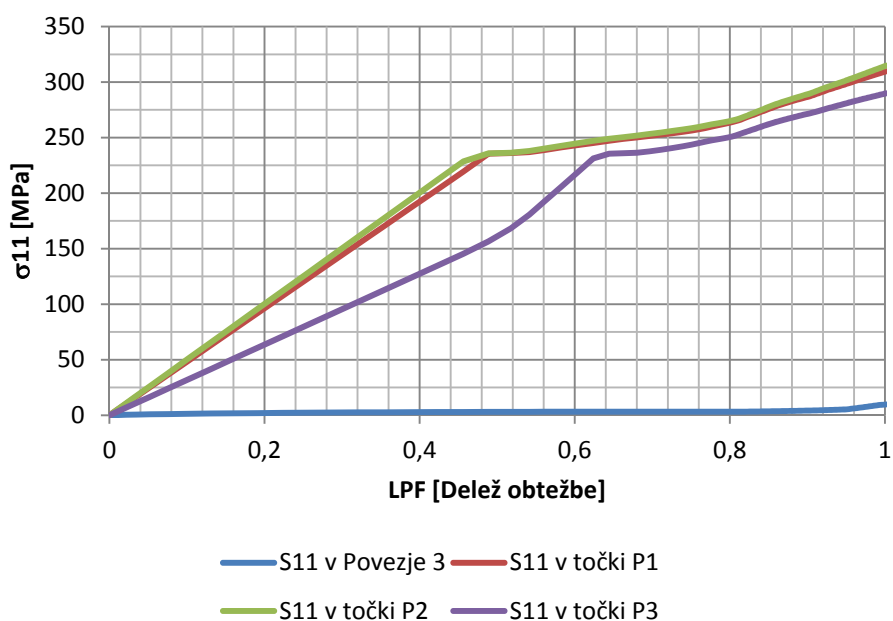


Grafikon 6.35: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

Maksimalna deformacija se pojavi v prečkah okvirja v prvem in drugem nadstropju ter znaša $\varepsilon = 77\text{‰}$, kar je veliko več od $\varepsilon_y = 1,12\text{‰}$ in hkrati tudi večje od največje dovoljene deformacije $\varepsilon_{lim} = 50\text{‰}$. Torej imamo opravka z zelo velikimi plastičnimi deformacijami v elementih. Ponovno se izkaže, da je omejitev za mejno stanje blizu porušitve skoraj enaka omejitvi glede največje dovoljene deformacije.

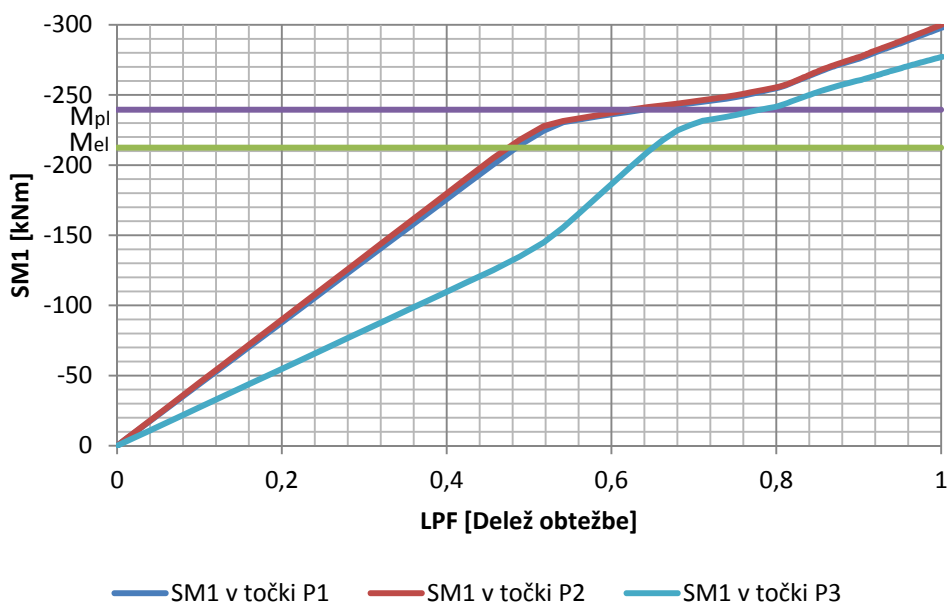


Grafikon 6.36: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah

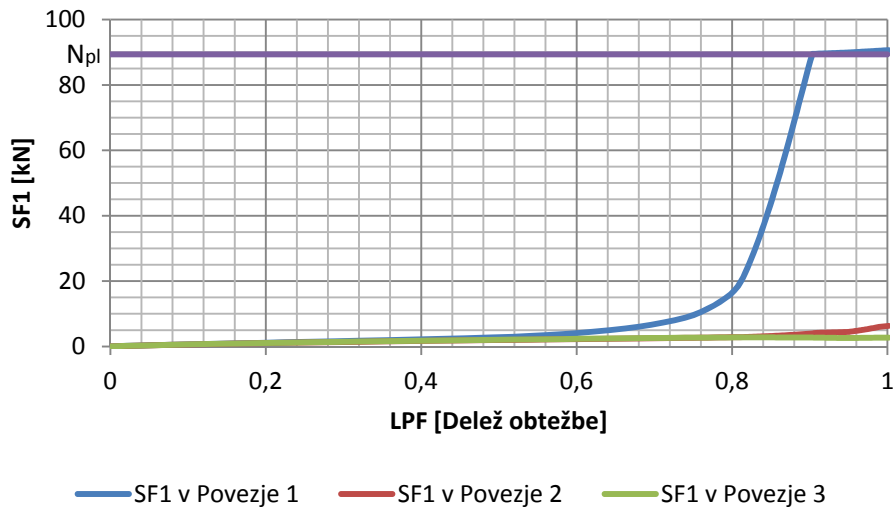


Grafikon 6.37: Potek napetosti v kontrolnih točkah

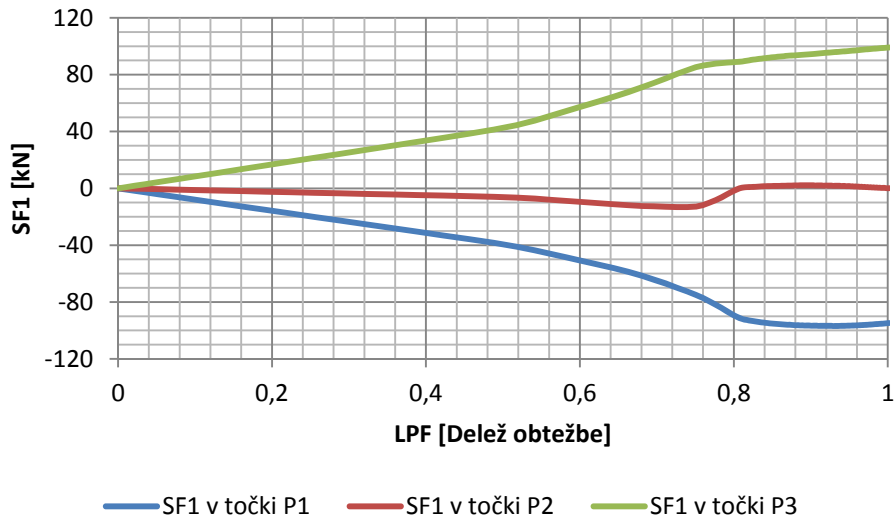
Nelinearno obnašanje materiala je razvidno tudi iz poteka napetosti (grafikon 6.37) in upogibnih momentov (grafikon 6.38). Pri slabih 50% nanešene obtežbe doseže vrednost upogibnega momenta v prečki mejo elastičnosti, kar nam pokaže tudi vrednost napetosti, ki takrat znaša 235 MPa . Na grafikonu 6.38, ki prikazuje potek upogibnih momentov, opazimo, da tokrat v prečkah zelo presežemo upogibni moment na meji elastičnosti $M_{y,el} = 211 \text{ kNm}$, in hkrati presežemo tudi vrednost polnoplastičnega momenta $M_{y,pl} = 239 \text{ kNm}$, kar je posledica utrjevanja materiala. Vrednost pri 5% deformaciji znaša $M_y = 280 \text{ kNm}$.



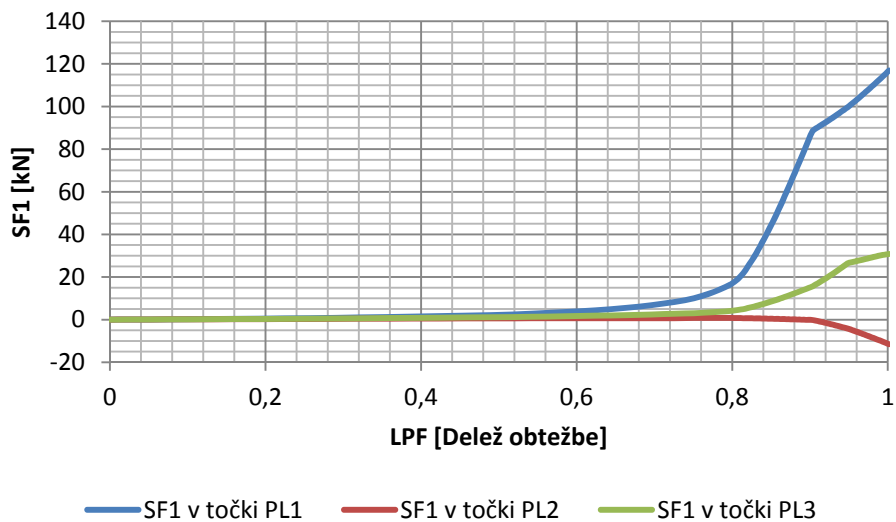
Grafikon 6.38: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah



Grafikon 6.39: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja



Grafikon 6.40: Potek osnih sil v kontrolnih točkah prečnega okvirja



Grafikon 6.41: Potek osnih sil v kontrolnih točkah vzdolžnega okvirja

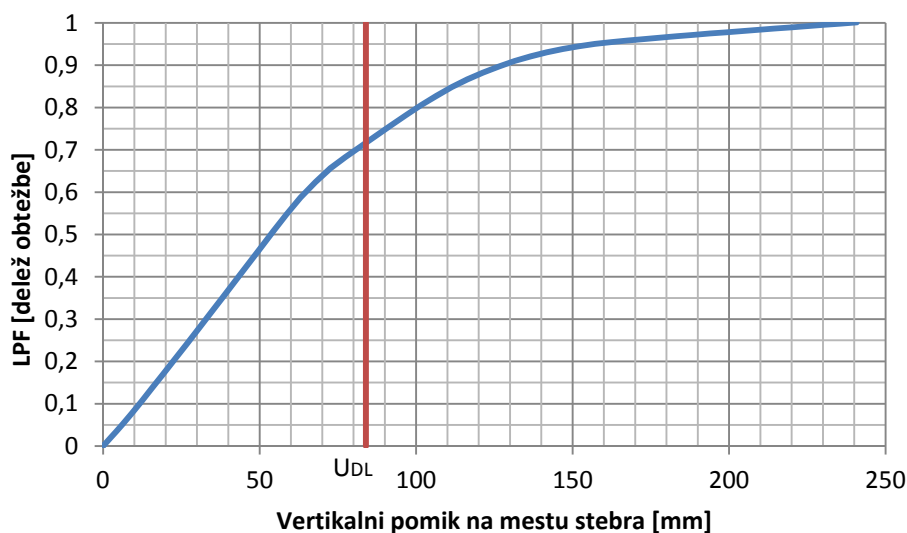
Če opazujemo obnašanje konstrukcije pri nanašanju obtežbe ob odstranjenem stebri A3, ugotovimo, da se pri prevzemu obtežbe, zaradi največje togosti, najprej aktivira momentni okvir v prečni smeri, kjer se pri približno 50% nanešene obtežbe pojavijo prva plastificirana območja. Nato se aktivira povezje v pritličju, v katerega se natezna sila prenaša preko prečke vzdolžnega okvira. Pri 90% nanešene obtežbe se plastificira tudi povezje. Nato se povečujejo le deformacije in sila v prečki vzdolžnega okvira.

Ker smo v prečkah prečnega okvira prekoračili največje dovoljene deformacije, zaključim, da konstrukcija ni sposobna prenesti odstranitve stebra A3. Za izboljšanje konstrukcije imamo dve možnosti. Prvo rešitev nam predstavlja povečanje prečk prečnega okvira, s čimer bi zmanjšali največje deformacije izpod dovoljene meje. Drugo rešitev pa predstavlja izboljšanje povezja, saj je bilo sedaj povezje hitro izkoriščeno in se je zaradi premajhne togosti zelo pozno aktiviralo.

Izbrane izboljšave so predstavljene v naslednjih primerih.

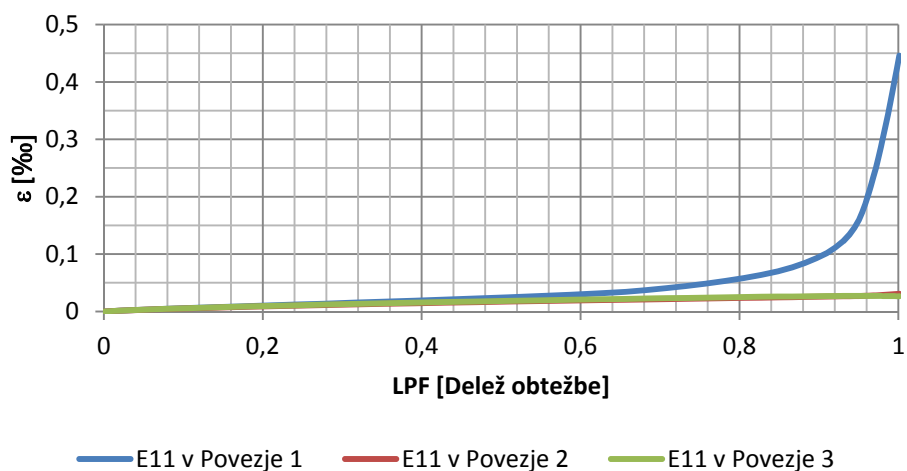
6.8.7.2.11 Primer 9: Odmaknjen stebel A3 v pritličju (povezja v robnih poljih) – rešitev 1

Glavni nosilni element v primeru odstranitve stebra A3 so prečke prečnega okvira, ki morajo prevzeti celotno obtežbo. Zato sem kot rešitev prejšnjega primera izbral povečanje prereza prečk iz IPE360 na IPE400.

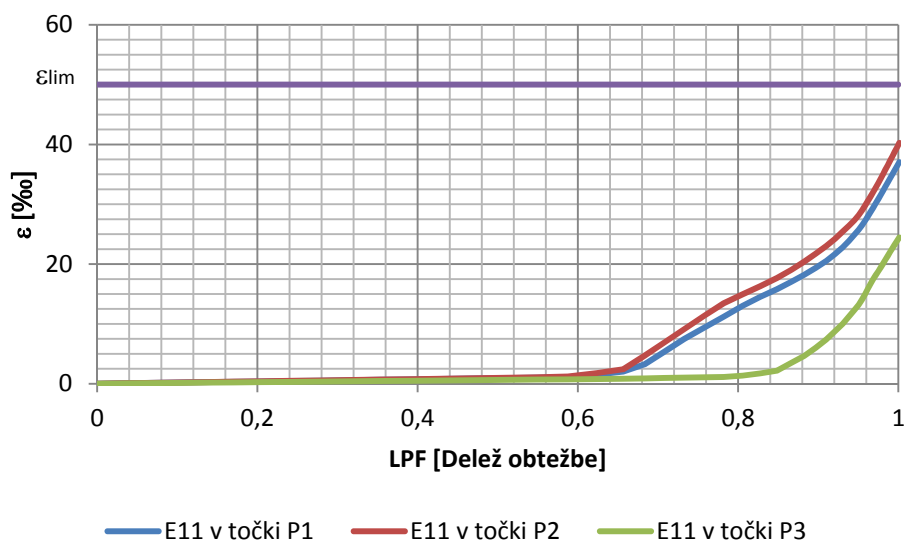


Grafikon 6.42: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenege stebra

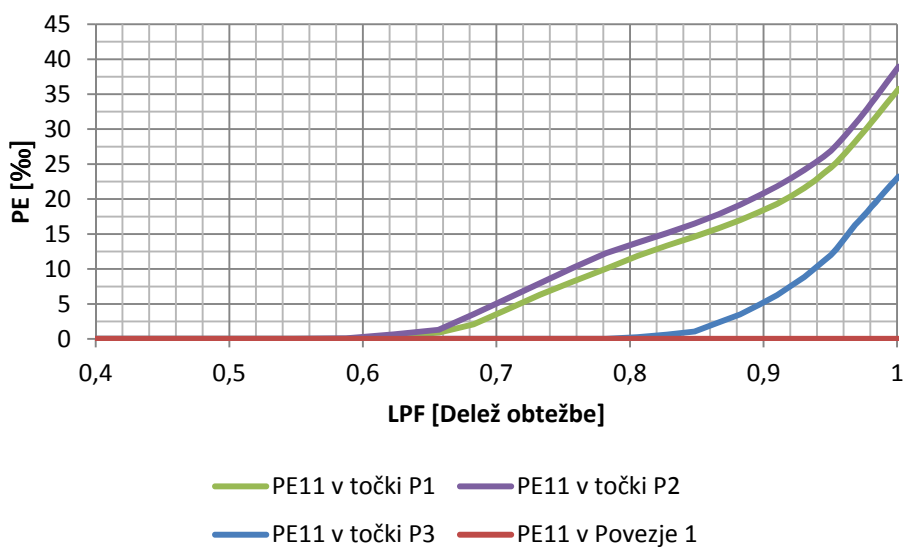
Največji pomik je sedaj manjši, in sicer 240 mm (grafikon 6.42). Presegli smo pomik, ki omejuje mejno stanje omejevanja poškodb in se zelo približali pomiku, ki omejuje mejno stanje pomembnih poškodb $u_{SD} = 252 \text{ mm}$.



Grafikon 6.43: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

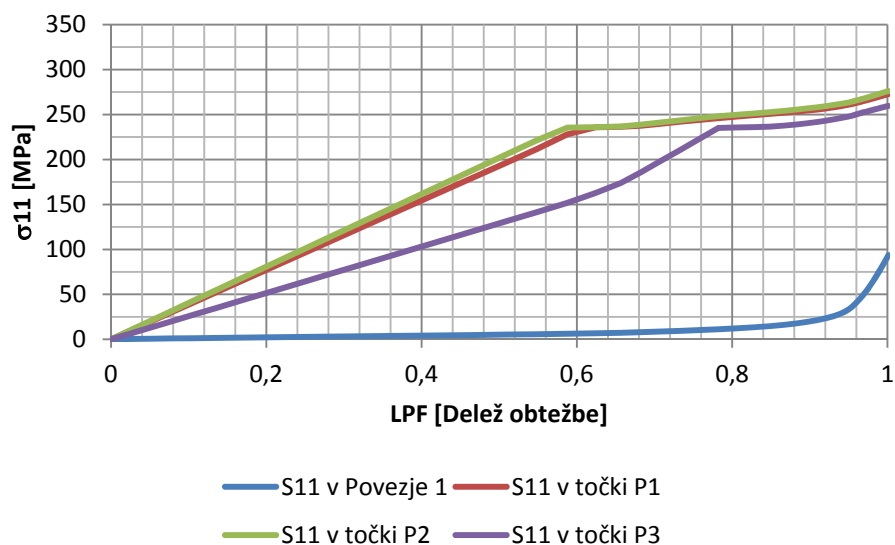


Grafikon 6.44: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

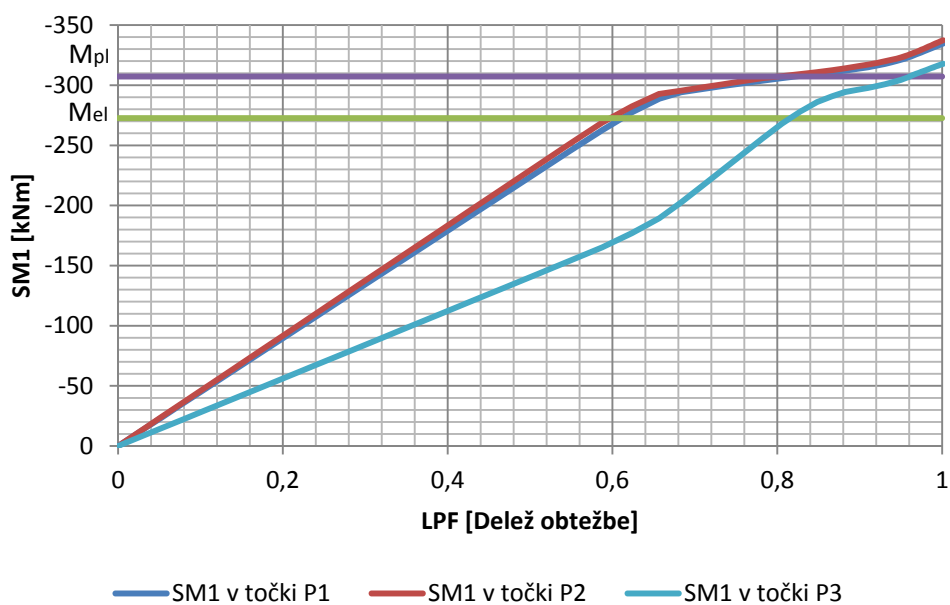


Grafikon 6.45: Potek plastičnih deformacij v kontrolnih točkah

Prva plastifikacija v konstrukciji se tokrat pojavi pri 58% nanešene obtežbe. Največja deformacija pri polnem nanosu obteže znaša $\varepsilon = 40\text{‰}$, kar je manj od mejnih 50‰.



Grafikon 6.46: Potek napetosti v kontrolnih točkah



Grafikon 6.47: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah

S povečanjem prečk se nam spremeni tudi upogibna nosilnost elementa. Polnoplastični moment za IPE400 znaša $M_{y,pl} = 307,15 \text{ kNm}$, moment na meji tečenja pa $M_{y,el} = 272,6 \text{ kNm}$. Največji moment, ki se pojavi v konstrukciji je $M_y = 330 \text{ kNm}$. Torej smo presegli tudi polnoplastični moment, kar je posledica utrjevanja materiala.

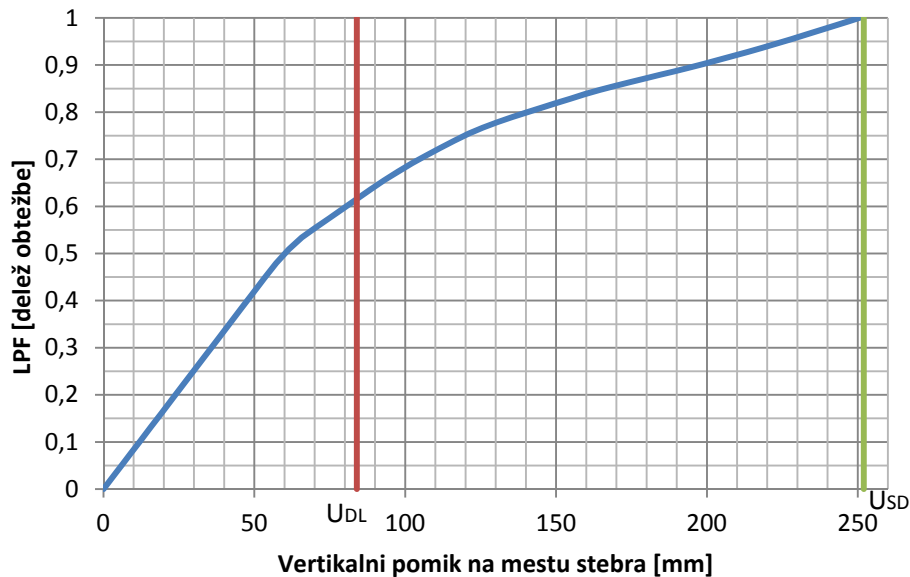
S povečanjem prečk na IPE400, sem zagotovil zadostno stabilnost in nosilnost konstrukcije v primeru odstranitve stebra A3. V konstrukciji pride do plastifikacije, vendar je le-ta manjša od največje

dovoljene vrednosti. Vseeno pa je vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra zelo blizu pomiku, ki omejuje mejno stanje pomembnih poškodb.

V primerjavi s prejšnjim primerom, kjer je del obtežbe prevzelo povezje, so sedaj diagonale prevzele zanemarljiv del obtežbe, saj sem le še povečal togost momentnega okvirja v prečni smeri. Diagonale so tokrat ostale neizkoriščene. Zato je tukaj na mestu razmislek, če je bila uporabljena rešitev smiselna.

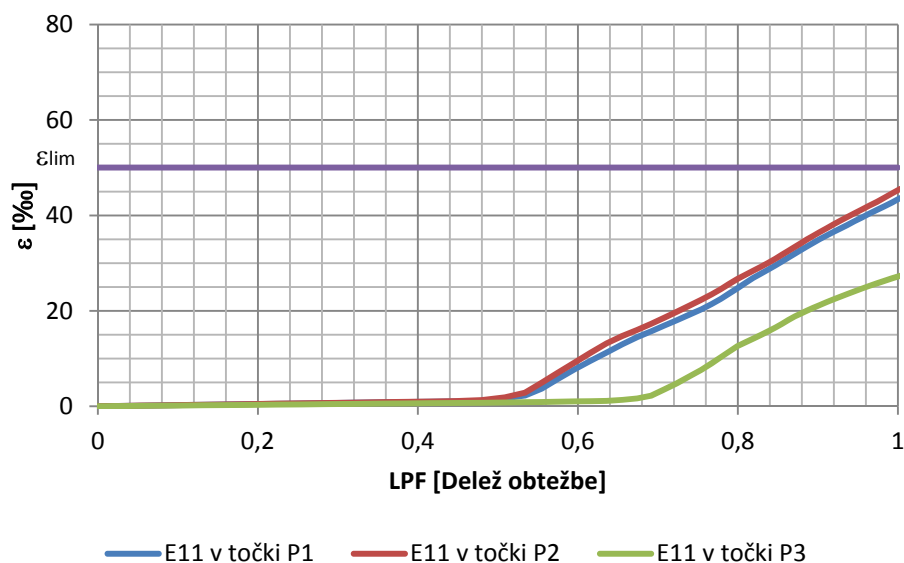
6.8.7.2.12 Primer 10: Odmaknjen stebel A3 v pritličju (povezja v robnih poljih) – rešitev 2

V primerjavi s prejšnjo rešitvijo, sem želel v tem primeru boljše izkoristiti povezje pri prerazporeditvi obtežbe zaradi odstranjenega stebra A3 v pritličju. Največjo težavo je predstavljala deformacija v prečkah prečnega okvira, saj se kljub povečevanju prereza diagonal povezja ni spustila pod največjo dovoljeno vrednost. Rešitev je predstavljalo šele povezje s prerezom jeklene palice $\phi = 120 \text{ mm}$.



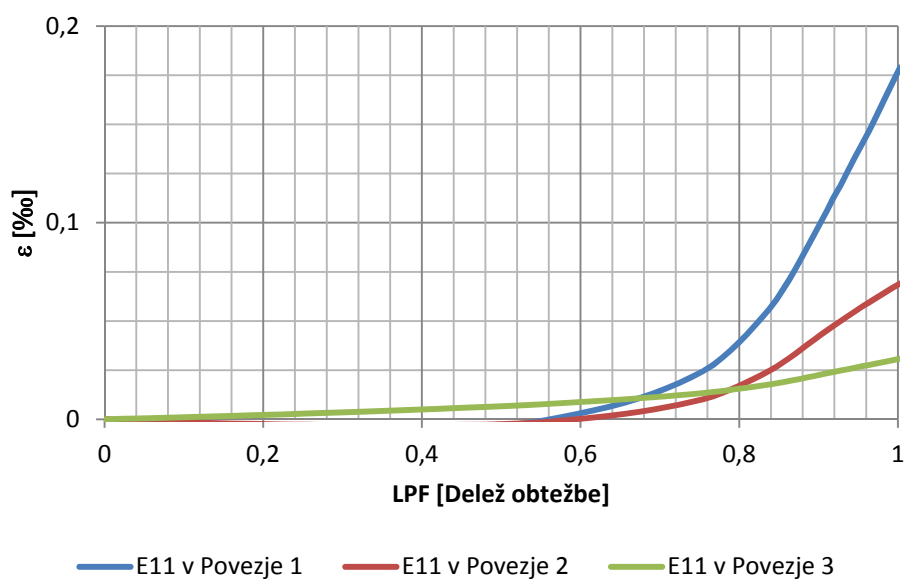
Grafikon 6.48: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra

Največji vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra je tokrat znašal 250 mm (grafikon 6.48), s čimer smo praktično dosegli mejno stanje pomembnih poškodb.



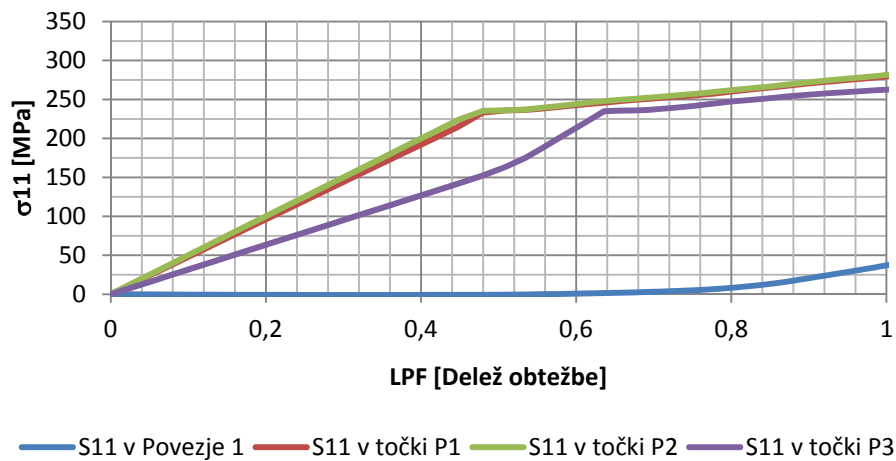
Grafikon 6.49: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

Največja deformacija se pojavi v prečki prečnega okvirja v drugem nadstropju v velikosti 45‰, kar je manj od največje dovoljene vrednosti.

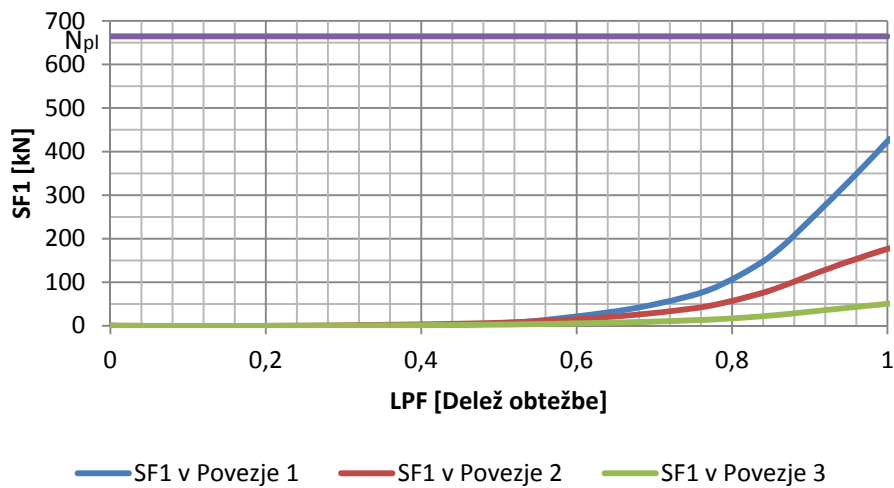


Grafikon 6.50: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

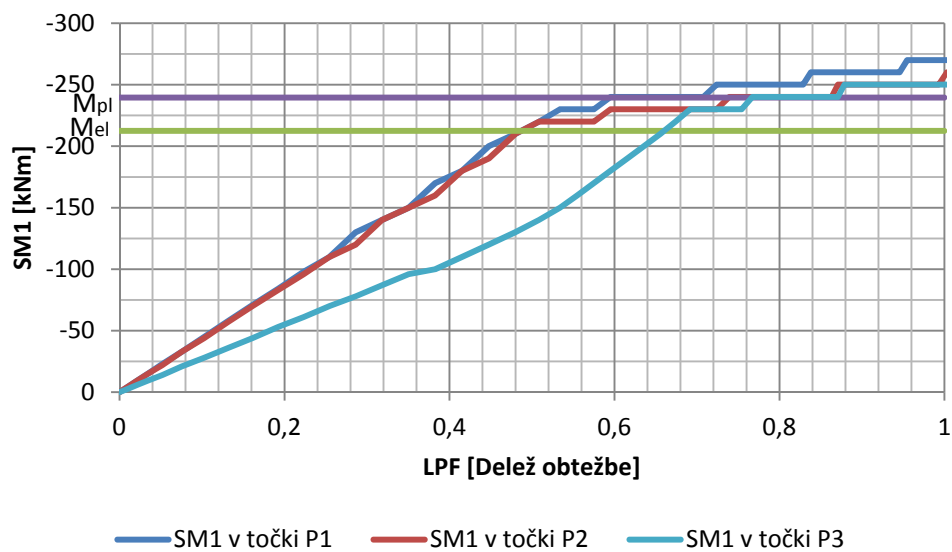
Ker je bila najbolj problematična deformacija v prečkah prečnega okvirja, sem potreboval močna povezja za zmanjšanje vertikalnega pomika in posledično za zmanjšanje deformacij v prečkah. Tako so ostala povezja neplastificirana in neizkoriščena s stališča nosilnosti.



Grafikon 6.51: Potek napetosti v kontrolnih točkah



Grafikon 6.52: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja



Grafikon 6.53: Potek upogibnih momentov v kontrolnih točkah prečnega okvirja

Iz grafikona upogibnih momentov (grafikon 6.53) je razvidno, da se obtežba najprej razporeja v prečkah prečnega okvirja. Ko so le-ta plastificirana, se aktivira povezje. Ker je v tem primeru povezje dovolj togo, prevzame več obtežbe in omogoči razvoj manjših deformacij v prečkah momentnega okvira.

Po opravljeni analizi ugotovim, da konstrukcija z močnimi povezji prenese odstranitev stebra A3, vendar je povezje s stališča nosilnosti neizkoriščeno. Zato tako rešitev označim kot neustrezno, saj je prejšnja rešitev z nekoliko močnejšimi prečkami enostavnejša. Ker pa v dosedanjih primerih, pri dimenzioniranju konstrukcijskih elementov v mejnem stanju nosilnosti ni bila upoštevana potresna obtežba, ki bi zagotovo zahtevala večje prereze diagonal povezja, sem v nadaljevanju preveril tudi obnašanje konstrukcije, ki je bila dimenzionirana na potresno obtežno stanje.

6.8.7.2.13 Primer 11: Odmaknjen steber A3 v pritličju (povezja v robnih poljih - potres)

Ker me je zanimala robustnost konstrukcije v primeru upoštevanega potresnega nezgodnega stanja, sem najprej izvedel modalno analizo.

Podatki za potresno analizo:

- Kraj: Ljubljana $\rightarrow a_g = 0,25g$.
- Kategorija pomembnosti: III $\rightarrow \gamma_I = 1,2$.
- Tip tal: B.
- Faktor obnašanja: $q = q_x = q_y = 4$.

Zaradi zagotavljanja globalne duktilnosti, ki omogoči razvoj plastičnega členka v prečkah, sem povečal prerez stebra na HEA280. S tem sem zadostil pogoju za duktilnost večetažnih okvirnih konstrukcij:

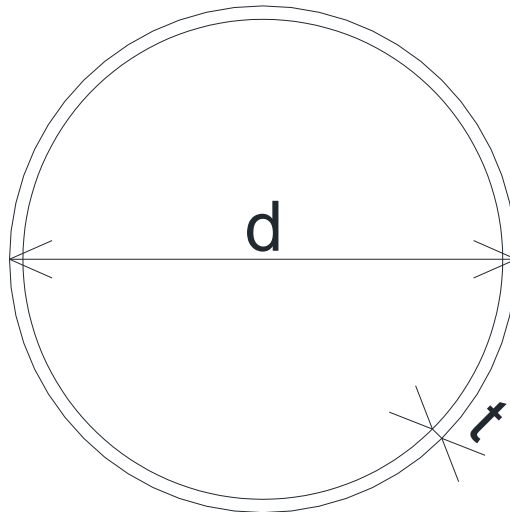
$$\sum M_{R,C} \geq 1,3 \sum M_{R,B},$$

kjer je:

$$M_{R,C} = M_{pl,Rd,C} \quad \text{za steber (»column«),}$$

$$M_{R,B} = M_{pl,Rd,B} \quad \text{za prečko (»beam«).}$$

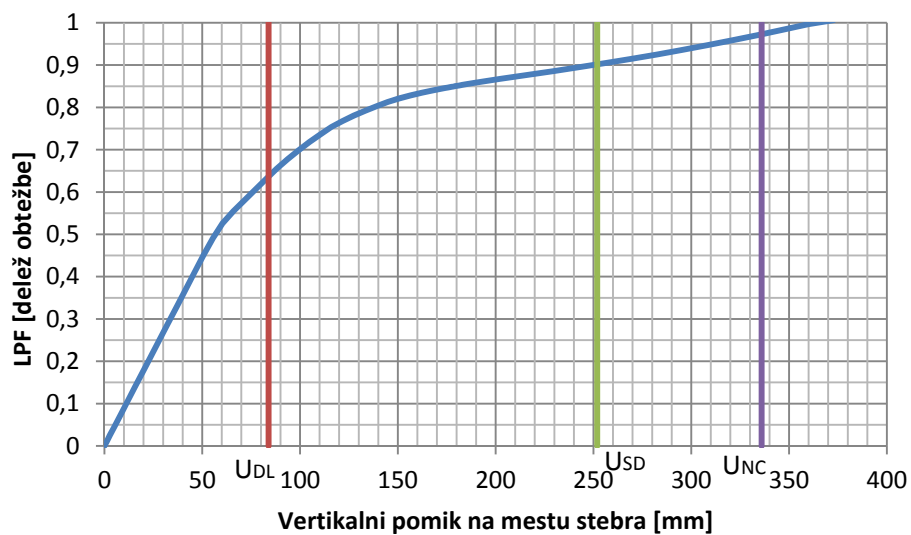
Nove dimenzije prerezov diagonal povezja so predstavljene v preglednici 6.4. Za obliko prereza sem izbral cev. Zaradi preprečevanja preobremenitve stebrov pred uklonom diagonal, sem pri izbiri prerezov diagonal upošteval pogoj glede relativne vitkosti: $1,3 < \bar{\lambda} < 2$.



Slika 6.42: Prerez diagonalnega povezja

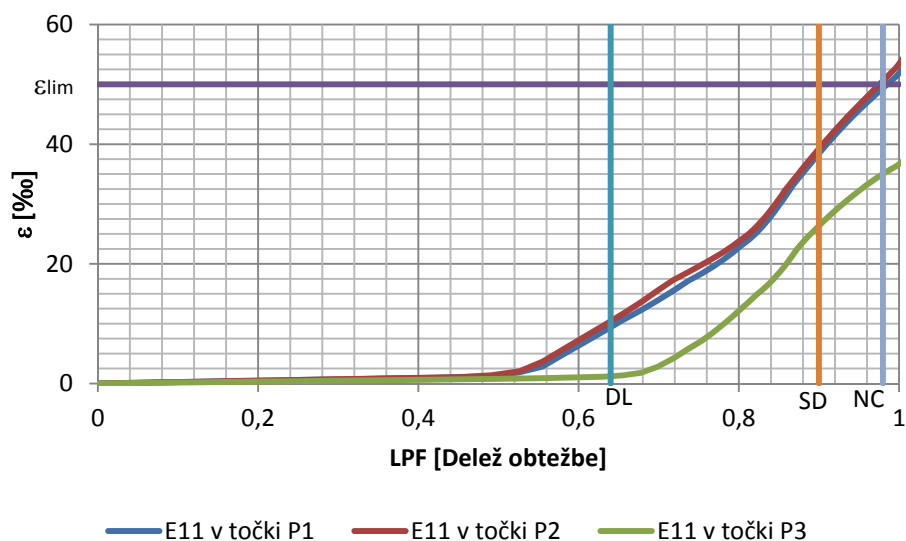
Preglednica 6.4: Dimenzije prerezov diagonalnega povezja za potresno nezgodno stanje

	Y smer (d/t) [mm]
Pritličje	76.2/3.9
1. nadstropje	60.3/3.9
2. nadstropje	60.3/2.5



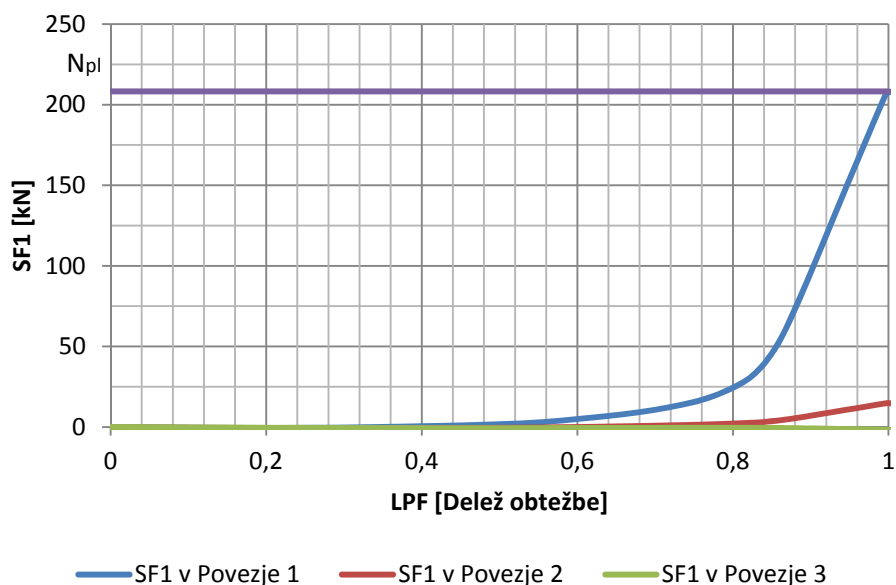
Grafikon 6.54: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra

Največji vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra znaša 370 mm , kar je več kot v primeru 10, kjer sem z močnejšimi povezji uspel zadostiti zahtevam za robustnost. Zato sklepam, da v tem primeru zahtevam za robustnost, ne bom ugodil. Opazimo tudi, da smo presegli mejno stanje blizu porušitve (»NC«).



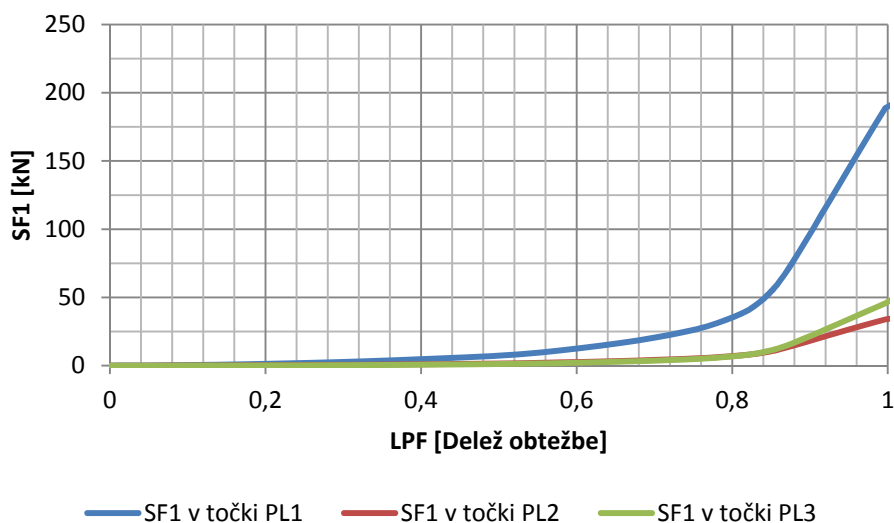
Grafikon 6.55: Potek deformacij v kontrolnih točkah prečnega okvirja

Največja deformacija se pojavi v prečki drugega nadstropja (točka P2) v velikosti $\varepsilon = 53\%$, s čimer presežemo največjo dovoljeno vrednost.



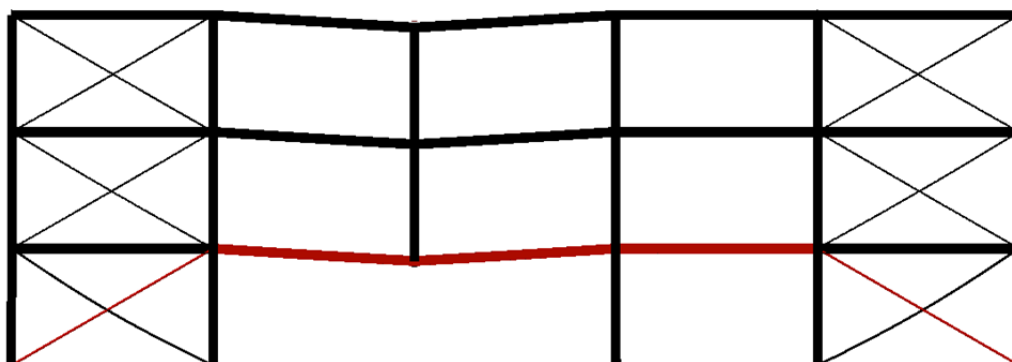
Grafikon 6.56: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja

Diagonala povezja se plastificira pri koncu izvedene analize, kar pomeni, da ponovno nismo izkoristili nosilnosti diagonale. Toda že prej sem ugotovil, da je problematičen vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra oziroma deformacija v prečkah prečnega okvira. Ker v prečkah okvira presežemo dovoljeno deformacijo, zaključim, da tudi z dimenzioniranjem na potresno stanje, ne zadostimo zahtevam za robustnost.



Grafikon 6.57: Potek osnih sil v kontrolnih točkah vzdolžnega okvirja

Pri iskanju rešitve sem večal prerez diagonale, vendar rešitve nisem našel, saj je za aktiviranje diagonale potreben prevelik vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra, kar pomeni prevelike deformacije v prečki prečnega okvirja. Edina rešitev ostane povečanje prečke prečnega okvira, ki je že prikazana v primeru 9.



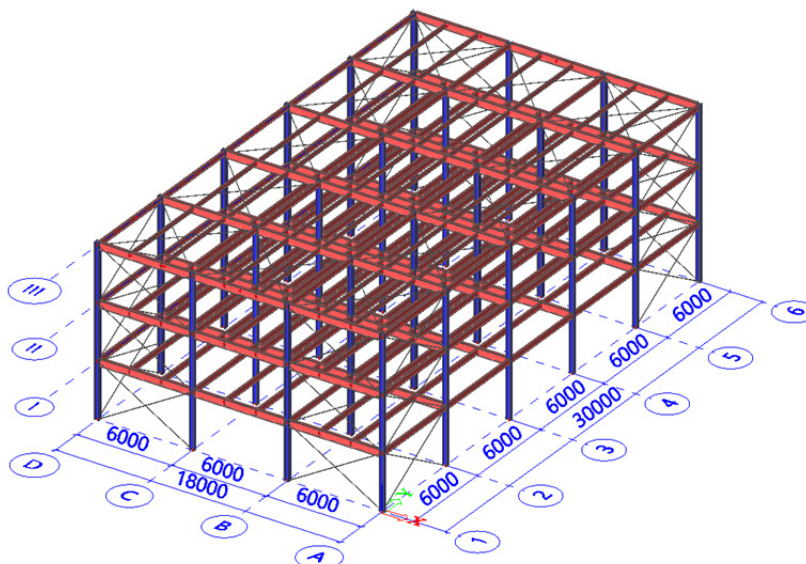
Slika 6.43: Vrvni efekt pri odstranitvi stebra A3

Na sliki 6.43 je lepo prikazano formiranje vravnega efekta nad območjem, kjer je bil odstranjen stebel. Rdeča barva označuje natezno silo v elementih. Ker v tej smeri horizontalne obremenitve prevzemamo s povezji, se natezna sila preko prečk vzdolžnega okvirja, ki so členkasto povezane s stebri, prenaša do zavetrovanih polj, kjer se preko diagonale sidra v podporo. Natezna sila, ki se pojavi v prečkah znaša 190 kN, kar je več od predvidene natezne sile pri metodi horizontalnih vezi.

Če povežem rezultate vseh dozdajšnjih primerov, opazim, da največji problem za zagotavljanje robustnosti predstavlja statična zasnova z nepomičnimi okvirji. Zato bom v naslednjih primerih analiziral obnašanje konstrukcije, pri kateri horizontalne obremenitve, v obeh smereh, prevzemam z zavetrovanimi polji.

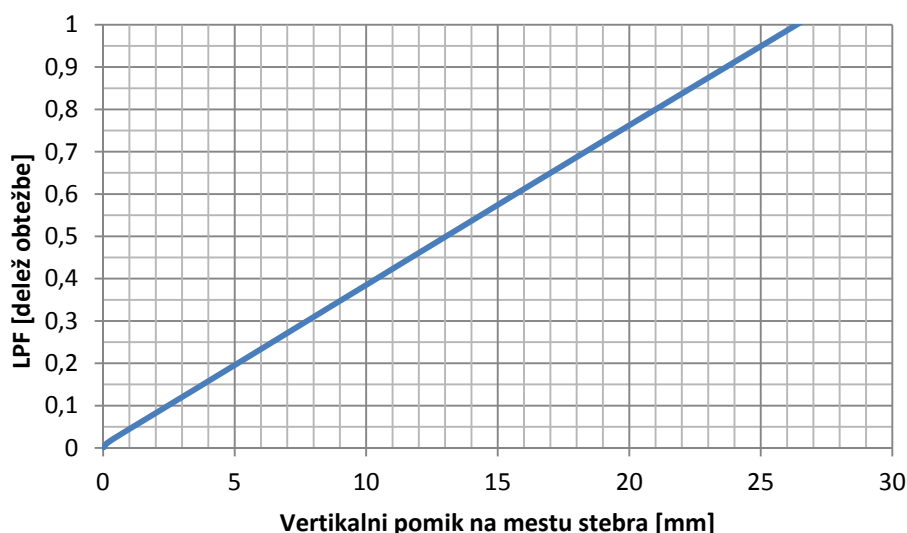
6.8.7.2.14 Primer 12: Odmaknjen steber A1 v pritličju (povezja v obeh smereh)

Pri analizi prejšnjih primerov sem opazil, da največji problem pri zagotavljanju primerne robustnosti predstavljajo nepomični okvirji. Zato sem v tem primeru izvedel analizo primera s povezji v obeh smereh, ki so se nahajala v robnih poljih. Zaradi členkaste povezave med stebri in prečkami, se horizontalna obtežba prenaša do zavetrovanih polj.



Slika 6.44: Geometrija konstrukcije z nepomičnimi okvirji v obeh smereh

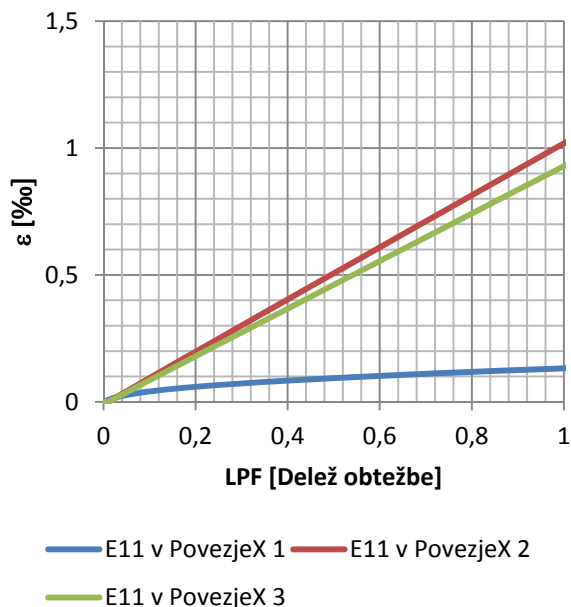
Za razliko od osnovnega primera so sedaj prečke prečnega okvirja zaradi členkaste povezave in posledično večjega upogibnega momenta v polju povečane na IPE450. Ostale dimenzije prezev ostanejo enake.



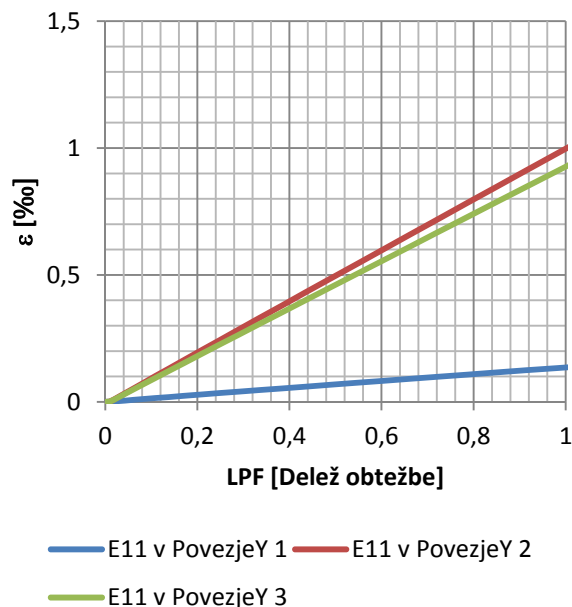
Grafikon 6.58: Vertikalni pomik na mestu odmaknjene stebra

Ker sem odmaknil steber A1, ki je del povezja v obeh horizontalnih smereh, se obtežba takoj obesi na diagonale. Zato je vertikalni pomik v tem primeru zelo majhen, in znaša 27 mm (grafikon 6.58).

a) Deformacije v povezju v X smeri

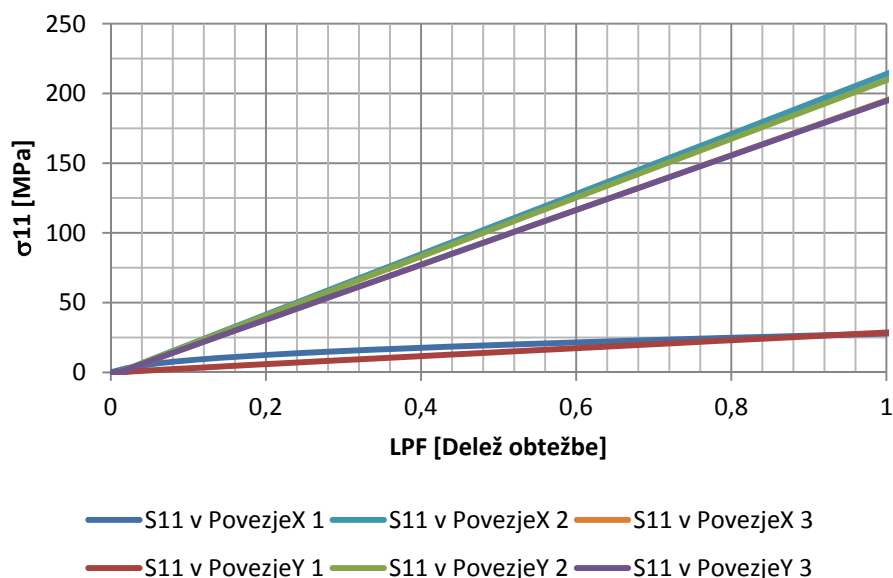


b) Deformacije v povezju v Y smeri



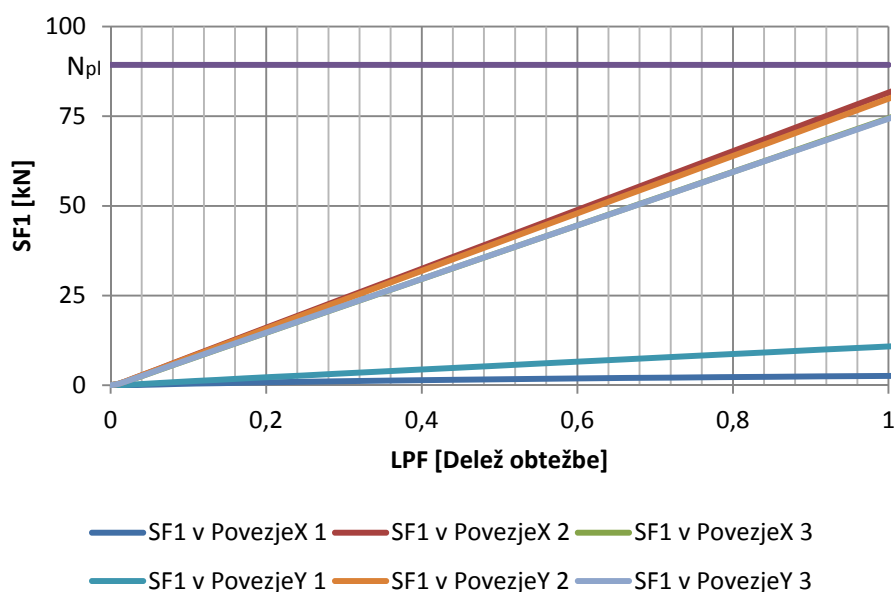
Grafikon 6.59: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

Iz poteka deformacij (grafikon 6.59) in napetosti (grafikon 6.60) v povezju opazimo, da ostane le-to v elastičnem območju.



Grafikon 6.60: Potek napetosti v kontrolnih točkah povezja

Največje napetosti se pojavijo v diagonali v drugi etaži, kjer se z 225 MPa najbolj približamo napetosti na meji tečenja $f_y = 235 \text{ MPa}$.



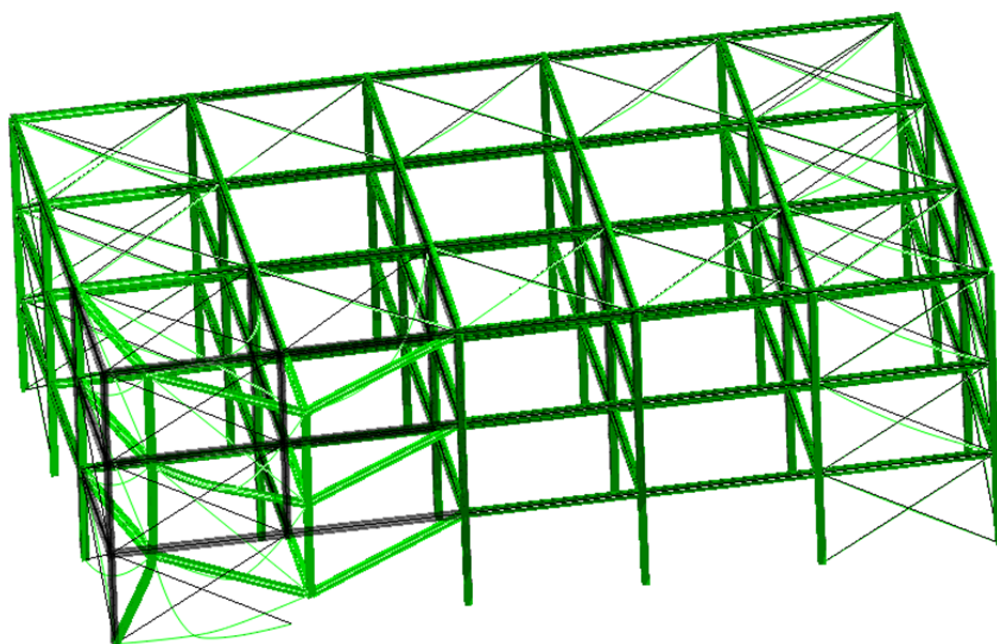
Grafikon 6.61: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja

Da se nobena diagonala povezja ne plastificira, je razvidno tudi iz grafikona osnih sil, saj je največja osna sila v diagonali povezja v X smeri v drugi etaži 84 kN.

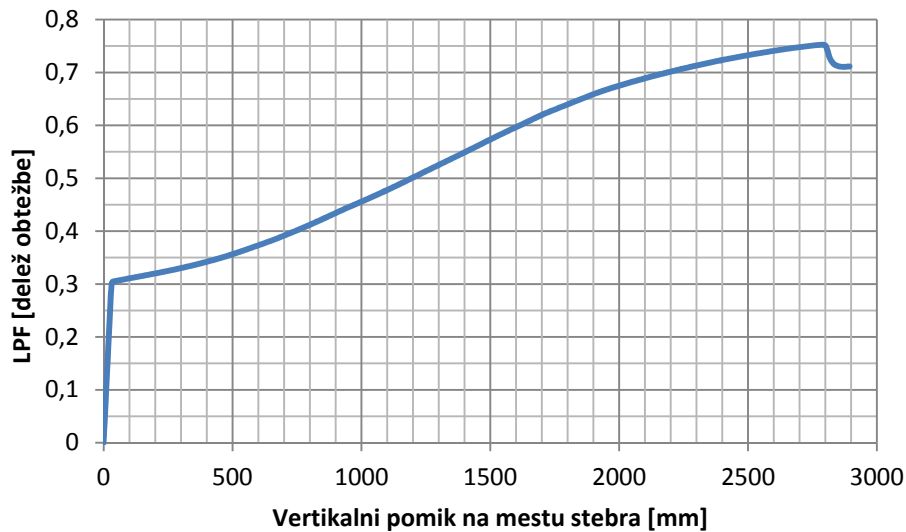
Konstrukcija brez težav prerazporedi obtežbo ob odstranjenem stebru A1, saj v celoti ostane v elastičnem območju. Največji vpliv na to ima ugodna razporeditev povezij, saj se obtežba neposredno obesi na diagonali v drugi etaži.

6.8.7.2.15 Primer 13: Odmaknjen steber A2 v pritličju (povezja v obeh smereh)

V tem primeru sem odstranil steber A2 v pritličju.

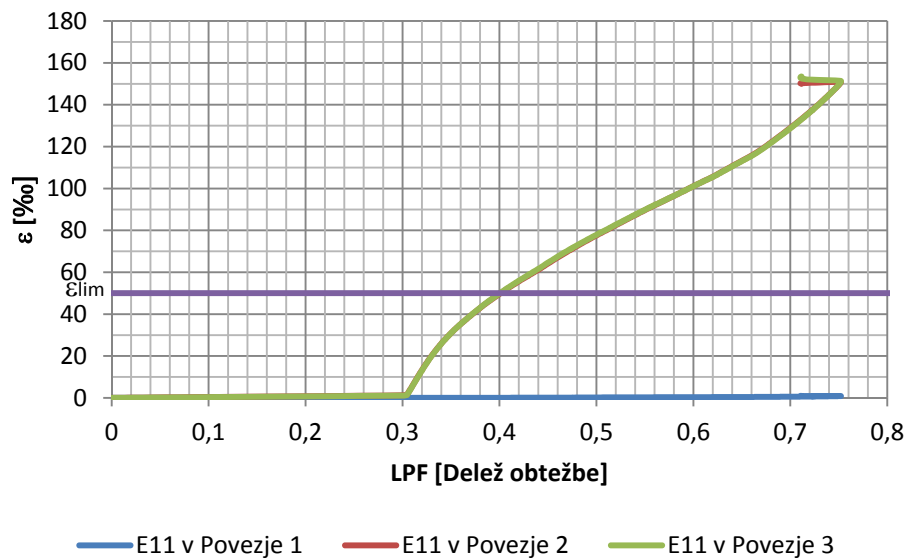


Slika 6.45: Odziv konstrukcije pri odmaknjenem stebru A2



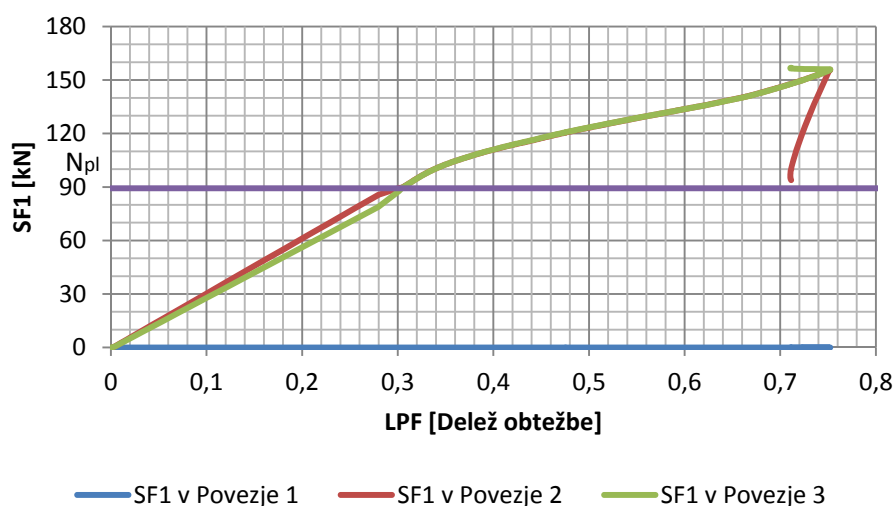
Grafikon 6.62: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra

V tem primeru imamo opravka z zelo velikimi pomiki. Analiza se ne izvede do konca. Ustavi se pri 75% nanešene obtežbe, ko vertikalni pomik znaša 2,7 m (grafikon 6.62). Že pri dobrih 30% se zaključi linearni del analize. Ker v tem primeru nimam momentnega okvirja, ne prikazujem omejitev za mejna stanja konstrukcije, določena po SIST EN 1998-3. Enako velja za vse primere, kjer horizontalno obtežbo v obeh smereh prevzemam s povezji.



Grafikon 6.63: Potek deformacij v kontrolnih točkah povezja

Glavni in edini nosilni sistem za prerezporeditev obtežbe je pri taki statični zasnovi zavetrovano polje. Odziv stavbe je tudi v tem primeru podoben prejšnjim primerom, vse dokler niso diagonale povezja polno izkoriščene, kar nastopi pri dobrih 30% nanešene obtežbe. Takrat konstrukcija izgubi stabilnost. Strmo začne naraščati vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra. Mejno deformacijo $\varepsilon_{lim} = 50\text{‰}$ dosežemo pri 40% obtežbe (grafikon 6.63).

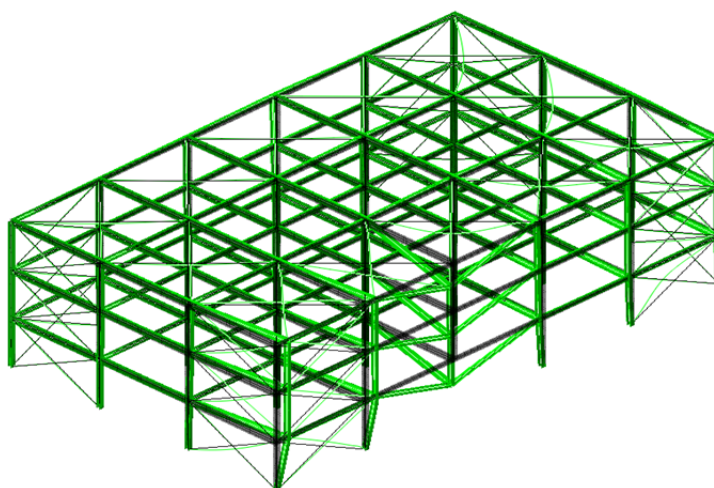


Grafikon 6.64: Potek osnih sil v kontrolnih točkah povezja

Ker povezje ni dovolj močno, konstrukcija ni sposobna prenesti odstranjenega stebra. Podoben odziv konstrukcije dobimo pri odstranitvi stebra A3. Analiza se tudi v tem primeru ne izvede do konca in se ustavi pri 75% nanešene obtežbe. V primerjavi z odstranitvijo stebra A2 pa je sedaj vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra nekoliko manjši in znaša 2,2 m. Razlika je nastala predvsem zato, ker odstranjen steber ni del zavetrovanega polja in nudi le-to nekoliko večjo horizontalno togost kot v prejšnjem primeru.

S formiranjem vravnega efekta, se obtežba preko vzdolžnih prečk prenaša v diagonalo povezja v prvi etaži. Za razliko od prejšnjega primera, ko sta se aktivirali diagonali v drugi in tretji etaži, tukaj obtežbo prevzema le diagonala v prvi etaži. Zato plastifikacija nastane že pri 5% nanešene obtežbe. Od takrat pa se le še povečuje vertikalni pomik.

Rešitev za oba primera predstavljajo močnejše diagonale povezja. V naslednjih primerih bom najprej upošteval povečanje diagonal povezja zaradi potresnega obtežnega stanja in preveril, če s tem zadostimo tudi zahtevam za robustnost.



Slika 6.46: Pomiki konstrukcije ob odmaknjenem stebri A3 (povečava M=1)

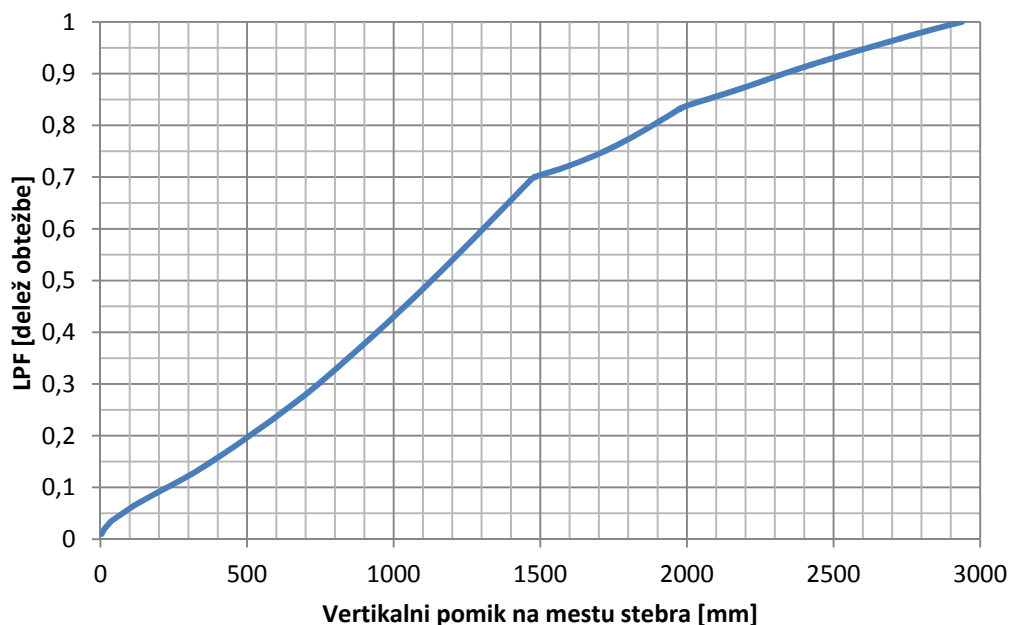
6.8.7.2.16 Primer 14: Odmaknjen steber A3 v pritličju (povezja v obeh smereh–potres)

Ker so bile v prejšnjem primeru diagonale povezja kot glavni nosilni element premajhnih dimenzij in so bile hitro polno izkoriščene, sem v tem primeru analiziral odziv konstrukcije, ki je dimenzionirana na potresno obtežno stanje. Pri tem sem upošteval enake podatke za potres, kot v primeru 11.

Uporabljene dimenzije prerezov diagonal povezja so predstavljene v preglednici 6.5.

Preglednica 6.5: Dimenzije prerezov diagonal povezja

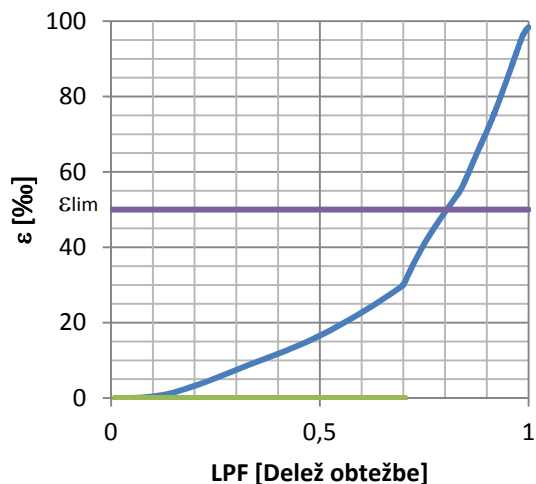
	X smer (d/t) [mm]	Y smer (d/t) [mm]
Pritličje	76.2/3.9	76.2/3.9
1. nadstropje	76.2/3.4	60.3/3.9
2. nadstropje	60.3/2.5	60.3/2.5



Grafikon 6.65: Vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra

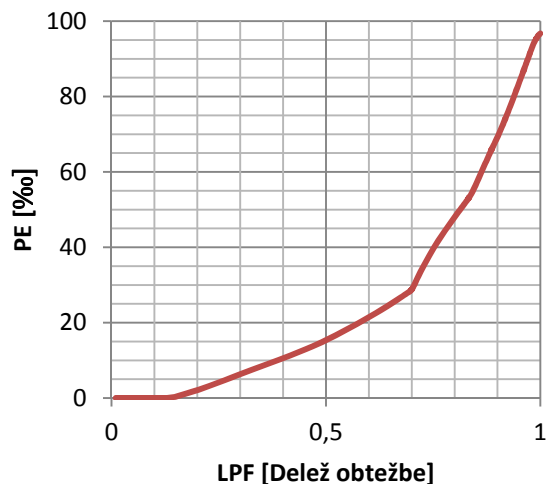
Ponovno imamo opravka z zelo velikimi vertikalnimi pomiki na mestu odmaknjenega stebra, ki znašajo 2,9 m (grafikon 6.65).

a) Celotne deformacije



— E11 v Povezje 1

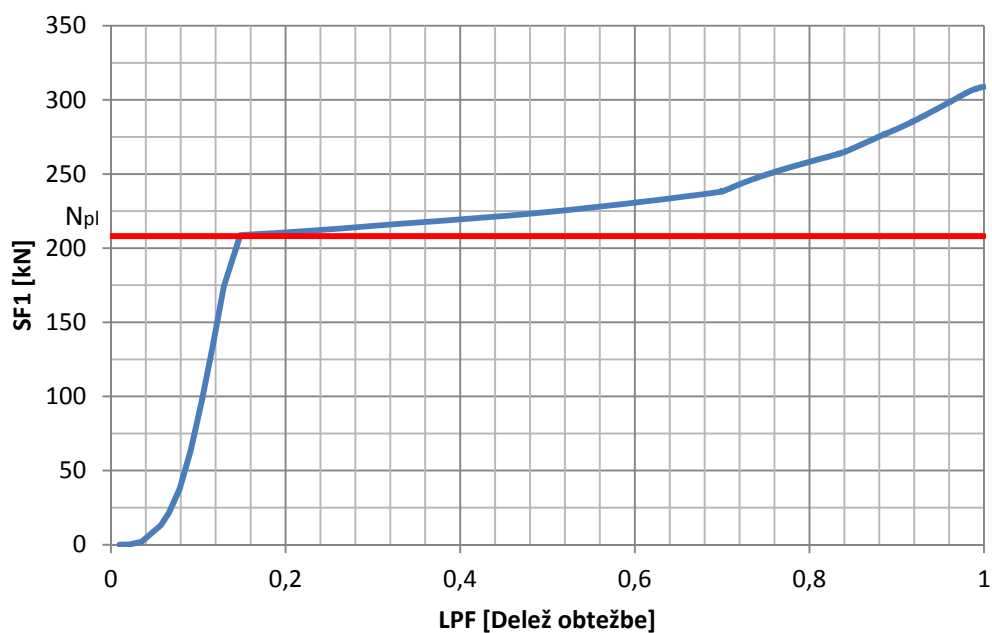
b) Plastične deformacije



— PE11 v Povezje 1

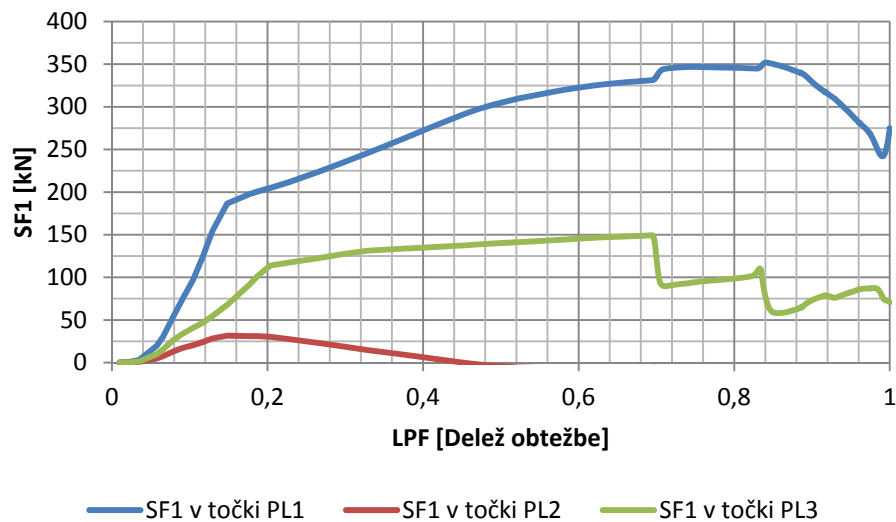
Grafikon 6.66: Potek elastičnih in plastičnih deformacij v diagonali povezja prve etaže

Plastifikacija diagonale povezja prve etaže, ki prevzame vso obtežbo, nastopi pri 15% nanešene obtežbe. Mejno deformacijo $\varepsilon_{lim} = 50\text{‰}$ presežemo pri 80% obtežbe.



— SF1 v Povezje 1

Grafikon 6.67: Potek osnih sil v diagonali povezja prve etaže



Grafikon 6.68: Potek osnih sil v prečkah vzdolžnega okvirja

Poleg premajhnih diagonal, je pri nepomičnih okvirjih težava tudi velikost natezne sile v členkastih spojih prečka–steber. Po metodi efektivnih horizontalnih vezi dobimo natezno silo v zunanji horizontalni vezi $T_{p,2} = 75 \text{ kN}$, kar je veliko manj od 350 kN , kolikor dobimo pri metodi namišljene odstranitve elementov.

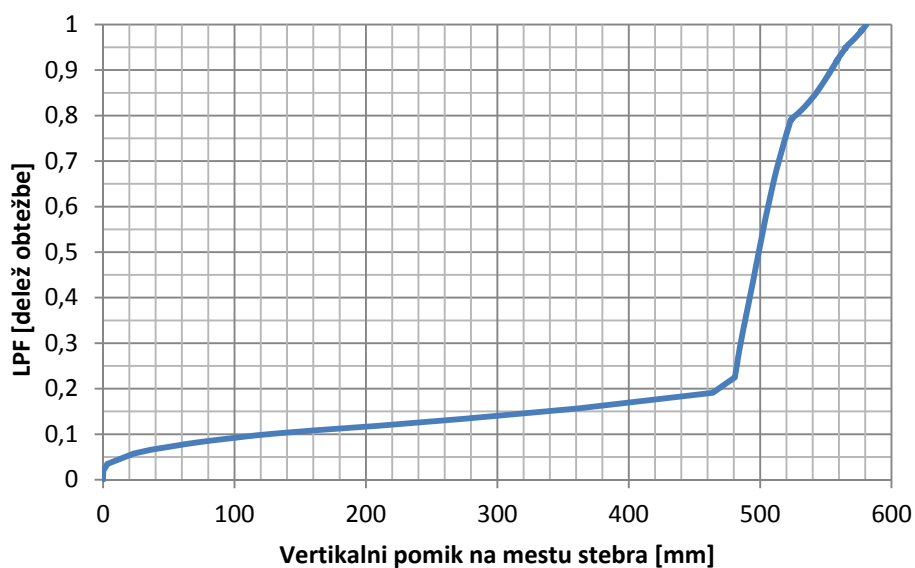
Mejno deformacijo presežemo tudi pri odstranitvi stebra A2. Torej lahko zaključimo, da z dimenzioniranjem na potresno obtežno stanje, ne zadostimo zahtevam za robustnost.

Pri zasnovi konstrukcije z nepomičnimi okvirji v obeh smereh, edino rešitev predstavlja povečanje prereza diagonal. Toda to je lahko hkrati dvorezen meč, saj s povečanjem diagonal zaradi zahtev po robustnosti zmanjšamo izkoriščenost diagonal za potresno obtežno stanje in s tem povečamo faktor dodatne nosilnosti Ω in posledično povečamo notranje sile v elementih konstrukcije, ki jih ob potresu varujemo.

Da sem izpolnil zahteve za robustnost, sem torej moral povečati diagonale. Naj poudarim, da sem s povečanimi diagonalami zadostil le pogoju glede največje dovoljene deformacije, saj so pomiki še vedno veliki. Oceno o njihovi sprejemljivosti je potrebno določiti z investitorjem.

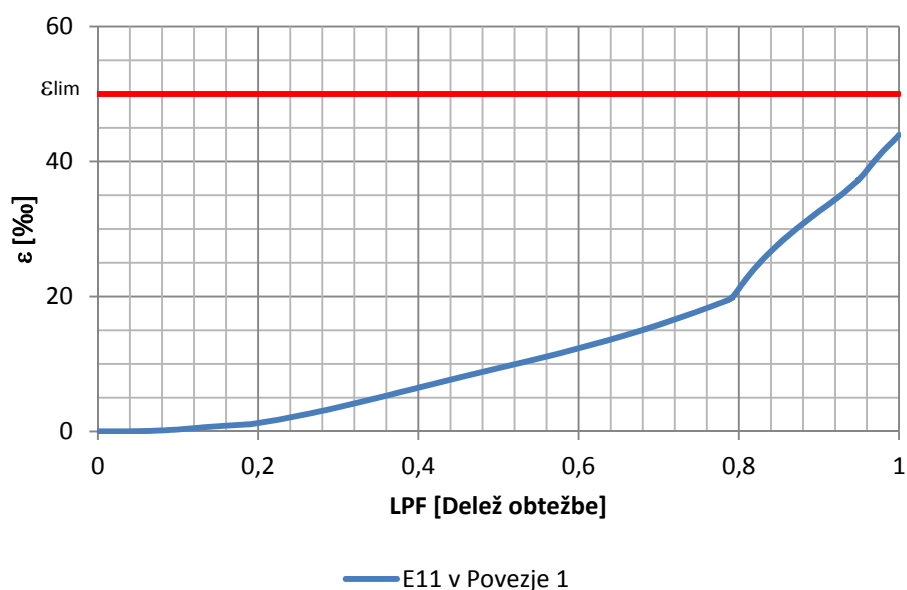
Preglednica 6.6: Nove dimenzije prerezov diagonal povezja

	X smer (d/t) [mm]	Y smer (d/t) [mm]
Pritličje	82.5/8.8	82.5/8.8
1. nadstropje	76.2/7.1	76.2/7.1
2. nadstropje	76.2/3.9	76.2/5.0



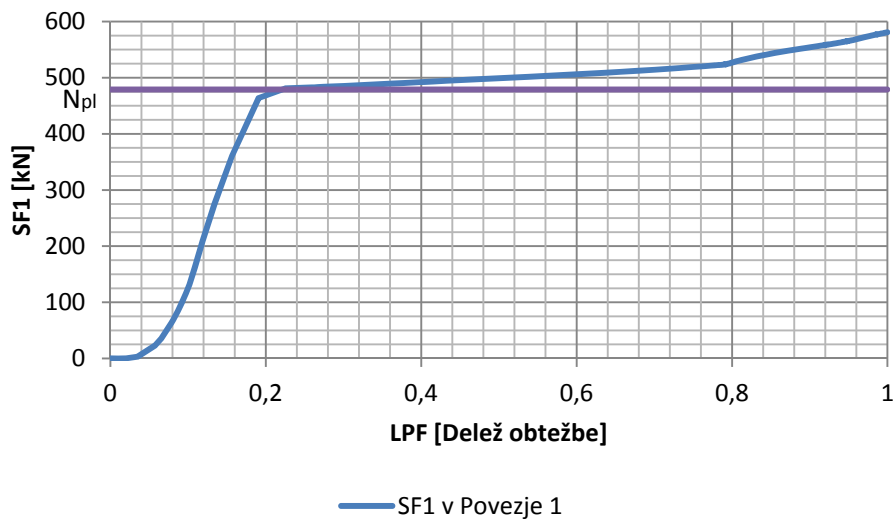
Grafikon 6.69: Vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra (rešitev)

S povečanjem diagonale se zelo zmanjša vertikalni pomik in znaša samo še 580 mm (grafikon 6.69).

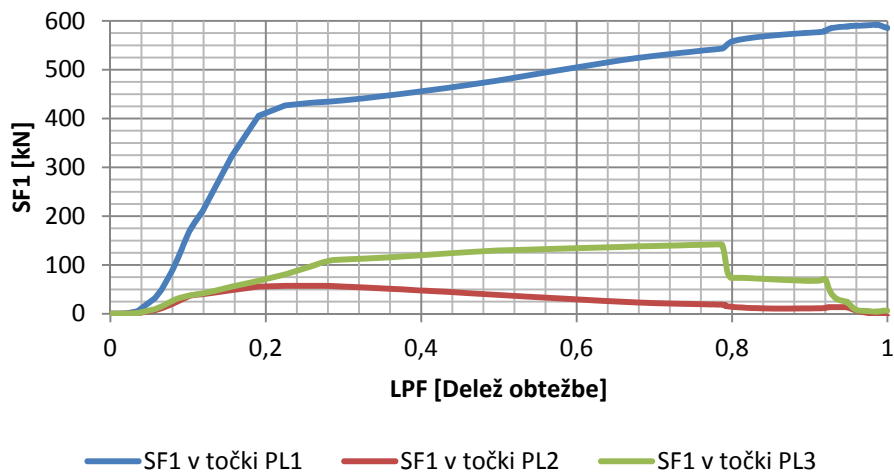


Grafikon 6.70: Potek deformacij v povezju prve etaže (rešitev)

Deformacije v najbolj obremenjenem delu konstrukcije (povezje v prvi etaži) se spustijo pod maksimalno dovoljeno vrednost in znašajo 44‰ (grafikon 6.70).



Grafikon 6.71: Potek osnih sil v povezju prve etaže (rešitev)



Grafikon 6.72: Potek osnih sil v prečkah vzdolžnega okvirja (rešitev)

Z močnejšimi diagonalami se močno povečajo tudi natezne sile v prečkah vzdolžnega okvirja (grafikon 6.72), ki prenašajo obremenitev do zavetrovanih polj. Največja natezna sila v prečkah prve etaže nad odmaknjenim stebrom sedaj znaša 600 kN , kar je za večkratnik 8 večje od natezne sile, ki jo predvideva metoda horizontalnih vezi.

Če sedaj povečane diagonale upoštevam pri potresu, dobimo faktor dodatne nosilnosti $\Omega = 2$. Kar pomeni, da bom v elementih, ki jih varujem, notranje sile zaradi potresne obtežbe povečal za faktor 2. Torej je ponovno potrebna potresna analiza konstrukcije. V tem primeru se izkaže, da povečanje notranjih sil, zaradi večjega faktorja dodatne nosilnosti, ne pomeni tudi večjih prerezov varovanih elementov konstrukcije, saj so imeli le-ti dovolj rezerv pri nosilnosti.

Izkaže se, da je zasnova konstrukcije z nepomičnimi okvirji, v obeh smereh neučinkovita pri zagotavljanju robustnosti.

6.8.7.2.17 Zaključek metode namišljene odstranitve elementov

Metoda namišljene odstranitve nosilnih elementov se izkaže za zelo uporabno predvsem pri okvirnih konstrukcijah z manjšimi razponi. Zaradi omejitve glede poškodovane površine, sem to metodo uporabil pri vseh robnih stebrih. V primerih, kjer metode namišljene odstranitve elementov ne moremo uporabiti, se take elemente dimenzionira kot ključne elemente, kar je predstavljeno v naslednjem poglavju.

6.8.7.2.17.1 Pomični okvirji

Če imamo konstrukcijo zasnovano tako, da vsaj v eni smeri horizontalno obtežbo prevzemamo z momentnimi okvirji, večjih težav z zagotavljanjem robustnosti nimamo. Težava se pojavi le pri odstranitvi stebra, ki je nekoliko bolj oddaljen od polja s povezjem. V tem primeru se najprej aktivira upogibna nosilnost prečke momentnega okvirja. Ko se v prečki pojavi plastični členek, se nad poškodovanim območjem vzpostavi vrtni efekt, ki nam preostalo obtežbo prerazporedi do zavetrovanega polja, kjer se nato le-ta ujame v diagonalo povezja v prvi etaži. Ker so v tej smeri konstrukcije vse povezave prečka–steber členkaste, imamo opravka z večjimi pomiki. Posledično deformacije v prečki momentnega okvirja silovito narastejo in presežejo največje dovoljene vrednosti. Če je odstranjen steber del zavetrovanega polja, težav s tem nimamo, saj se obremenitev neposredno obesi na povezja v etažah nad poškodovanim območjem.

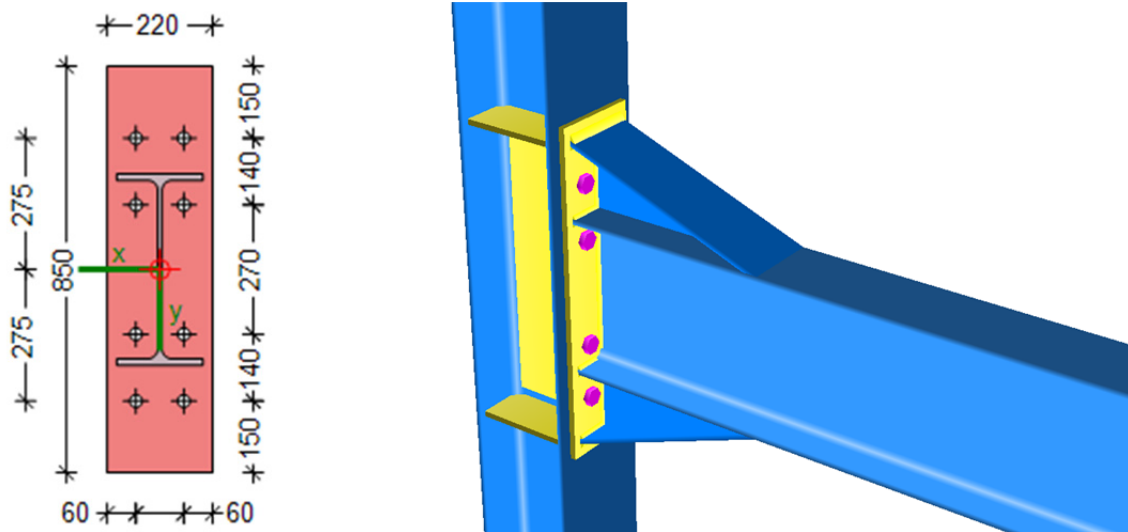
Rešitvi za nastali problem sta dve:

- a) močnejša prečka upogibnega okvirja,
- b) močnejša diagonala povezja.

Za najelegantnejšo rešitev se izkaže povečanje prereza prečke upogibnega okvirja, saj je konstrukcija že z izbiro prečke IPE400 namesto IPE360 brez težav prevzela dodatno obtežbo, ki je posledica odstranjenega stebra.

Pri povečevanju povezja sem najprej uporabil dimenzije diagonal, ki sem jih določil ob upoštevanju potresne obtežbe. Toda izkazalo se je, da je vertikalni pomik na mestu odstranjenega stebra vseeno prevelik in so deformacije v prečki momentnega okvirja prevelike. Torej bi bile potrebne še večje diagonale. Pri iskanju take rešitve sem ugotovil, da je z večanjem diagonal nemogoče zadostiti zahtevam za robustnost, saj je za aktivacijo diagonal potreben prevelik vertikalni pomik na mestu odmaknjenega stebra, kar posledično pomeni prevelike deformacije v prečki momentnega okvirja.

Pri uporabi zasnove s pomičnimi okvirji je prečka momentnega okvirja glavni element pri prevzemanju dodatnih obremenitev zaradi odstranjenega stebra. Če želimo zagotoviti tak porušni mehanizem, moramo v prečkah omogočiti formiranje plastičnih členkov. Zato je nujna uporaba polnonosilnih spojev prečka–steber.



Slika 6.47: Polnosilni momentni spoj

Na sliki 6.47 je prikazan polnosilni momentni spoj, ki ga je potrebno uporabiti pri stavbi iz razreda konstrukcij 2b. V spoju se stikata, zaradi potresnega projektiranja, povečan steber HEA280 in, zaradi zagotavljanja robustnosti, povečana prečka IPE400. Uporabljeni so vijaki velikosti M24 in kvalitete 10.9. Upogibna nosilnost spoja znaša $311,2 \text{ kNm}$, kar je več od plastičnega upogibnega momenta prečke $M_{pl,IPE400} = 307,1 \text{ kNm}$.

6.8.7.2.17.2 Nepomični okvirji v obeh smereh

Če imamo opravka s konstrukcijo, ki je zasnovana tako, da v obeh smereh prevzema horizontalne obtežbe s povezji, se pojavijo velike težave pri zagotavljanju robustnosti. Pri uporabi pomičnih okvirjev, je imela konstrukcija po plastifikaciji prečk momentnega okvirja rezervo v povezjih, ki so lahko prevzela dodatno obtežbo. Sedaj edini nosilni element predstavlja povezje. Ko se le-to plastificira, postane konstrukcija nestabilna in imamo opravka z velikimi pomiki. Edina rešitev v tem primeru, so torej močne diagonale. Izkazalo se je, da so za zagotavljanje robustnosti potrebne precej močnejše diagonale, kot jih zahteva potresno obtežno stanje. Zato bodo le-te ob potresu ostale neizkoriščene. Hkrati pa se poveča faktor dodatne nosilnosti Ω , kar dodatno poveča notranje sile v varovanih elementih konstrukcije. Torej je potrebno biti ob uporabi tega ukrepa pazljiv in ponovno narediti potresno analizo konstrukcije, saj je morda potrebno povečanje prereza varovanih delov konstrukcije, kjer so se notranje sile povečale zaradi manjše izkoriščenosti disipativnih delov pri potresu.

6.8.7.2.17.3 Primerjava z metodo zagotavljanja horizontalnih vezi

V primerjavi z metodo zagotavljanja horizontalnih vezi, dobimo različne ugotovitve glede na to, kakšna zasnova konstrukcije je uporabljena.

Preglednica 6.7: Vrednosti natezne sile v horizontalnih vezeh po posameznih primerih

Št. primera	Odstranjen steber	Zasnova konstrukcije		Največja sila v horizontalni vezi			
		X smer	Y smer	X smer	Zahteva	Y smer	Zahteva
1	A1	Pomični okvir	Povezje	46,5 kN	93,6 kN	0 kN	75 kN
2	B1	Pomični okvir	Povezje	26 kN	93,6 kN	0 kN	75 kN
3	A2	Pomični okvir	Povezje	59,9 kN	187,2 kN	8,4 kN	75 kN
4	A3	Pomični okvir	Povezje	52,3 kN	187,2 kN	66,8 kN	75 kN
5	B2	Pomični okvir	Povezje	135,5 kN	187,2 kN	31,5 kN	75 kN
6	A1 (nadstropje)	Pomični okvir	Povezje	43,4 kN	93,6 kN	0 kN	75 kN
7	A2 (nadstropje)	Pomični okvir	Povezje	53,8 kN	187,2 kN	0 kN	75 kN
8	A3 (povezje na robu)	Pomični okvir	Povezje	107,0 kN	187,2 kN	116,5 kN	75 kN
9	A3 (rešitev 1)	Pomični okvir	Povezje	104,0 kN	187,2 kN	36,3 kN	75 kN
10	A3 (rešitev 2)	Pomični okvir	Povezje	95,4 kN	187,2 kN	318,1 kN	75 kN
11	A3 (potres)	Pomični okvir	Povezje	107,0 kN	187,2 kN	191,9 kN	75 kN
12	A1	Povezje	Povezje	0 kN	93,6 kN	0 kN	75 kN
13	A2	Povezje	Povezje	65,9 kN	187,2 kN	118,6 kN	75 kN
	A3			61,5 kN	187,2 kN	233,6 kN	75 kN
14	A2 (potres)	Povezje	Povezje	143,6 kN	187,2 kN	219,8 kN	75 kN
	A3 (potres)			141,5 kN	187,2 kN	283,4 kN	75 kN
	A2 (rešitev)			22,8 kN	187,2 kN	416,9 kN	75 kN
	A3 (rešitev)			105,8 kN	187,2 kN	585,8 kN	75 kN

V primerih 1 do 11, kjer v X smeri horizontalno obtežbo prevzemamo z momentnim okvirjem, je sila v vezi vselej manjša od predvidene po metodi horizontalnih vezi, kjer je znašala $T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}$ za notranjo vez in $T_{p,1} = 93,6 \text{ kN}$ za zunanjo vez. Torej lahko v primeru pomičnih okvirjev, metodo horizontalnih vezi označimo za konzervativnejšo od metode namišljene odstranitve elementov.

Povsem drugačen pa je rezultat v smeri, kjer horizontalno obtežbo prevzemamo z nepomičnimi okvirji. Če imamo v eni smeri povezja, v drugi pa momentni okvir, je maksimalna sila, ki se pojavi v smeri s povezji 318,1 kN, kar je veliko več od sile v vezi po metodi horizontalnih vezi, ki znaša $T_{i,2} = T_{p,2} = 75 \text{ kN}$. V takih primerih je torej metoda horizontalnih vezi povsem neuporabna.

Še slabše pa se obnese v primerih, kjer imamo v obeh smereh nepomične okvirje. Pri odstranitvi stebra A3, je največja sila v vezi znašala 585,8 kN in s tem skoraj za faktor 8 preseгла silo v vezi po metodi horizontalnih vezi.

Če povzamem, metoda horizontalnih vezi se v primerjavi z metodo namišljene odstranitve elementov za razred konstrukcij 2b izkaže za uporabno samo v smereh, kjer horizontalno obtežbo prevzemamo z momentnimi okvirji. Če pa so diagonale dovolj robustne, da se aktivirajo pri prerazporeditvi obtežbe, natezne sile v horizontalnih vezeh hitro presežejo vrednosti, ki jih predpisuje metoda efektivnih horizontalnih vezi.

6.8.7.2.17.4 Lokacija povezij

Zelo pomemben vpliv na odziv konstrukcije pri zasnovi z nepomičnimi okvirji ima položaj in število zavetrovanih polj. Če so povezja enakomerno razporejena po konstrukciji (vsako drugo polje), zagotavljanje robustnosti ni vprašljivo. Težava pa nastane, ko odstanjen steber ni del polja s povezjem. Zato je potrebno pozornost nameniti tudi razvrstitvi povezij po konstrukciji.

6.8.7.2.17.5 Osna togost etažne plošče

Pri gradnji jeklenih okvirnih objektov, se za medetažno konstrukcijo velikokrat uporablja sovprežna betonska plošča. V primeru odmaknjenega stebra, bi njena osna togost zagotovo nekaj pripomogla k nosilnosti, vendar je v svojih izračunih nisem upošteval in sem predpostavil, da nič ne pripomore k dodatni nosilnosti konstrukcije.

6.8.7.3 Metoda ključnih elementov

Metodo projektiranja ključnih elementov uporabimo, kjer bi imela posamezna odstranitev stebrov za posledico prevelike poškodbe konstrukcije. Ključni elementi morajo biti sposobni prenesti nezgodno obtežbo A_d , v vertikalni in horizontalni (vsaka smer posebej) smeri.

Opravka imamo z dvema obtežnima primeroma:

- maksimalna nezgodna obtežba, kjer upoštevamo le površino ključnega elementa in sodelujočo širino sekundarnega oziroma nekonstrukcijskega elementa, ki je povezan s ključnim,
- zmanjšana nezgodna obtežba, kjer upoštevamo celotno površino sekundarne konstrukcije oziroma nekonstrukcijskega elementa, kot obtežbo pa vzamemo nosilnost le-tega.

Pri zagotavljanju robustnosti z metodo namišljene odstranitve elementov, se je pri primeru 5:

Odstanjen steber B2 v pritličju, izkazalo, da je poškodovana površina večja od maksimalne dopustne.

Zato je potrebno tak element dimenzionirati kot ključni element. Do enake ugotovitve pridemo pri vseh notranjih stebrih konstrukcije. Zato bom vse te stebre dimenzioniral kot ključne elemente. Pri tem bom upošteval notranje sile, ki se pojavijo v najbolj obremenjenem elementu.

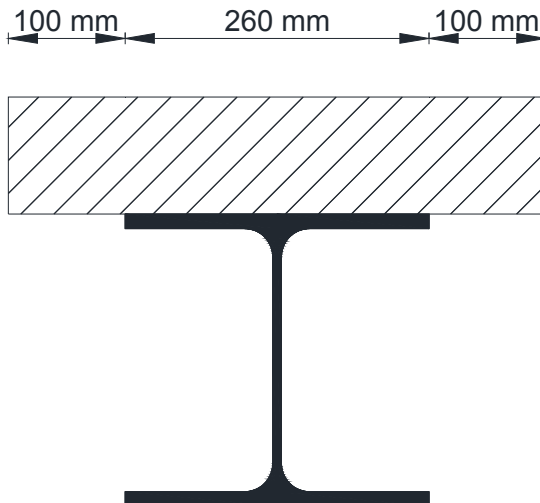
Pri projektiranju ključnega elementa, mora biti neugodna obtežba upoštevana v vseh smereh, a le v eni smeri naenkrat. To pomeni kontrolo elementa okoli močne in šibke osi. Pri tem moramo v neugodni obtežni kombinaciji upoštevati tudi stalno in koristno obtežbo, reducirano s kombinacijskim faktorjem ψ .

Neugodna kombinacija obtežb za dimenzioniranje ključnih elementov:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

6.8.7.3.1 Obtežni primer z maksimalno neugodno obtežbo

V tem obtežnem primeru upoštevamo maksimalno neugodno obtežbo, ki deluje le na površino ključnega elementa in sodelujočo širino sekundarnega elementa. Predpostavim, da ob neugodni dogodku ostane na stebri na vsaki strani priključene stene v širini 100 mm. Širina ključnega elementa za profil HEA 260 znaša 260 mm.



Slika 6.48: Sodelujoča širina pri maksimalni neugodni obtežbi

Skupna širina torej znaša:

$$s = b + 2 \cdot 100 \text{ mm} = 260 \text{ mm} + 200 \text{ mm} = 460 \text{ mm}$$

Neugodna obtežba za ta primer:

$$q_A = A_d \cdot s = 34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{460 \text{ mm}}{1000} = 15,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}},$$

kjer je:

A_d maksimalna nezgodna obtežba,

s skupna sodelujoča širina.

Maksimalni upogibni moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_A \cdot l^2}{8} = \frac{15,64 \frac{kN}{m} (3,5 m)^2}{8} = 23,95 kNm,$$

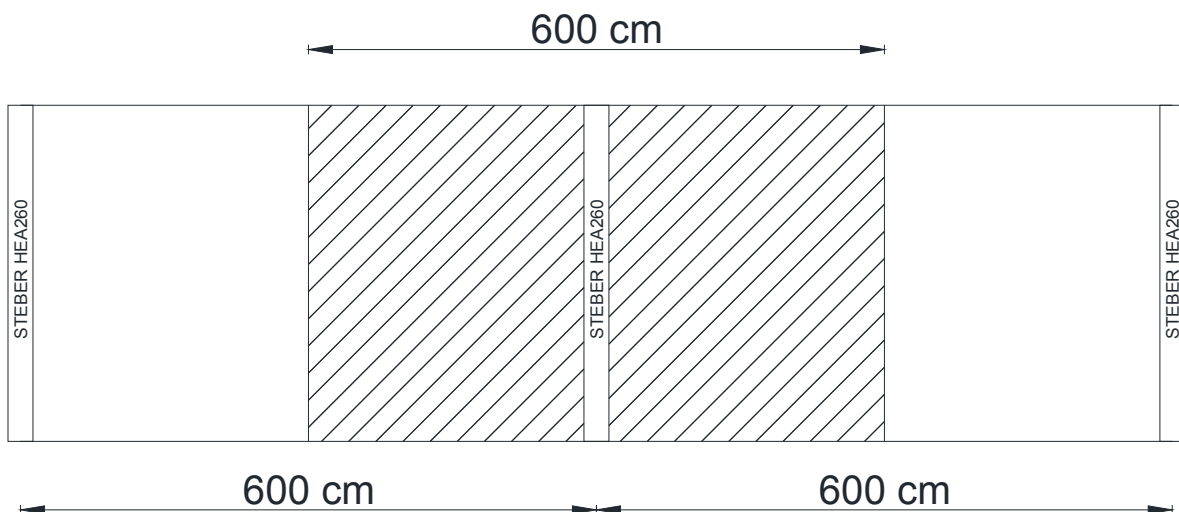
kjer je:

l višina stebra,

q_A nezgodna obtežba.

6.8.7.3.2 Obtežni primer z zmanjšano nezgodno obtežbo

V tem obtežnem primeru upoštevamo zmanjšano nezgodno obtežbo, ki je enaka maksimalni nosilnosti sekundarnih elementov. V našem primeru predpostavim, da je ta nosilnost enaka $2,0 \frac{kN}{m^2}$.



Slika 6.49: Vplivna širina stebra

Nezgodna obtežba za ta primer:

$$q_A = A_d \cdot s = 2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 6 m = 12,0 \frac{kN}{m},$$

kjer je:

A_d reducirana nezgodna obtežba,

s razdalja med stebri.

Največji upogibni moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_A \cdot l^2}{8} = \frac{12,0 \frac{kN}{m} (3,5 m)^2}{8} = 18,38 kNm,$$

kjer je:

l višina stebra,

q_A nezgodna obtežba.

6.8.7.3.3 Dimenzioniranje stebra za nezgodno obtežno stanje

Izkazalo se je, da je merodajen obtežni primer z maksimalno nezgodno obtežbo, saj nam povzroči večji upogibni moment v stebri.

Tlačna osna obremenitev stebra:

$$N_{Ed} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} = 38,48 \text{ kN} + 333,0 \text{ kN} + 0,7 \cdot 294,31 \text{ kN} = 577,50 \text{ kN},$$

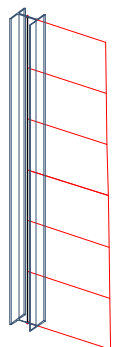
kjer je:

$G_{k,j}$ osna sila v stebri zaradi lastne in stalne obtežbe,

$\psi_{1,1}$ kombinacijski faktor (za obtežbo kategorije C: $\psi_{1,1} = 0,7$),

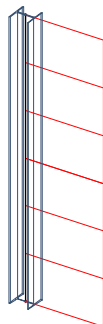
$Q_{k,1}$ koristna obtežba.

Lastna obtežba:



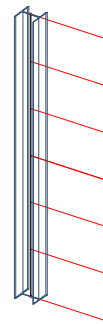
-38,48

Stalna obtežba:



-333,00

Koristna obtežba:



-294,31

Slika 6.50: Obremenitve ključnega elementa

Obtežna primera za dimenzioniranje ključnega elementa:

- P1: Osna sila $N_{Ed} = 577,50 \text{ kN}$ in upogibni moment okoli močne osi $M_{y,Ed} = 23,95 \text{ kNm}$
- P2: Osna sila $N_{Ed} = 577,50 \text{ kN}$ in upogibni moment okoli šibke osi $M_{z,Ed} = 23,95 \text{ kNm}$

6.8.7.3.4 Dimenzioniranje ključnega elementa

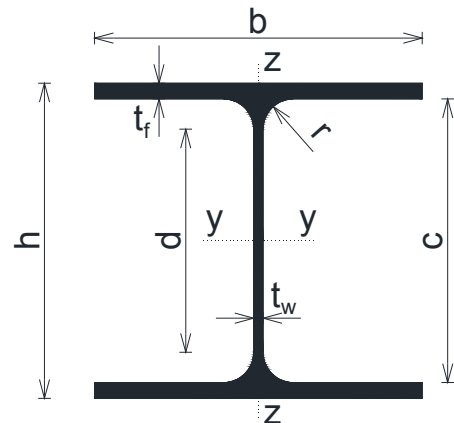
6.8.7.3.4.1 Geometrijske in materialne karakteristike

Vročevaljan profil HEA 260

$$\text{Material: S 235, } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[\text{MPa}]}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Geometrijske karakteristike prereza:

$h = 250 \text{ mm}$	$A = 86,8 \text{ cm}^2$
$h_w = 225 \text{ mm}$	$W_{pl,y} = 920 \text{ cm}^3$
$t_w = 7,5 \text{ mm}$	$W_{pl,z} = 430 \text{ cm}^3$
$b = 260 \text{ mm}$	$I_y = 10450 \text{ cm}^4$
$t_f = 12,5 \text{ mm}$	$I_z = 3670 \text{ cm}^4$
$d = 177 \text{ mm}$	$i_y = 11,0 \text{ cm}$
$r = 24 \text{ mm}$	$i_z = 6,5 \text{ cm}$
$I_t = 52,4 \text{ cm}^4$	$I_\omega = 516400 \text{ cm}^6$



6.8.7.3.4.2 Kontrola kompaktnosti

- Stojina, upogib + tlak

$$\alpha = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{N_{Ed}}{d t_w f_y} \right) = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{577,5 \text{ kN}}{17,7 \text{ cm} \cdot 0,75 \text{ cm} \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \right) = 1,43$$

$$\text{Za } \alpha > 0,5: \frac{d}{t_w} = \frac{177 \text{ mm}}{7,5 \text{ mm}} = 23,6 \leq \frac{456 \varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{456 \cdot 1}{13 \cdot 1,43 - 1} = 25,92 \rightarrow 2. \text{ razred kompaktnosti}$$

- Pasnica, tlak

$$c = \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = \frac{260 \text{ mm}}{2} - \frac{7,5 \text{ mm}}{2} - 24 \text{ mm} = 102,3 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{102,3 \text{ mm}}{12,5 \text{ mm}} = 8,18 \leq 9\varepsilon = 9 \rightarrow 1. \text{ razred kompaktnosti}$$

Prerez je v 2. razredu kompaktnosti.

6.8.7.3.4.3 Kontrola nosilnosti prereza

Pri prečnih prerezih 2. razreda kompaktnosti mora biti izpolnjen pogoj:

$$M_{Ed} \leq M_{N,y,Rd},$$

kjer je $M_{N,y,Rd}$ projektna plastična upogibna nosilnost zmanjšana, zaradi delovanja osne sile.

Nivo osne sile:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{577,5 \text{ kN}}{2039,8 \text{ kN}} = 0,283,$$

kjer je:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{86,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 2039,8 \text{ kN},$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{86,8 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 26 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm}}{86,8 \text{ cm}^2} = 0,25.$$

6.8.7.3.4.3.1 Upogib okoli močne osi:

Za $n > 0,5$ ali $n > 0,5a$ velja:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} = 21620 \text{ kNcm} \frac{1-0,283}{1-0,5 \cdot 0,25} = 17716 \text{ kNcm},$$

kjer je:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{920 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 21620 \text{ kNcm}.$$

Kontrola:

$$M_{Ed} = 2395 \text{ kNcm} \leq M_{N,y,Rd} = 17716 \text{ kNcm} \checkmark$$

6.8.7.3.4.3.2 Upogib okoli šibke osi:

Za $n > 0,5$ ali $n > 0,5a$ velja:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 10105 \text{ kNcm} \left[1 - \left(\frac{0,283-0,25}{1-0,25} \right)^2 \right] = 10085,44 \text{ kNcm},$$

kjer je:

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{430 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 10105 \text{ kNcm}$$

Kontrola:

$$M_{Ed} = 2395 \text{ kNcm} \leq M_{N,z,Rd} = 10085,44 \text{ kNcm} \checkmark$$

6.8.7.3.4.4 Kontrola stabilnosti prereza

6.8.7.3.4.4.1 Uklon okoli močne y osi

Izbira uklonske krivulje:

$$\frac{h}{b} = 0,96 < 1,2 \text{ in hkrati } t_f \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Izberem uklonsko krivuljo b: } \alpha = 0,34$$

Relativna vitkost:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{u,y}}{i_y \lambda_1} = 0,34,$$

kjer je:

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9,$$

$l_{u,y}$ uklonska dolžina ($l_{u,y} = 350 \text{ cm}$),

i_y vztrajnostni polmer.

Redukcijski faktor upogibnega uklona:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = 0,95,$$

kjer je:

$$\phi = 0,5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^{-2} \right) = 0,58.$$

6.8.7.3.4.4.2 Uklon okoli šibke z osi

Izbira uklonske krivulje:

$$\frac{h}{b} = 0,96 < 1,2 \text{ in hkrati } t_f \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{Izberem uklonsko krivuljo c: } \alpha = 0,49$$

Relativna vitkost:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{u,z}}{i_z \lambda_1} = 0,57,$$

kjer je:

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1,0 = 93,9$$

$$l_{u,y} = 350 \text{ cm} \quad \text{uklonska dolžina,}$$

$$i_y \quad \text{vztrajnostni polmer.}$$

Redukcijski faktor upogibnega uklona:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = 0,80,$$

kjer je:

$$\phi = 0,5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2} \right) = 0,73.$$

6.8.7.3.4.4.3 Bočna zvrnitev

Izbira uklonske krivulje za bočno zvrnitev:

$$\frac{h}{b} = 0,96 < 2,0 \rightarrow \text{Izberem uklonsko krivuljo b: } \alpha = 0,34$$

Račun M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi}{k_z L_{sist}} \sqrt{E I_z G I_t + \frac{\pi^2 E^2 I_z I_\omega}{(k_\omega L_{sist})^2}} = 5852,33 \text{ kNcm},$$

kjer je:

$$C_1 = 1,13 \quad \text{koeficient, ki zajema vpliv poteka upogibnih momentov vzdolž nosilca,}$$

$k_z = k_\omega = 1,0$ uklonski koeficienti odvisni od robnih pogojev,

$G = 8100 \text{ MPa}$ strižni modul jekla,

$L_{sist} = 350 \text{ cm}$ razmak med bočnimi podporami.

Relativna vitkost:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = 1,31$$

Redukcijski faktor bočne zvrnitve:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - 0,75 \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \rightarrow \chi_{LT} = 0,52,$$

kjer je:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + 0,75 \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 1,30.$$

Ker je $\chi_{LT} = 0,52 < 1,0 \rightarrow$ Element je občutljiv na bočno zvrnitev!

6.8.7.3.4.4 Faktorji k_{ij} za prereze občutljive na bočno zvrnitev

$$k_{yy} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right) \\ C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} \right) \end{array} \right. = 0,94$$

$$k_{zz} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_{mz} \left(1 + (2 \bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} \right) \\ C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} \right) \end{array} \right. = 1,07$$

$$k_{yz} = 0,6 \quad k_{zy} = 0,64$$

$$k_{zy} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{C_{mLT} - 0,25} \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} \right) \\ 1 - \frac{0,1}{C_{mLT} - 0,25} \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} \right) \end{array} \right. = 0,97,$$

kjer je:

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,95 \quad \text{faktorji nadomestnega upogibnega momenta.}$$

6.8.7.3.4.5 Kontrola stabilnosti za tlačno in upogibno obremenjene elemente (obt. primer: P1)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$0,30 + 0,21 + 0,0 \leq 1$$

$$0,51 \leq 1 \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$0,35 + 0,21 + 0,0 \leq 1$$

$$0,56 \leq 1 \checkmark$$

6.8.7.3.4.6 Kontrola stabilnosti za tlačno in upogibno obremenjene elemente (obt. primer: P2)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y A f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$0,30 + 0,0 + 0,16 \leq 1$$

$$0,46 \leq 1 \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$0,35 + 0,0 + 0,27 \leq 1$$

$$0,62 \leq 1 \checkmark$$

6.8.7.3.5 Zaključek metode ključnih elementov

Izkaže se, da steber prenese nezgodno obtežbo, ki je predvidena za ključne elemente. Pri tem je potrebno izpostaviti, da sem pri izračunu upošteval predpostavko, da nosilnost sekundarnih elementov, ki so povezani s stebrom, znaša $2 \frac{kN}{m^2}$. V realni situaciji je potrebno upoštevati realno vrednost, saj lahko večja nosilnost le-teh, zelo vpliva na obremenitev stebra.

7 ZGRADBE V RAZREDU 3

7.1 Opis zgradb

Med zgradbe v tretjem razredu posledic spadajo:

- vse stavbe uvrščene v razred 2a in 2b, ki presežejo dovoljene etažne površine in število nadstropij,
- vse stavbe, kamor ljudje zahajajo v velikem številu,
- stadioni, ki sprejmejo več kot 5000 obiskovalcev,
- zgradbe, ki vsebujejo nevarne substance in procese.

Po klasifikaciji zgradb je razvidno, da so v razred 3 razvrščene stavbe, ki lahko predstavljajo tveganje za veliko število ljudi oziroma se v njih izvajajo nevarni procesi ali dejavnosti, ki so velikega pomena za družbo.

7.2 Strategija za robustnost

Standard SIST EN 1991-1-7 predvideva sistematično oceno tveganj za nevarnosti, ki jim bo zgradba izpostavljena. Pri tem moramo analizirati pričakovane in nepričakovane nevarnosti ter se odločiti, katere bomo upoštevali.

Dodatne informacije glede ocenjevanja tveganj se nahajajo v dodatku B standarda SIST EN 1991-1-7.

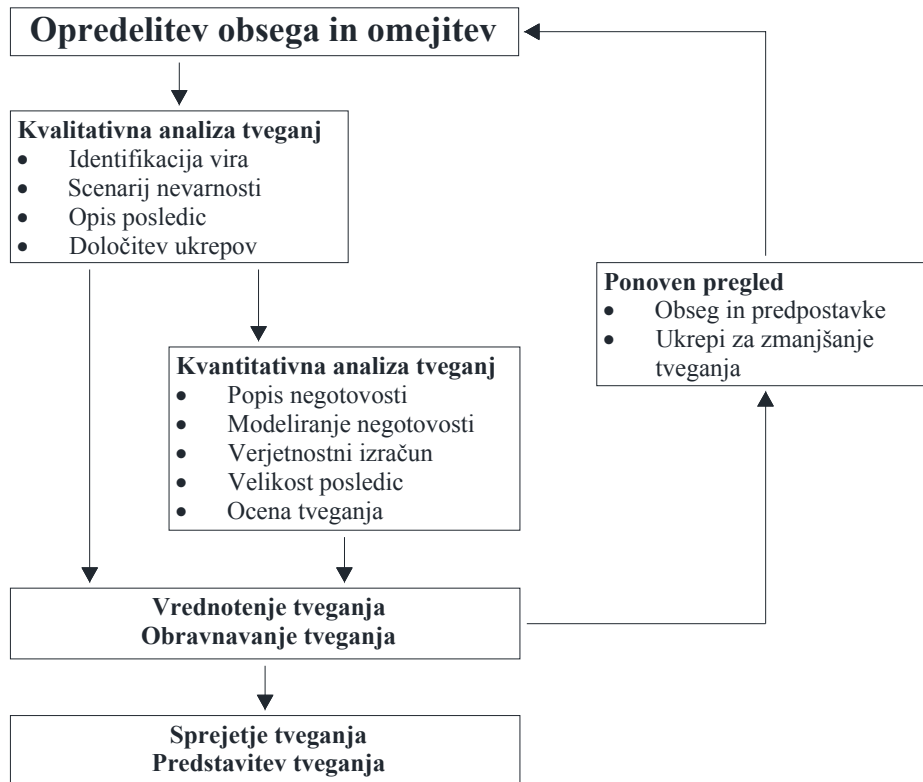
7.2.1 Dodatna zahteve in priporočila

Priporoča se, da se za razred 3, kot minimalne zahteve za robustnost, uporabi metode in zahteve, ki so predvidene za razred 2b, razen v primerih, kjer obstajajo specifični razlogi o neustreznosti le-teh.

7.3 Ocenjevanje tveganj

Glavna razlika v primerjavi z razredom 2b, je zahteva o sistematičnem ocenjevanju tveganj, ki jim bo zgradba izpostavljena v svojem življenjskem ciklusu. Cilj je razmislek in ugotovitev o tem, ali obstaja kakšen nezgodni scenarij, ki predstavlja nesprejemljivo tveganje. Če obstaja, je potrebno predlagati ukrepe za zmanjšanje tveganja. Zahteve za razred 2b predstavljajo minimalne zahteve za razred 3 in sprejemljivo osnovo za ocenjevanje tveganj.

Analiza tveganj je sestavljena iz opisnega (kvalitativnega) in numeričnega (kvantitativnega) dela. Oba sta predstavljena na sliki 7.1. Uporabljena metoda za določevanje tveganja mora omogočiti razvrstitev nevarnosti v določen razred, na podlagi katerega se nato izbere ukrepe za zmanjšanje tveganj, če so le-ti potrebni. Strogost ocenjevanja mora biti sorazmerna s kompleksnostjo problema in magnitudo tveganja. Za razliko od jedrske in kemijske industrije je analiza tveganj redka in neobičajna.



Slika 7.1: Pregled analize tveganj

7.3.1 Kvalitativna (opisna) analiza tveganja

V opisnem delu analize je potrebno identificirati vse nevarnosti in pripadajoče scenarije, kar je ključnega pomena za analizo tveganj. Zahteva natančen pregled in razumevanje sistema.

Tveganje za konstrukcijo lahko predstavljajo:

- visoke vrednosti vplivov,
- zmanjšana nosilnost zaradi napake pri izdelavi,
- drugačni robni pogoji od upoštevanih pri načrtovanju,
- nezgodni dogodki kot so požar, eksplozija, poplava, trk ali potres,
- nedoločene nezgodne obremenitve.

Pri opredeljevanju scenarija nevarnosti je potrebno upoštevati:

- pričakovane ali znane sprejemljive obtežbe, ki delujejo na konstrukcijo,
- robne pogoje,
- inšpekcijski režim na konstrukciji,
- zasnovo konstrukcije, uporabljen material, možne elemente izpostavljene poškodbam,
- posledice glede na vrsto in obsežnost poškodb zaradi obravnavanega scenarija.

Določiti je potrebno glavni namen uporabe stavbe, saj se le tako lahko določi posledice za primer, če konstrukcija ne bi bila sposobna preživeti tveganega dogodka.

7.3.2 Kvantitativna (numerična) analiza tveganja

V numeričnem delu analize je potrebno analizirati verjetnosti za vse nezaželene dogodke in njihove posledice. Ocene verjetnosti so zagotovo vsaj nekoliko odvisne od lastne presoje in zato lahko različne za posamezne dogodke. Če lahko neko porušitev oziroma dogodek numerično opišemo, je možno matematično določiti pričakovane posledice.

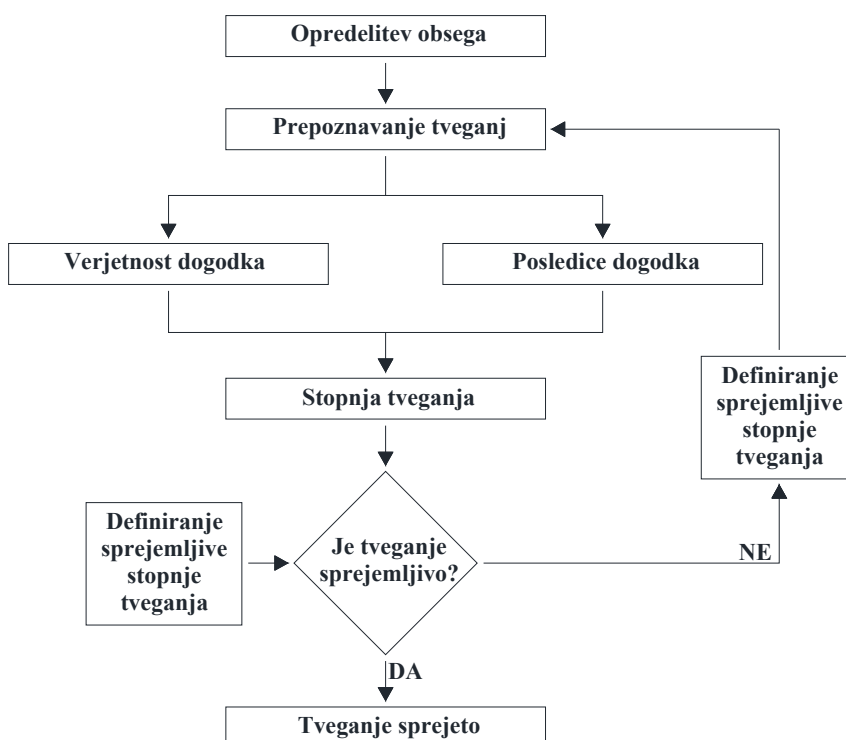
Vse negotovosti in poenostavitve v izračunih in modelih morajo biti skrbno preiščene in načrtovane. Na analizo tveganj bo imel velik vpliv:

- cilj analize tveganj in izbrane odločitve,
- podane omejitve v začetni fazi analize,
- razpoložljivost ustreznih in točnih podatkov,
- posledice neželenih dogodkov.

Ko so znani rezultati analize, morajo biti ponovno pregledane predpostavke na katerih temelji analiza.

7.3.3 Postopek ocenjevanja tveganj

Če združimo kvalitativni in kvantitativni del analize, lahko postopek ocenjevanja tveganj predstavimo z osnovnimi koraki, ki so prikazani na sliki 7.2.



Slika 7.2: Postopek analize ocenjevanja tveganja

7.3.4 Opredelitev obsega

Pri izvajanju analize tveganj je potrebno določiti njen namen (za prikaz skladnosti z direktivami in strankinimi zahtevami), časovni obzir (življenjska doba konstrukcije) in vrste nevarnosti, ki jih je potrebno upoštevati (nezgodne obtežbe).

Standard SIST EN 1991-1-7 se neposredno sklicuje na upoštevanje le nezgodnih obtežb in ne namernih napadov (teroristični napadi itd.). Vseeno pa je projektant dolžan upoštevati vse nevarnosti. Glede namernih napadov je potreben dogovor z investitorjem.

7.3.5 Prepoznavanje tveganj in nevarnosti

SIST EN 1991-1-7 določa, da je potrebno upoštevati znana in neznan tveganja ter nevarnosti, ki so v standardu določena kot dogodki z neželenimi posledicami, kar za konstrukcijo pomeni porušitev.

Nevarnosti, katerim je konstrukcija lahko izpostavljena v svojem življenjskem ciklusu, so:

- trk letala,
- zunanja eksplozija,
- poplava,
- notranja eksplozija,
- plaz,
- padanje kamenja,
- trk ladje,
- trk vlaka,
- trk vozila,
- požar,
- vandalizem,
- ekstremni vremenski pojavi,
- preobremenitve.

7.3.6 Pogostost pojava tveganj in nevarnosti

Tudi v kvalitativni metodi je potrebno določiti pogostost pojava in ga razvrstiti v določeno kategorijo kateri pripada.

Preglednica 7.1: Kategorije pogostosti

Opis	Pogostost
Pogosto	Več kot 10 na leto
Verjetno	Med 1 in 10 na leto
Občasno	Med 1 na leto in 1 na deset let
Redko	Med 1 na deset let in 1 na sto let
Zelo redko	Med 1 na sto let in 1 na tisoč let
Neverjetno	Med 1 na tisoč let in 1 na deset tisoč let

Vrednosti za pogostost pojavov so navadno določene glede na pogostost pojava v dozdajšnji zgodovini. Določene verjetnosti so tako majhne, da jih lahko kljub njihovim velikim posledicam ignoriramo. Za določena tveganja, kot je recimo teroristični napad, je zelo težko določiti pogostost. V takih primerih je potrebna presoja in dogovor z investitorjem.

7.3.7 Posledice dogodkov

Podobno kot pogostost takih dogodkov, je potrebno določiti kategorije tudi za posledice le-teh. Najpogosteje se kategorije razvrsti glede na velikost poškodovanega dela konstrukcije, lahko pa se upošteva tudi človeške posledice (smrtne žrtve, poškodbe), toda ponavadi se to klasificira ločeno.

Preglednica 7.2: Kategorije posledic

Opis	Posledice
Katastrofalne	20% do 100% porušene konstrukcije
Ekstremne	15% etaže do 20% porušene konstrukcije
Resne	Do 15% porušene etaže
Pomembne	Porušitev nosilnega elementa brez porušitve etaže
Majhne	Lokalne poškodbe brez porušitve nosilnega elementa
Zanemarljive	Brez poškodb nosilne konstrukcije

Ne smemo pozabiti, da glavni cilj ni preprečitev kakršnihkoli poškodb, ampak preprečitev nesorazmerne porušitve, ki pa je v veliki meri odvisna od dogodka, ki take poškodbe povzroči.

7.3.8 Sprejemljivost tveganja

Na podlagi stopnje tveganja se je potrebno odločiti, ali so potrebni določeni ukrepi. Določene so tri stopnje tveganja. Če je tveganje nižje od spodnje sprejemljive meje (v preglednici 7.3 označeno z zeleno barvo), niso potrebni nobeni dodatni ukrepi. Če je tveganje nad zgornjo sprejemljivo mejo (v preglednici 7.3 označeno z rdečo barvo), je označeno kot nesprejemljivo. Če pa se tveganje nahaja med spodnjo in zgornjo sprejemljivo mejo (v preglednici 7.3 je označeno z oranžno barvo), je potrebno poiskati ekonomsko optimalne rešitve.

Preglednica 7.3: Preglednica tveganja za nevarne dogodke

Katastrofalne						
Ekstremne						
Resne						
Pomembne						
Majhne						
Zanemarljive						
↑ Posledice						
Pogostost →	Neverjetno	Zelo redko	Redko	Občasno	Verjetno	Pogosto

Določena mora biti tudi sprejemljiva meja tveganja, ki temelji na:

- Individualni sprejemljivi stopnji, ki je ponavadi opredeljena kot stopnja smrtnosti zaradi nesreče oziroma kot letna verjetnost umrljivosti.
- Družbeno sprejemljivi stopnji tveganja za človeško življenje, ki je lahko časovno odvisno. Pogosto se izraža kot F-N krivulja, ki prikazuje maksimalno letno verjetnost F za nesrečo z več kot N žrtvami.

Kriteriji sprejemljivega tveganja so lahko določeni za posamezen projekt in izhajajo iz nacionalnih določb, zahtev in standardov, ali pa na podlagi izkušenj in teoretičnega znanja. Izraženi so lahko kvalitativno ali numerično.

7.3.9 Ukrepi za zmanjševanje tveganja

Ukrepi za zmanjševanje tveganja so:

- a) odstranitev ali zmanjšanje tveganja za nevarnost s predimenzioniranjem, drugačno zasnovo konstrukcije, protiukrepi za boj proti nevarnosti itd.,
- b) izognitev nevarnosti s spremembo zasnove oziroma zasedenosti, kot je recimo zaščita konstrukcije, namestitev sistema za avtomatsko gašenje itd.,

- c) nadzorovanje nevarnosti s kontrolnimi pregledi, opozorilnimi sistemi itd.,
- d) premagovanje nevarnosti s povečanimi rezervami nosilnosti ali robustnosti, omogočanjem formiranja nadomestnih obtežnih poti itd.,
- e) dovoljena kontrolirana porušitev objekta, kjer je verjetnost poškodb ali smrtnih žrtev manjša.

7.3.10 Ponoven pregled

Ponoven pregled obsega tveganja, projektiranja in predpostavk je potreben, vse dokler ni mogoče sprejeti konstrukcije z izbranimi ukrepi.

7.3.11 Predstavitev rezultatov in zaključki

V zaključnem delu sistematične analize tveganj je potrebno pridobljene rezultate, ki vsebujejo posledice in verjetnosti ter raven sprejemljivosti za vse obravnavane dogodke, predstaviti vsem investitorjem. Podrobno morajo biti obrazložene vse predpostavke in poenostavitve, ki so bile pri tem uporabljene. Vsi ukrepi za zmanjšanje tveganja morajo temeljiti na zaključkih sistematične analize tveganj.

7.4 Analiza konstrukcijskih tveganj

Ocena tveganj za konstrukcijo se lahko izvede po naslednjih korakih:

1. korak: ocena verjetnosti pojava dogodka in njegovih posledic.
2. korak: ocena verjetnosti različnih stanj poškodovanosti konstrukcije in pripadajoče posledice.
3. korak: ocena verjetnosti nezanesljivosti poškodovane konstrukcije z upoštevanjem posledic.

Skupno tveganje se izračuna po enačbi:

$$R_T = R_{dir} + R_{indir} = \\ = \sum_i^{N_E} \sum_j^{N_D} C_{dir,ij} p(D_j|E_i)p(E_i) + \sum_i^{N_E} \sum_j^{N_D} \sum_k^{N_S} C_{indir,ijk} p(S_k|D_j)p(D_j|E_i)p(E_i),$$

kjer je:

- N_H število tveganj, ki jim je konstrukcija izpostavljena,
- N_D število načinov na katere lahko dogodek, ki predstavlja tveganje, poškoduje konstrukcijo,
- N_S število stanj poškodovanosti konstrukcije, ki ponazarjajo njen odziv,
- $p(E_i)$ verjetnost za pojav dogodka E_i v življenjski dobi konstrukcije,
- $p(D_j|E_i)$ verjetnost, da bo dogodek E_i imel za posledice poškodbe D_j ,
- $p(S_k|D_j)$ verjetnost, da bo konstrukcija zaradi poškodb D_j preseгла določeno stanje poškodb,

$C_{dir,ij}$ posledice zaradi poškodb D_j ,

$C_{indir,ij}$ posledice pri prekoračitvi določenega mejnega stanja zaradi poškodb D_j .

V primerih, kjer je skupno tveganje ocenjeno kot nesprejemljivo, se lahko izvede ukrepe za ekonomsko vzdržnost konstrukcije:

- Zmanjševanje tveganja z zmanjševanjem verjetnosti $p(H_i)$ za pojav dogodka (druga lokacija objekta, varnostni sistemi itd.).
- Zmanjševanje tveganja z zmanjševanjem verjetnosti $p(D_j|H_i)$ za pojav poškodb konstrukcije ob pojavu dogodka (robustnejša konstrukcija, sistemi avtomatskega javljanja itd.).
- Zmanjševanje tveganja z zmanjševanjem verjetnosti $p(S_k|D_j)$ za doseganje stanja poškodovanosti konstrukcije, ki bi predstavljalo poslabšanje globalne stabilnosti (projektiranje konstrukcije, ki omogoča prerazporejanje obtežbe in formiranje nadomestnih obtežnih poti itd.).

7.5 PRIMER: Prikaz poenostavljenega postopka ocenjevanja tveganja za izbran dogodek

Predstavil bom poenostavljen postopek analize tveganj. Izbral bom en dogodek, ki predstavlja nevarnost za konstrukcijo. Ob upoštevanju pogostosti in njegovih posledic, bom izračunal celotno tveganje ter določil njegovo sprejemljivost oziroma nesprejemljivost. Zaradi pomanjkanja informacij o pogostosti dogodka, sem določene vhodne podatke predpostavil in prikazal njihov vpliv na rezultat.

7.5.1 Opis zgradbe

Obravnavam 3 etažno stavbo, ki je namenjena poslovni dejavnosti. Spodnja etaža vsebuje nevarne procese, ki so hkrati vitalnega pomena za obstoj podjetja, ki je tudi investitor projekta ter aktivno sodeluje pri načrtovanju konstrukcije.

Zaradi velikosti in dejavnosti, bi bila lahko stavba razvrščena v nižji razred, vendar je zaradi procesov, ki se v njej izvajajo, razvrščena v tretji razred konstrukcij. Ti procesi so zelo nevarni in pomembni pri dejavnosti, s katero se lastnik objekta ukvarja. Zato je potrebna analiza tveganj, ki jim bo stavba izpostavljena v življenjski dobi.

Zasnova konstrukcije je podobna primeru konstrukcije iz razreda 2b, kjer smo imeli jekleno okvirno konstrukcijo z mešanim sistemom za prevzemanje horizontalnih obtežb, saj smo v eni smeri le-to prevzemali z momentnimi okvirji, v drugi pa s povezji, ki so bila postavljena v robna polja.

Predvidena lokacija stavbe je, zaradi cenejšega zemljišča in transportnih prioritet, tik ob manjši mestni vpadnici, kjer je največja dovoljena hitrost vozil 90 km/h.

Pri analizi sem uporabil enake oznake stebrov kot v primeru iz razreda 2b.

7.5.2 Analiza tveganj

7.5.2.1 Opredelitev obsega

Investitor zahteva, da se pregleda in upošteva vse dejavnike in dodatne obtežbe, ki lahko predstavljajo tveganje za konstrukcijo. Hkrati določi, da mora biti analiza tveganj izvedena v skladu z navodili in priporočili, ki jih določajo standardi Evrokod. Pri izvedbi analize tveganj mora biti upoštevana življenjska doba konstrukcije, ki je ocenjena na 50 let.

Ker investitor ne zaznava posebnih groženj, iz obravnave izključi tveganja za dogodke, ki so posledica namernih terorističnih aktivnosti.

Cilj analize je določitev finančnega tveganja za konstrukcijo. Zato bo izvedena kvantitativna (numerična) analiza tveganja.

7.5.2.2 Prepoznavanje nevarnosti

Zaradi prometno nekoliko slabše urejenega predela, kjer bo zgrajena stavba, glavno nevarnost za konstrukcijo predstavlja trk vozila.

7.5.3 Pogostost pojava

Ker nimam realnih podatkov o pogostosti pojava, sem predpostavil, da je bilo v poročilu odgovorne institucije ugotovljeno, da se na predelu, kjer bo zgrajena stavba, trk vozila v stavbo zgodi v povprečju vsakih 50 let.

7.5.4 Kvantitativna analiza tveganja za trk vozila

7.5.4.1 Verjetnost dogodka

Na podlagi podanih podatkov izračunam verjetnost za trk vozila. Povratna doba za omenjen dogodek je 50 let.

$$P_{\text{dogodek}} = 1 - \left(1 - \frac{1}{R}\right)^T = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^{50} = 0,64,$$

kjer je:

T življenjska doba objekta (50 let),

R povratna doba dogodka (50 let).

7.5.4.2 Log-normalna porazdelitev amplitude dogodka

Pri modeliranju verjetnosti trka sem uporabil log-normalno porazdelitev. Standard Evrokod za modeliranje trka predpostavlja statično ekvivalentno silo, ki se spreminja glede na lokacijo stavbe. Naša stavba se nahaja na slabo urejeni mestni vpadnici, ki je že del podeželja. Za tako območje je predviden trk v velikosti 750 kN. Ker Evrokod ponavadi za obremenitve uporablja 95% fraktilo,

predpostavim log-normalno porazdelitev amplitude trka tako, da bo z vsaj 95% gotovostjo sila pri trku manjša od predvidene statične ekvivalentne sile.

Log-normalna porazdelitev je določena z enačbo:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi} x} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2 \sigma^2}},$$

kjer je:

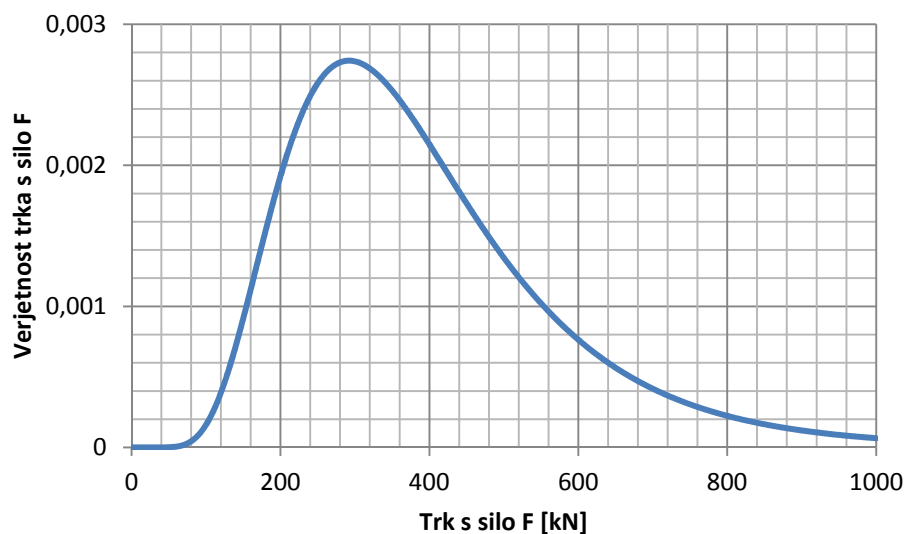
σ standardna deviacija,

μ pričakovana vrednost.

Ker nisem imel realnih podatkov o porazdelitvi amplitude trkov, sem želel predpostaviti tako porazdelitev, kjer bo večina amplitud v bližini sile, ki bi povzročila porušitev stebra. Zato sem za koeficienta porazdelitve izbral:

$$\sigma = 0,45,$$

$$\mu = 5,880.$$



Grafikon 7.1: Log-normalna porazdelitev amplitude za trk vozil

7.5.4.3 Vrednost izgradnje stavbe

Če želim oceniti sprejemljivost tveganja, je pomembna tudi vrednost celotne konstrukcije. Cena izgradnje z vso potrebno opremo je znašala 3500 €/m^2 .

Velikost stavbe:

$$A_{\text{etažne površine}} = 3 \text{ etaže} \cdot 18 \text{ m} \cdot 36 \text{ m} = 1944 \text{ m}^2.$$

Cena izgradnje celotne stavbe znaša:

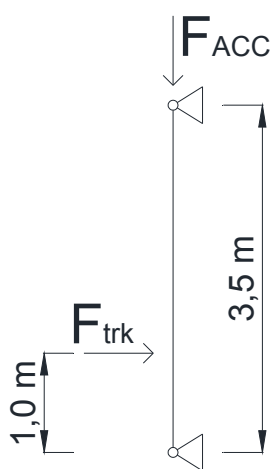
$$C_{T, \text{stavbe}} = 3500 \text{ €/m}^2 \cdot 1944 \text{ m}^2 = 6.804.000 \text{ €}.$$

7.5.4.4 Steber HEA 260

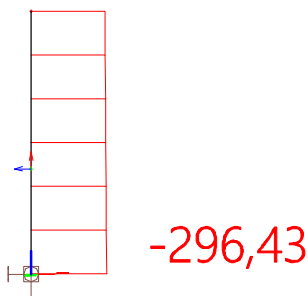
Pri oceni poškodb konstrukcije, je najbolj pomembna nosilnost elementov, na podlagi katere lahko določimo limitna stanja, v kateri se konstrukcija nahaja po trku.

Torej me zanimata sili, ki povzročita plastifikacijo in porušitev stebra.

Pri tem sem upošteval priporočilo Evrokoda, ki pri modeliranju trka predvideva statično ekvivalentno silo, ki deluje na višini med 0,5 m in 1,5 m. V tem primeru sem izbral višino 1 m. Zaradi poenostavitve sem predpostavil členkasto vpetje stebra, s čimer sem zagotovo upošteval bolj neugodno obnašanje stebra kot v realni situaciji (slika 7.3).



Slika 7.3: Model stebra za določanje obtežb za mejna stanja



Slika 7.4: Potek osnih sil v stebru za nezgodno obtežno stanje

Pri računanju upogibne nosilnosti stebra je potrebno upoštevati tudi tlačno osno silo za nezgodno obtežno stanje, ki znaša $N_{Ed} = -296,43 \text{ kN}$ (slika 7.4).

Sila trka na meji elastičnosti stebra znaša $F_{trk,pl} = 235,1 \text{ kN}$, potrebna sila trka za porušitev stebra pa znaša $F_{trk,porušitev} = 295,9 \text{ kN}$.

Za izračun sile na meji elastičnosti $F_{trk,pl}$ sem uporabil enačbo:

$$\frac{N_{Ed}}{A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1,0,$$

kjer je:

N_{Ed} tlačna osna sila v stebru,

$M_{y,Ed}$ upogibni moment v stebru na mestu delovanja sile trka,

f_y napetost na meji tečenja,

γ_{M0} delni varnostni faktor,

A površina prereza stebra,

$W_{y,el}$ elastični odpornostni moment prereza stebra okoli močne osi.

Za izračun sile ob porušitvi $F_{trk,porušitev}$ pa sem uporabil enačbo:

$$M_{N,y,Rd} = \begin{cases} M_{pl,y,Rd}, & \text{če je } n \leq 0,5a \leq 0,25 \\ M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \leq M_{pl,y,Rd}, & \text{če je } n > 0,25 \text{ ali } n > 0,5a \end{cases}$$

kjer je:

$M_{pl,y,Rd}$ plastična upogibna nosilnost stebra,

$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ nivo osne sile,

$a = \frac{A-2bt_f}{A}$ delež površine stojine.

Pri izračunih sem zanemaril uklon stebra.

7.5.4.5 Izračun verjetnosti za mejna stanja stebra

Pri opisu obnašanja stebra in posledic ob trku poznamo 3 mejna stanja:

- Elastično območje ($F_{trk} < F_{trk,pl}$), kjer ostane steber v elastičnem stanju in ni potrebna njegova zamenjava.
- Plastično območje ($F_{trk,pl} \leq F_{trk} \leq F_{trk,porušitev}$), kjer pride do plastifikacije stebra in je pri sanaciji potrebna njegova zamenjava.
- Porušitev ($F_{trk} > F_{trk,porušitev}$), kjer se steber zaradi trka poruši in je pri sanaciji potrebna njegova zamenjava.

Z upoštevanjem log-normalne porazdelitve in njene komulativne funkcije, lahko določimo verjetnost za nastop prej določenih mejnih stanj stebra.

Verjetnost, da steber ob trku ostane v elastičnem območju, znaša:

$$P_{EL} = \int_0^{F_{trk,pl}} p(x) dx = 0,18.$$

Verjetnost, da se steber ob trku plastificira, znaša:

$$P_{PL} = \int_{F_{trk,pl}}^{F_{trk,porušitev}} p(x) dx = 0,16.$$

Verjetnost, da se bo steber ob trku porušil, znaša:

$$P_{PORUŠITEV} = \int_{F_{trk,porušitev}}^{\infty} p(x) dx = 0,66.$$

7.5.4.6 Cena poškodovanega stebra

Glede na to, v kakšnem mejnem stanju je steber po trku vozila, se razlikuje tudi strošek sanacije za odpravo posledic.

7.5.4.6.1 Elastično območje

Že če se trk zgodi, se poškoduje vsaj steklena fasada. Cena popravila znaša $C_{fasada} = 300 \text{ €/m}^2$. Predpostavim, da se ob trku poškodujeta dve polji fasade.

$$A_{poškodovanafasada} = 2 \text{ polji} \cdot 6 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m} = 42 \text{ m}^2.$$

Zaradi tega je prostor neuporaben približno en mesec, kar pomeni izpad dejavnosti. Po pogovoru z investitorjem to zanj predstavlja izpad prihodkov v višini $C_{izpaddejavnosti} = 500 \text{ €/dan}$.

Ker steber ostane v elastičnem območju, njegova zamenjava ni potrebna.

$$\begin{aligned} C_{EL} &= A_{poškodovanafasada} \cdot C_{fasada} + 30 \cdot C_{izpaddejavnosti} = \\ &= 42 \text{ m}^2 \cdot 300 \text{ €/m}^2 + 30 \text{ dni} \cdot 500 \text{ €/dan} = 23.400 \text{ €}. \end{aligned}$$

7.5.4.6.2 Plastično območje

Ko nastopi plastifikacija stebra, je potrebna celotna zamenjava elementa. Pri sanaciji, v primerjavi z elastičnim območjem, dodatno zamenjamo približno 4 m poškodovanega elementa. Cena konstrukcijskega jekla znaša $800 \frac{\text{€}}{\text{t}}$. Pri računu ceno povečamo s faktorjem 3, s čimer upoštevamo še strošek dela in dodatne stroške materiala. Zamenjava dolžinskega metra stebra HEA260 torej znaša $C_{steber} = 162,5 \text{ €/m}$. Ker je obseg del pri sanaciji nekoliko večji, je tokrat potrebno upoštevati dodatnih 10 dni izpada dejavnosti.

Skupen strošek v primeru stebra v plastičnem območju znaša:

$$\begin{aligned} C_{PL} &= C_{EL} + C_{steber} \cdot 4 \text{ m} + 10 \text{ dni} \cdot C_{izpaddejavnosti} = \\ &= 23.400 \text{ €} + 108,3 \frac{\text{€}}{\text{m}} \cdot 4 \text{ m} + 10 \text{ dni} \cdot 500 \text{ €/dan} = 29.050 \text{ €}. \end{aligned}$$

7.5.4.6.3 Porušitev

Stanje porušitve nastopi, ko steber ne prenese sile trka in se poruši. Poleg vseh stroškov, ki so predvideni v elastičnem in plastičnem območju, je v tem primeru potrebna zamenjava celotne notranje opreme, kar znaša dodatnih 15.000 €. Ker je obseg del še večji kot v prejšnjem primeru, se čas izpada dejavnosti poveča za dodatnih 30 dni.

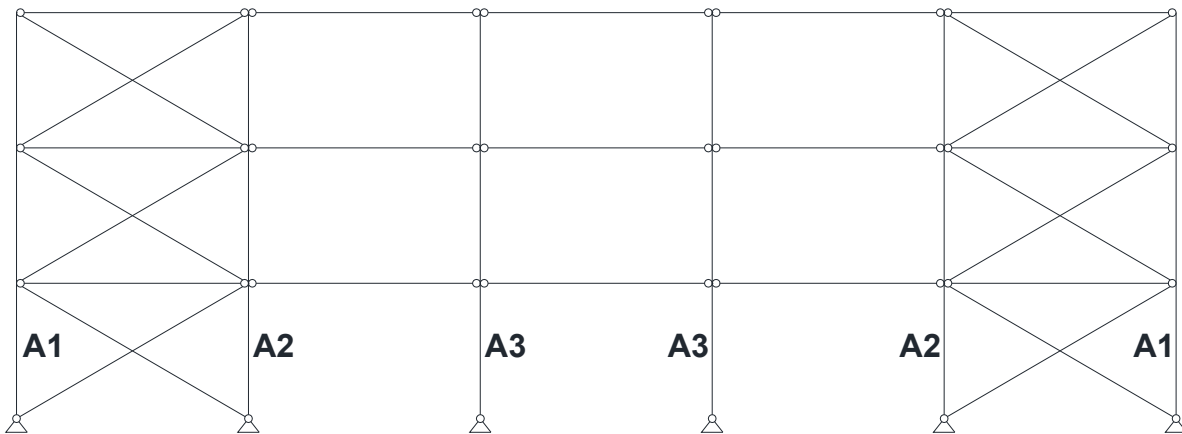
Skupen strošek v primeru porušitve stebra znaša:

$$C_{\text{porušitev}} = C_{\text{PL}} + 30 \text{ dni} \cdot C_{\text{izpada dejavnosti}} + 15.000 \text{ €} = \\ = 28.833 \text{ €} + 30 \text{ dni} \cdot 500 \text{ €/dan} + 15.000 \text{ €} = 54.050 \text{ €}.$$

7.5.4.7 Odziv konstrukcije

Pri porušitvi stebra je potrebno analizirati globalni odziv konstrukcije, saj je velikost poškodb in cena sanacije, v veliki meri odvisna od robustnosti konstrukcije in njeni sposobnosti za prerazporeditev dodatne obtežbe, ki se pojavi ob odmaknjenem stebri.

Odziv konstrukcije je različen za vsak posamezen primer odmaknjenega stebra. V mojem primeru predpostavim, da so zaradi lokacije in orientacije stavbe nevarnosti za trk vozila izpostavljeni vsi stebri v vzdolžni osi A. Zato bom na posameznih primerih analiziral globalni odziv konstrukcije in podal strošek sanacije. Pri tem bom upošteval rezultate, ki sem jih pridobil z metodo namišljene odstranitve stebrov pri razredu konstrukcij 2b.



Slika 7.5: Oznake stebrov na osi A

Zaradi simetrije lahko predpostavim, da imam v osi A tri pare stebrov z oznakami A1, A2 in A3.

Verjetnost, da bo pri trku vozila zadet ravno steber s posamezno oznako, znaša:

$$P_{\text{Steber},A1} = P_{\text{Steber},A2} = P_{\text{Steber},A3} = \frac{n_{Ai}}{n_{A,T}} = \frac{2}{6} = 0,33,$$

kjer je:

$P_{\text{Steber},Ai}$ verjetnost, da bo zadet steber z oznako Ai ,

n_{Ai} število stebrov z oznako A_i ,
 $n_{A,T}$ skupno število stebrov v vzdolžni osi A.

7.5.4.7.1 Steber A1

Če pride do porušitve stebra A1, ostane konstrukcija v elastičnem stanju. Zato sta verjetnost za poškodbe konstrukcije in strošek sanacije v tem primeru enaka:

$$P_{\text{Konstrukcija,A1}} = 0,$$

$$C_{\text{Konstrukcija,A1}} = 0.$$

7.5.4.7.2 Steber A2

Pri porušitvi stebra A2 se plastificirata prečki prečnega okvirja in diagonala povezja, vendar deformacije nikjer ne presežejo maksimalne dovoljene vrednosti $\varepsilon_{lim} = 5\%$. V sanaciji je potrebna njihova zamenjava. Strošek zamenjave prečk IPE 360 znaša $C_{IPE360} = 136,1 \text{ €/m}$, strošek zamenjave diagonal pa $C_{diagonala} = 6,7 \text{ €/m}$.

Verjetnost, da bo prišlo do poškodb konstrukcije zaradi porušitve stebra A2, znaša:

$$P_{\text{Konstrukcija,A2}} = 1.$$

Skupen strošek za sanacijo konstrukcije v primeru porušitve stebra A2 znaša:

$$C_{\text{Konstrukcija,A2}} = 2 \cdot l_{IPE360} \cdot C_{IPE360} + 2 \cdot l_{diagonala} \cdot C_{diagonala} = 1726,1 \text{ €}.$$

7.5.4.7.3 Steber A3

Pri analizi odziva konstrukcije pri odmaknjenem stebri A3 so rezultati pokazali, da pride do porušitve, saj so deformacije v konstrukciji presegle maksimalno dovoljeno vrednost $\varepsilon_{lim} = 5\%$.

Verjetnost, da bo prišlo do poškodb konstrukcije zaradi porušitve stebra A3, znaša:

$$P_{\text{Konstrukcija,A3}} = 1.$$

Poruši se celotna stavba nad odmaknjenim stebrom, kar znaša:

$$A_{\text{poškodovana,A3}} = 2 \text{ etaže} \cdot 2 \text{ polji} \cdot 6 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 144 \text{ m}^2.$$

Strošek za popravilo poškodb in izpad dejavnosti znaša $C_{\text{Obnova}} = 8000 \text{ €/m}^2$.

Skupen strošek za sanacijo konstrukcije v primeru porušitve stebra A3, znaša:

$$C_{\text{Konstrukcija,A3}} = A_{\text{poškodovana,A3}} \cdot C_{\text{Obnova}} = 144 \text{ m}^2 \cdot 8000 \text{ €/m}^2 = 1.152.000 \text{ €}.$$

7.5.5 Izračun stopnje tveganja

7.5.5.1 Stopnja tveganja pri trku v steber A1

$$R_{A1} = P_{\text{Steber,A1}}(C_{\text{EL}}P_{\text{EL}} + C_{\text{PL}}P_{\text{PL}} + C_{\text{Porušitev}}P_{\text{Porušitev}} + C_{\text{Konstrukcija,A1}}P_{\text{Konstrukcija,A1}}P_{\text{Porušitev}}) = 14.823,7 \text{ €}.$$

7.5.5.2 Stopnja tveganja pri trku v steber A2

$$R_{A2} = P_{\text{Steber,A2}}(C_{\text{EL}}P_{\text{EL}} + C_{\text{PL}}P_{\text{PL}} + C_{\text{Porušitev}}P_{\text{Porušitev}} + C_{\text{Konstrukcija,A2}}P_{\text{Konstrukcija,A2}}P_{\text{Porušitev}}) = 15.265 \text{ €}.$$

7.5.5.3 Stopnja tveganja pri trku v steber A3

$$R_{A3} = P_{\text{Steber,A3}}(C_{\text{EL}}P_{\text{EL}} + C_{\text{PL}}P_{\text{PL}} + C_{\text{Porušitev}}P_{\text{Porušitev}} + C_{\text{Konstrukcija,A3}}P_{\text{Konstrukcija,A3}}P_{\text{Porušitev}}) = 269.711 \text{ €}.$$

7.5.5.4 Skupna stopnja tveganja

Ko imamo določene verjetnosti in posledice za vse možne scenarije pri posameznem dogodku, lahko določimo skupno oceno tveganja.

$$R_T = P_{\text{dogodek}}(R_{A1} + R_{A2} + R_{A3}) = 190.659 \text{ €}.$$

Rezultat nam pove, da investitor v življenjski dobi konstrukcije tvega 190.659 € za primer trka vozila, kar je 2,8% vrednosti celotne investicije.

7.5.6 Sprejemljivost tveganja

Če želimo presojati o sprejemljivosti določenega tveganja, moramo imeti najprej določeno stopnjo sprejemljivosti. Investitor je na podlagi ekonomske situacije določil, da mejo sprejemljivosti tveganja določa 2% vrednosti celotne konstrukcije.

V primeru analize tveganja za trk vozila ugotovim, da je meja sprejemljivosti presežena in izbran dogodek označim kot nesprejemljiv. Zato bodo potrebni ukrepi za zmanjševanje tveganja.

7.5.7 Ukrepi za zmanjševanje tveganja

Zmanjševanja tveganja se lahko lotimo na več načinov:

- zmanjševanje verjetnosti za pojav dogodka (sprememba prometne ureditve v bližini stavbe, varnostne ograje, druga lokacija stavbe itd.),
- zmanjševanje posledic dogodka (robustnejša konstrukcija, omejitve hitrosti, pozicioniranje občutljivejše in dražje opreme ter zahtevnih procesov v področje stavbe, ki je manj izpostavljen itd.).

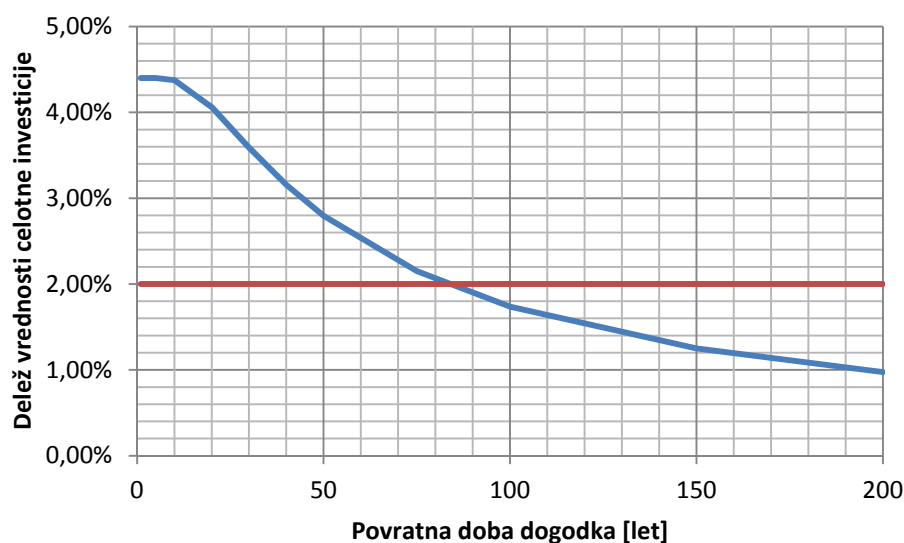
V nadaljevanju so predstavljeni vplivi določenih ukrepov na zmanjševanje tveganja.

7.5.7.1 Zmanjševanje verjetnosti za pojav dogodka

Eden od osnovnih in najcenejših ukrepov za zmanjševanje verjetnosti za pojav trka vozila je ureditev prometne infrastrukture. Če uspemo povečati povratno dobo za trk vozila s prvotnih 50 let na 75 let, se verjetnost za pojav dogodka s 64% zmanjša na 49%. V preglednici 7.4 je predstavljen vpliv parametra povratne dobe dogodka na skupno tveganje pri upoštevanju 50 letne življenjske dobe objekta. Opazimo, da z manjšanjem pogostosti dogodka, zmanjšujemo tudi verjetnost za pojav dogodka v življenjski dobi konstrukcije. Če bi želeli zadostiti investitorjevi zahtevi za sprejemljivost tveganja, bi torej morali sprejeti take ukrepe, ki bi zmanjšali pogostost trkov vozil v stavbe na tistem območju, in s tem povečati povratno dobo dogodka. Iz preglednice 7.4 in grafikona 7.2 lahko razberemo, da bi potrebovali povečanje povratne dobe za trk vozila na približno 85 let.

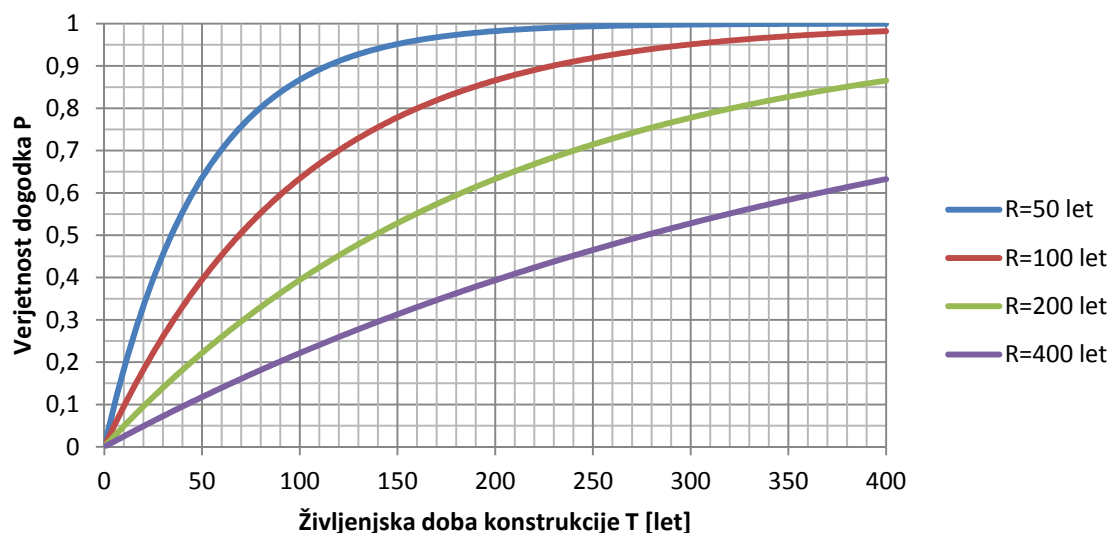
Preglednica 7.4: Vpliv povratne dobe dogodka na tveganje

Povratna doba	Verjetnost za dogodek	Skupno tveganje	Delež vrednosti konstrukcije
1	1,000	299.859 €	4,41%
5	1,000	299.855 €	4,41%
10	0,995	298.314 €	4,38%
20	0,923	276.789 €	4,07%
30	0,816	244.809 €	3,60%
40	0,718	215.302 €	3,16%
50	0,636	190.659 €	2,80%
75	0,489	146.595 €	2,15%
100	0,395	118.442 €	1,74%
150	0,284	85.240 €	1,25%
200	0,222	66.475 €	0,98%



Grafikon 7.2: Vpliv povratne dobe dogodka na delež tveganja

Pri verjetnosti za pojav dogodka ima pomembno vlogo tudi življenjska doba objekta. Pri manjših vrednostih življenjske dobe objekta, je manjša tudi verjetnost dogodka, kar je razvidno iz grafikona 7.3.



Grafikon 7.3: Vpliv življenjske dobe objekta in povratne dobe dogodka na verjetnost

7.5.7.2 Zmanjševanje posledic dogodka

Pri zmanjševanju posledic dogodka, se osredotočimo na ukrepe, ki vplivajo na velikost poškodb in magnitudo dogodka.

7.5.7.2.1 Zmanjševanje amplitude dogodka

Eden izmed ekonomsko najbolj učinkovitih ukrepov za zmanjšanje amplitude trka vozila, je zagotovo omejitev hitrosti. Če bi bila hitrost omejena na 50 km/h, Evrokod za ceste v območju mesta

predvideva ekvivalentno statično silo v velikosti 500 kN, pri objektih na avtocestah pa silo 1000 kN. Ob upoštevanju nespremenjenega parametra standardne deviacije log-normalne porazdelitve amplitude trka, se zelo spremenijo verjetnosti za posamezna mejna stanja stebra HEA260 in posledično tudi skupno tveganje.

Preglednica 7.5: Vpliv amplitude trka na stopnjo tveganja

Ekvivalentna statična sila po EC	P_{EL}	P_{PL}	$P_{Porušitev}$	Skupno tveganje	Delež celotne investicije
500 kN	0,487	0,197	0,316	99.035 €	1,46%
750 kN	0,175	0,161	0,66	190.659 €	2,80%
1000 kN	0,058	0,086	0,856	241.131 €	3,54%

Iz preglednice 7.5 je razvidno, da z večanjem amplitude trka večamo tudi tveganje za konstrukcijo. Torej lahko za ukrep v mojem primeru uporabim omejitev hitrosti na 50 km/h, s čimer bi zmanjšal delež tveganja v primerjavi s celotno investicijo na 1,45% in s tem zadostil investitorjevim zahtevam. Tak ukrep je tudi ekonomsko zelo učinkovit, saj postavitve signalizacije za omejitev hitrosti v primerjavi s celotno investicijo predstavlja izredno majhen delež.

7.5.7.2.2 Zmanjševanje tveganja z manjšanjem posledic (poškodb)

Če želimo zmanjšati posledice trka vozila, lahko povečamo prerez stebrov, s čimer zmanjšamo verjetnost za porušitev stebra.

Preglednica 7.6: Vpliv prereza stebra na stopnjo tveganja

Prerez stebra	P_{EL}	P_{PL}	$P_{Porušitev}$	Skupno tveganje	Delež celotne investicije
HEA260	0,17575	0,161	0,66	190.659 €	2,80 %
HEA280	0,318	0,198	0,484	143.244 €	2,10 %
HEA300	0,526	0,178	0,297	93.755 €	1,38 %
HEA320	0,672	0,142	0,185	64.188 €	0,94 %

S povečanjem prereza stebra se pričakovano izboljša odziv konstrukcije, saj zmanjšamo verjetnost, da bo pri trku prišlo do porušitve stebra. Že s povečanjem na prerez HEA300 zadostimo zahtevam investitorja. Glede na to, da bi bilo potrebno povečati le najbolj izpostavljene stebre, lahko tudi tak ukrep označim kot ekonomsko učinkovitega.

7.5.8 Sprejetje tveganja

Če je tveganje po uporabi ukrepov sprejeto s strani investitorja, se lahko analiza tveganj zaključi. V zaključnem poročilu morajo biti predstavljena vsa tveganja za konstrukcijo in njihova analiza. Podrobno morajo biti opisane tudi uporabljene predpostavke in morebitne poenostavitve, informacije o viru pridobljenih podatkov, morebitni ukrepi itd.

7.6 Zaključek metode ocenjevanja tveganj

Analiza konstrukcijskih tveganj je zagotovo eden najzahtevnejših postopkov za določitev sprejemljive odpornosti konstrukcije. Če želimo, da so rezultati analize korektni, so potrebni zanesljivi vhodni podatki o pogostosti določenega dogodka, porazdelitvi njegove amplitude itd.

V mojem primeru sem ravno zaradi tega na začetku analize uporabil določene predpostavke in poenostavitve. Ker je bila tudi stavba izmišljena, sem imel dovolj maneverskega prostora, da sem si lahko prilagodil podatke o lokaciji stavbe, prometni ureditvi v njeni okolici in procesih, ki se izvajajo v njej. Pri vsem tem je bil cilj čim bolj nazoren prikaz poenostavljenega postopka za določanje tveganja, ki ga izbran dogodek predstavlja za konstrukcijo.

Zaradi prevelikega števila neznank, so tudi cene za sanacijo ob poškodbah konstrukcije izbrane na podlagi lastne presoje in občutka. Zato dopuščam možnost, da so povsem zgrešene. Toda glede na to, da tudi stopnjo sprejemljivosti tveganja določi investitor, kar v mojem primeru ni bilo izvedljivo, so cene drugotnega pomena. Cilj analize je, kot že rečeno, poenostavljen prikaz postopka ocene tveganj in predstavitev vpliva posameznih spremenljivk uporabljenih v postopku ter izbranih ukrepov na končno tveganje.

8 ZAKLJUČEK

V diplomski nalogi sem obravnaval robustnost jeklenih okvirnih konstrukcij in predvsem njihovo občutljivost na nesorazmerno porušitev. Zanimanje za robustnost se je skozi zadnja leta vse bolj stopnjevalo zaradi katastrofalnih porušitev objektov kot so Ronan Point Apartment Tower v Londonu, Skyline Plaza v Virginiji, L'Ambiance Plaza v Bridgeportu, Svetovni trgovinski center v New Yorku, itd. Razlog za porušitev teh objektov je različen. V vseh primerih je prišlo do nezgodnega dogodka, katerega vpliv je težko predvidljiv. Toda vselej je bila težava v razsežnosti poškodb, ki so bile nesorazmerne s prvotnim vzrokom.

Da je potrebno take dogodke preprečiti, je ena glavnih zahtev konstrukcijskih standardov Evrokod. Glavni dokument, ki obravnava robustnost konstrukcij in preprečevanje nesorazmerne porušitve, je Evrokod 1 in njegov del z oznako SIST EN 1991-1-7. Ker je zelo težko oziroma praktično nemogoče določiti vplive nezgodnih dogodkov, Evrokod priporoča uporabo strategije, ki preprečuje nesorazmerno porušitev. Glavni ukrepi za zagotavljanje robustnosti temeljijo na snovanju konstrukcij, ki omogočajo alternativne poti prenosa obtežbe ob porušitvi nosilnega elementa.

Stavbe razvršča v 4 razrede posledic. Pri tem upošteva kriterije velikosti, obiskanosti in namebnosti. Za vsak posamezen razred so natančno določene minimalne zahteve za robustnost.

Za prvi, in hkrati najnižji razred, so zahteve najmanjše, kar je pričakovano, saj so sem uvrščeni predvsem kmetijski objekti, posamezne stanovanjske hiše in ostali objekti, ki ne predstavljajo velikega pomena za družbo. Predvideno je zagotavljanje minimalnih horizontalnih vezi. Zahtevo preverimo s kontrolo nosilnosti elementov in spojev, ki tvorijo vezi, na natezno silo v velikosti 75 kN. Na primeru kmetijskega in stanovanjskega objekta, ki sem ju najprej dimenzioniral za mejno stanje nosilnosti, se je izkazalo, da z zagotavljanjem robustnosti ni nikakršnih težav. Uporabljeni momentni spoji so močno presegle natezno nosilnost, ki jo zahtevajo minimalne horizontalne vezi. Podobno se je izkazalo tudi za členkaste spoje, toda izkoriščenost le-teh je bila za primer obremenitve z natezno silo 75 kN neprimerno višja. Vseeno pa so vsi spoji zadostili minimalnim zahtevam. Pri tem je potrebno poudariti, da se obremenitve z natezno silo v vezi ne kombinira z ostalimi vplivi in se je ne vnaša v računski model konstrukcije, saj jo je potrebno upoštevati le na nivoju posameznega spoja oziroma elementa in se ne prenaša po konstrukciji.

V drugem razredu posledic so stavbe razdeljene v dve skupini, in sicer na razred 2a z nizkim tveganjem, in 2b z visokim tveganjem.

Za stavbe uvrščene v 2a razred posledic se zahteve glede robustnosti nekoliko zaostrijo. Za horizontalne vezi je tukaj predvedena efektivna natezna sila, ki je odvisna od obremenitve v zgornji etaži. Minimalne zahteve pa ostanejo enake kot v primeru iz prvega razreda. Velikost natezne sile je sedaj odvisna od razpona med vezmi, lokacije in dejanske obremenitve. Za primer poslovne stavbe, ki

je bila uvrščena v ta razred, je največja natezna sila v vezi znašala $T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}$. V smeri te vezi horizontalne obremenitve prevzemamo s pomičnimi okvirji, kjer so spoji prečka–steber momentni. Zato se je ponovno izkazalo, da tudi pri prevzemanju efektivne natezne sile v vezi ti spoji nimajo težav. V drugi smeri konstrukcije, kjer horizontalno obtežbo prevzema diagonalno povezje v zavetrovanem polju, je največja natezna sila v horizontalni vezi znašala minimalnih 75 kN . Kljub temu, da so spoji prečka–steber v tej smeri členkasti, sem že pri prejšnjem razredu konstrukcij ugotovil, da so le-ti dovolj robustni. Ker me je nekoliko podrobneje zanimal odziv členkastih spojev pri večjih obremenitvah, sem spremenil zasnovo nosilne konstrukcije. Sedaj horizontalno obtežbo v obeh smereh prevzemajo nepomični okvirji z diagonalnimi povezji. Tako je moral najbolj obremenjen členkast spoj, za primer nezgodnega obtežnega stanja, prenesti natezno silo $T_{i,1} = 187,2 \text{ kN}$. Izkazalo se je, da je v primerjavi z mejnim stanjem nosilnosti tokrat potrebno izboljšanje spoja, kar lahko storimo z izbiro dodatnega vijaka, povečanjem vijakov ali debelejšo vezno pločevino.

Ugotovil sem, da so členkasti spoji veliko bolj občutljivi in izpostavljeni ob morebitnem nezgodnem obtežnem stanju. Zato jim je potrebno ob njihovi uporabi nameniti nekoliko večjo pozornost.

Če je stavba razvrščena v razred 2b, imamo na razpolago tri različne metode za kontrolo in zagotavljanje robustnosti. Prva metoda z vezmi je le nadgradnja efektivnih horizontalnih vezi iz prejšnjega razreda posledic. Dodatno je namreč potrebno zagotoviti tudi vertikalne vezi, s čimer se zagotovi neprekinjenost stebrov in lažje prerazporejanje obtežbe po konstrukciji. Na primeru šolskega objekta, ki se je v ta razred uvrstil zaradi namembnosti in velikosti, sem stebre spojil na sredini druge etaže. Natezna računsko sila v spoju je bila izračunana po podani enačbi, ki upošteva dejansko obtežbo na konstrukciji in je znašala $N_{Ed} = 942,55 \text{ kN}$. Pri tem je potrebno poudariti, da standard za izračun sile uporabi obtežno kombinacijo za mejno stanje nosilnosti in ne za nezgodno stanje.

Alternativa metodi z vezmi predstavlja metoda namišljene odstranitve elementov, ki predvideva analizo globalnega odziva konstrukcije ob posamičnem odmikanju stebrov. Tega sem se lotil tako, da sem izbran šolski objekt najprej dimenzioniral za mejno stanje nosilnosti. Nato sem s programskim orodjem Abaqus pripravil model konstrukcije, ki je upošteval nelinearno obnašanje materiala. Tako sem lahko natančno opazoval razvoj plastičnih členkov na konstrukciji v primeru odstranjenega stebra. Edino omejitev za to metodo predstavlja poškodovana površina, ki je posledica odmaknjenega stebra. Dogovorjeno je, da mora biti poškodovana površina ob odmaknjenem stebri manjša od 100 m^2 oziroma 15% etažne površine. Zato sem to metodo lahko uporabil za vse zunanje stebre. Pri odmikanju stebrov se je pokazalo, da je pri odzivu konstrukcije zelo pomembna njena zasnova. Če horizontalno obtežbo vsaj v eni smeri prevzema momentni okvir, so bile deformacije v prečkah ob odmaknjenem stebri v večini primerov manjše od maksimalne dovoljene vrednosti $\varepsilon_{lim} = 5\%$. Težava je bila le v primeru odmaknjenega stebra A3, ki je bil preveč oddaljen od povezja v robnem polju. Vertikalni pomik na mestu umaknjenega stebra, ki je bil potreben za aktiviranje povezja, je bil prevelik in je povzročil preveliko deformacijo v prečki prečnega momentnega okvirja.

Najenostavnejša rešitev je bila povečanje prečke okvirja z IPE360 na IPE400. Rešitev sem iskal tudi z večanjem povezja, vendar se je izkazalo, da so potrebne veliko močnejše diagonale od tistih, ki jih zahteva potresno obtežno stanje. Vse te analize so temeljile na predpostavki, da so momentni spoji prečka–stember polnonosilni, saj je le tako omogočen razvoj plastičnih členkov v prečki okvirja.

Pomembna je bila tudi ustrezna razporeditev povezij po konstrukciji, saj prej omenjenih težav ni bilo v primeru, ko so bila povezja v vsakem drugem polju. Tako se je vselej dovolj obtežbe prerazporedilo tudi v natezne diagonale in tako preprečilo preveliko deformacije v prečkah prečnega okvirja.

Ponovno pa se je izkazalo, da so za prerazporejanje obtežbe najmanj ustrezni nepomični okvirji s členkastimi povezavami med prečkami in stebri. Zato sem v naslednjem primeru obravnaval konstrukcijo, kjer horizontalno obtežbo v obeh smereh prevzemajo povezja. Odziv konstrukcije ob odmaknjenih stebrih je veliko slabši. Opravka sem imel s pomiki v velikosti 2 m. Rešitev so predstavljale le veliko močnejše diagonale, ki so bile dovolj toge, da so omogočile razvoj vravnega efekta, ki je obremenitev prenesel do povezja. Taka rešitev se mi je zdela nekoliko nesmiselna, saj so močnejše diagonale ob potresu neizkoriščene in je potrebno elemente, ki jih ob potresu varujemo, dimenzionirati na veliko večjo silo. V mojem primeru so imeli sicer stebri še dovolj rezerve, da so prenesli tudi dodatno obremenitev. Vseeno pa bi se kot projektant izogibal takim konstrukcijam, saj so veliko bolj občutljive in imajo manjšo sposobnost formiranja alternativnih poti v neugodnih situacijah. Težavo predstavljajo tudi veliko večje natezne sile v spojih, ki so v tem primeru narasle vse do 600 kN in zelo presegle vrednosti po metodi efektivnih horizontalnih vezi. Potrebno je opomniti, da v teh izračunih ni upoštevana betonska plošča, ki bi zagotovo vplivala na nosilnost.

Kadar je pri odstranitvi stebra poškodovana površina prevelika, sem uporabil metodo ključnih elementov, s katero sem notranje stebre dimenzioniral na neugodno obtežbo $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$. Izkazalo se je, da je stember HEA260 sposoben prenesti tako obremenitev. Res pa je, da sem pri računu uporabil predpostavko glede nosilnosti nekonstrukcijskih elementov (sten), ki so povezane s stebrom. Izbral sem, da je njihova nosilnost $2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, kar pomeni, da so ob eksploziji hitro porušeni in tako ne predstavljajo dodatne obremenitve za stember. V realni situaciji je potrebno upoštevati dejanske nosilnosti, saj lahko zelo vplivajo na rezultat.

Če stavba preseže omejitve velikosti iz prejšnjih razredov, jo obiskuje veliko ljudi hkrati, ali pa se v njej izvajajo nevarni procesi, jo razvrstimo v tretji razred posledic. Minimalne zahteve, ki veljajo za ta razred, so enake zahtevam za razred 2b. Dodatno je tukaj predvidena sistematična ocena tveganj konstrukcije za nevarnosti, ki jim bo v svojem življenjskem ciklusu izpostavljena. Na primeru stavbe, v kateri naj bi se izvajali nevarni procesi, sem prikazal poenostavljen postopek ocene tveganja za dogodek trka vozila. Pri tem naj poudarim, da sem pri izračunu uporabil veliko predpostavk, saj taka analiza zahteva ogromno natančnih vhodnih podatkov, ki niso na voljo. Tako sem predpostavil verjetnost dogodka in porazdelitev njegove amplitude. Pri odzivu konstrukcije sem zaradi enake

statične zasnove upošteval rezultate iz primera 2b. Oceno finančnega tveganja za trk vozika sem nato preračunal na podlagi predpostavljenih cen za sanacijo in obnovo. O realni sprejemljivosti takega tveganja je težko odločati, saj vsak investitor zase ve, koliko je pripravljen tvegati. Po mojih ocenah in izračunih, tveganje za trk vozila v življenjski dobi konstrukcije iz primera predstavlja slabe 3% vrednosti investicije. Tak pristop nam da oceno o sprejemljivosti, ki pa je seveda močno odvisen od vhodnih podatkov. Le-te je zelo težko pridobiti oziroma so zanje potrebne obsežne študije. Veliko težavo pa predstavlja tudi meja sprejemljivosti tveganja, ki je zelo subjektivno določena in lahko temelji na finančnem tveganju ali pa celo na številu smrtnih žrtev, kjer pa je zelo težko odločati kaj je sprejemljivo in kaj ne.

VIRI

Way, A. 2011. Structural robustness of steel framed buildings. SCI (The steel construction institute), P391.

Jahromi, H.Z., Izzuddin, B.A., Nethercot, D.A., Donahue, S., Hadjioannou, M., Williamson, E.B., Engelhardt, M., Stevens, D., Marchand, K., Waggoner, M. 2012. Robustness Assessment of Building Structures Under Explosion. *Buildings* 2: 497–518.

Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A. 2007. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework. *Engineering structures* 30: 1308–1318.

Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A. 2007. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss – Part II: Application. *Engineering structures* 30: 1424–1438.

Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Jahromi, H.Z. 2013. Modelling approaches for robustness assessment of multi-storey steel-composite buildings. *Engineering structures* 51: 278–294.

Al-Thairy, H., Wang, Y.C. 2013. An assessment of the current Eurocode 1 design methods for building structure steel columns under vehicle impact. *Journal of Constructional Steel Research* 88: 164–171.

Fu, F. 2009. Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method. *Journal of Constructional Steel Research* 65: 1269–1278.

Zareh, H. 2011. Abaqus/CAE Material Nonlinearity Tutorial. Portland, Portland State University, Mechanical Engineering: 16 str.

Nielsen, J.J. 2009. Probabilistic analysis of the robustness of earthquake resistant steel structures. Master Thesis. Aalborg, Faculty of Engineering, Science and Medicine Aalborg, Department of Civil Engineering (samozaložba J.J. Nielsen): 115 str.

Kokot, S. 2009. Literature Survey on Current Methodologies of Assessment of Building Robustness and Avoidance of Progressive Collapse. Ispra, European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen: 79 str.

Standardi:

SIST EN 1990: 2004. Evrokod 0: Osnove projektiranja konstrukcij. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-1. Del: Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1: 2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-3. Del: Splošni vplivi - Obtežba snega. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-1: 2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-4. Del: Splošni vplivi - Obtežbe vetra. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1991-1-7: 2006. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije - 1-7. Del: Splošna pravila – Nežgodni vplivi. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1993-1-1: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-1. Del: Splošna pravila in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1993-1-1: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-5. Del: Elementi pločevinaste konstrukcije. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1993-1-8: 2005. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcij - 1-8. Del: Projektiranje spojev. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-1-1: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 1. Del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST EN 1998-3: 2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij - 3. Del: Ocena in prenova stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.