

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:

Klemenčič, D., 2014. Uporaba napredne metode za preverjanje požarne odpornosti jeklene stavbe. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Korelc, J., somentor Sinur, F.): 46 str.

Datum arhiviranja: 03-10-2014

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:

Klemenčič, D., 2014. Uporaba napredne metode za preverjanje požarne odpornosti jeklene stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljani, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Korelc, J., co-supervisor Sinur, F.): 46 pp.

Archiving Date: 03-10-2014

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 ŠTUDIJSKI
PROGRAM PRVE STOPNJE
GRADBENIŠTVO

Kandidat:

DOMINIK KLEMENČIČ

**UPORABA NAPREDNE METODE ZA PREVERJANJE
POŽARNE ODPORNOSTI JEKLENE STAVBE**

Diplomska naloga št.: 170/B-GR

**APPLICATION OF ADVANCED METHOD TO ASSESS
FIRE RESISTANCE OF STEEL BUILDING**

Graduation thesis No.: 170/B-GR

Mentor:

prof. dr. Jože Korelc

Predsednik komisije:

prof. dr. Jože Korelc

Somentor:

doc. dr. Franc Sinur

Ljubljana, 25. 09. 2014

STRAN ZA POPRAVKE

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani Dominik Klemenčič izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom »Uporaba napredne metode za preverjanje požarne odpornosti jeklene stavbe«.

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

Izjavljam, da dovoljujem objavo elektronske različice v digitalnem repozitoriju.

Ljubljana, 22. 9. 2014

Dominik Klemenčič

ZAHVALA

Za strokovno pomoč, nasvete in potrpežljivost pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju prof. dr. J. Korelcu in somentorju doc. dr. F. Sinurju.

Največja zahvala gre očetu, mami, bratu in sestri. Hvala, ker ste mi vedno stali ob strani in verjeli v uspeh.

Hvala tudi prijateljem za podporo in popestritev študija.

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.014.2(497.4)(043.2)
Avtor:	Dominik Klemenčič
Mentor:	prof. dr. Jože Korelc
Somentor:	doc. dr. Franc Sinur
Naslov:	Uporaba napredne metode za preverjanje požarne odpornosti jeklene stavbe
Tip dokumenta:	Diplomska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema:	46 str., 26 pregl., 16 sl., 27 pril.
Ključne besede:	jeklene konstrukcije, potresna analiza, dimenzioniranje, požarna odpornost, MACS+

Izvleček:

V diplomski nalogi je obravnavan štirietažni objekt. Glavni del jeklene nosilne konstrukcije predstavljajo momentni okvirji, ki prenašajo celotno vertikalno obtežbo in horizontalno obtežbo v prečni smeri. Sekundarni nosilci skupaj s stebri momentnega okvirja tvorijo štiri okvirje v vzdolžni smeri. Za prenos horizontalne obtežbe v vzdolžni smeri, so na obeh zunanjih okvirjih nameščena po tri centrična povezja. Notranje statične količine za mejno stanje nosilnosti in pomiki za mejno stanje uporabnosti so določeni z elastično globalno analizo ob upoštevanju teorije drugega reda. Globalna nepopolnost je upoštevana z vodoravnim zamikom momentnega okvirja. Potresna analiza je izvedena z uporabo poenostavljene metode nadomestnih horizontalnih sil. Dimenzioniranje je izvedeno v skladu s pravili potresno odporne gradnje. Konstrukcija dosega visoko stopnjo duktilnosti. S programom MACS+ je določena požarna odpornost sovprežnega stropa. Pri tem je upoštevano membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom.

BIBLIOGRAPHIC – DOKUMENTALISTIC INFORMATION WITH SUMMARY

UDC: 624.014.2(497.4)(043.2)

Author: Dominik Klemenčič

Supervisor: prof. Jože Korelc, Ph.D.

Cosupervisor: assist. prof. Franc Sinur, Ph.D.

Title: Application of advanced method to assess fire resistance of steel building

Document type: Graduation Thesis – University studies

Notes: 46 p., 26 tab., 16 fig., 27 ann.

Key words: steel construction, seismic analysis, design structure, fire resistance, MASC+

Abstract:

The thesis deals with a four-storey building. The main part of the steel load-bearing construction is represented by moment resisting frames that carry the entire vertical load and the horizontal load in the transverse direction. The secondary beams, together with the moment resisting frame columns form the four frames in the longitudinal direction. For the transfer of the horizontal loads in the longitudinal direction, three centric brace systems are placed on both outer frames. The internal forces for the ultimate limit states and displacements for the serviceability limit states are determined by the elastic global analysis, taking into account the second order analysis. The global imperfection is taken into account by a horizontal offset of the moment resisting frame. Seismic analysis is performed using lateral force method. The design is carried out in accordance with the rules for earthquake-resistant. The construction achieves a high ductility level. Fire resistance of the composite floor is defined with MACS+. The membrane effect in the functioning of the composite floor during a fire is taken into account.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	TEHNIČNO POROČILO	2
2.1	OPIS OBJEKTA	2
2.2	NOSILNA KONSTRUKCIJA	2
3	OBTEŽBA	4
3.1	LASTNA IN STALNA OBTEŽBA.....	4
3.2	KORISTNA OBTEŽBA.....	5
3.3	OBTEŽBA SNEGA	5
3.4	OBTEŽBA VETRA	5
3.4.1	<i>Osnovna hitrost vetra</i>	6
3.4.2	<i>Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra</i>	6
3.4.3	<i>Vpliv vetra na zunanje ploskve</i>	7
3.5	KOMBINACIJE VPLIVOV	9
3.5.1	<i>Varnostni in kombinacijski faktorji</i>	9
3.5.2	<i>Mejno stanje nosilnosti</i>	9
3.5.3	<i>Mejno stanje uporabnosti</i>	10
3.5.4	<i>Potresna projektna stanja</i>	10
4	GLOBALNA ANALIZA	11
5	STATIČNA ANALIZA	13
5.1	OBTEŽBA NA MOMENTNI OKVIR.....	13
5.2	KONTROLA POMIKOV	15
6	POTRESNA ANALIZA	16
6.1	POTRESNA OBTEŽBA	16
6.1.1	<i>Masa etaž</i>	16
6.1.2	<i>Nihajni čas</i>	18
6.1.3	<i>Spekter pospeškov</i>	18
6.1.4	<i>Potresne sile</i>	18
6.1.5	<i>Vpliv naključne torzije</i>	19
6.2	POTRESNA ANALIZA V PREČNI SMERI	20
6.2.1	<i>Globalna duktilnost</i>	20
6.2.2	<i>Kontrola pomikov</i>	21
6.2.3	<i>Vpliv teorije drugega reda</i>	21
6.3	POTRESNA ANALIZA V VZDOLŽNI SMERI	22
6.3.1	<i>Globalna duktilnost</i>	22
6.3.2	<i>Lokalna duktilnost</i>	22
6.3.3	<i>Kontrola pomikov</i>	23
6.3.4	<i>Vpliv teorije drugega reda</i>	23
7	DIMENZIONIRANJE	24
7.1	DIMENZIONIRANJE SEKUNDARNEGA NOSILCA.....	24
7.1.1	<i>Kontrola kompaktnosti prereza</i>	25
7.1.2	<i>Mejno stanje nosilnosti</i>	25
7.1.3	<i>Mejno stanje uporabnosti</i>	29
7.2	DIMENZIONIRANJE PRIMARNEGA NOSILCA.....	30
7.2.1	<i>Kontrola kompaktnosti prereza</i>	30
7.2.2	<i>Mejno stanje nosilnosti</i>	31

7.3	DIMENZIONIRANJE DIAGONAL CENTRIČNEGA POVEZJA	33
7.3.1	<i>Kontrola kompaktnosti prereza</i>	33
7.3.2	<i>Mejno stanje nosilnosti</i>	33
7.4	DIMENZIONIRANJE STEBRA.....	34
7.4.1	<i>Kontrola kompaktnosti prereza</i>	36
7.4.2	<i>Mejno stanje nosilnosti</i>	36
8	POŽARNA ANALIZA.....	40
8.1	MEMBRANSKO DELOVANJE ARMIRANOBETONSKIH PLOŠČ.....	40
8.2	RAČUN ODPORNOSTI SOVPREŽNEGA STROPA	41
9	ZAKLJUČEK.....	45
VIRI.....		46

KAZALO SLIK

Slika 1: Momentni okvir.....	2
Slika 2: Zunanji vzdolžni okvir	3
Slika 3: Razdelitev stene na območja (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)	7
Slika 4: Razdelitev stene na območja (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)	8
Slika 5: Nadomestna globalna nepopolnost (SIST EN 1993-1-1:2005, str. 33).....	12
Slika 6: Možne razporeditve koristne obtežbe.....	14
Slika 7: Porazdeljena obtežba vetra na momentni okvir	15
Slika 8: Potresne sile na momentni okvir	20
Slika 9: Potresne sile na centrično povezje	22
Slika 10: Tipična oblika mejnih porušnic v pravokotnih ploščah s prostoležeče podprtimi robovi (Beg in sod., 2012)	40
Slika 11: Povečanje nosilnosti zaradi membranskih sil (Beg in sod., 2012)	41
Slika 12: Razporeditev napetosti vzdolž plastičnih linij (Beg in sod., 2012).....	41
Slika 13: Razdelitev stropa na projektna območja	42
Slika 14: Primerjava med značilno parametrično in standardno krivuljo temperatura čas (Beg in sod., 2012).....	43
Slika 15: Krivulja standardnega požara in spreminjanje temperature s časom	44
Slika 16: Spreminjanje nosilnosti s časom	44

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Lastna in stalna obtežba zelene strehe.....	4
Preglednica 2: Lastna in stalna obtežba medetažne konstrukcije.....	4
Preglednica 3: Vpliv prečnega vetra na zunanje ploskve.....	8
Preglednica 4: Vpliv vzdolžnega vetra na zunanje ploskve.....	9
Preglednica 5: Varnostni faktorji.....	9
Preglednica 6: Kombinacijski faktorji.....	9
Preglednica 7: Faktor α_{cr} za posamezne etaže.....	11
Preglednica 8: Točkovne sile na momentni okvir zaradi stalne, koristne in obtežbe snega v kN.....	13
Preglednica 9: Porazdeljena obtežba na momentni okvir zaradi vpliva vetra v kN/m.....	14
Preglednica 10: Relativni pomiki etaž pri MSU.....	15
Preglednica 11: Masa etaž.....	17
Preglednica 12: Potresne sile v smeri x in y.....	19
Preglednica 13: Potresne sile na momentni okvir.....	20
Preglednica 14: Kontrola pomikov etaž momentnega okvirja.....	21
Preglednica 15: Kontrola TDR momentnega okvirja.....	21
Preglednica 16: Potresne sile na centrično povezje.....	22
Preglednica 17: Deformacije diagonal centričnega povezja.....	23
Preglednica 18: Vitkost diagonal centričnega povezja.....	23
Preglednica 19: Kontrola pomikov etaž centričnega povezja.....	23
Preglednica 20: Kontrola TDR centričnega povezja.....	23
Preglednica 21: Karakteristike diagonal centričnega povezja.....	33
Preglednica 22: Kontrola kompaktnosti prerezov diagonal.....	33
Preglednica 23: Kontrola nosilnosti diagonal.....	34
Preglednica 24: Obremenitev stebra.....	35
Preglednica 25: Kontrola stabilnosti na upogibni uklon.....	37
Preglednica 26: Interakcijski faktorji.....	38

1 UVOD

V diplomski nalogi je obravnavan štirietažni poslovni objekt z jekleno nosilno konstrukcijo. Naloga obsega statično, potresno in požarno analizo ter dimenzioniranje vseh nosilnih elementov na mejno stanje nosilnosti, mejno stanje uporabnosti in potresno projektno stanje. Vsi postopki projektiranja so v skladu s slovenskimi standardi SIST EN 1990, SIST EN 1991, SIST EN 1993, SIST 1994 in SIST EN 1998.

Za izračun notranjih statičnih količin za MSN in pomikov za MSU je uporabljena elastična globalna analiza ob upoštevanju teorije drugega reda. V globalno analizo je vključena globalna nepopolnost okvirja, lokalne nepopolnosti pa so upoštevane pri preverjanju stabilnosti posameznih elementov.

Pri potresni analizi je objekt ločeno obravnavan v dveh pravokotnih smereh. Obtežba, ki jo mora objekt prenesti med potresom, je določena z metodo nadomestnih horizontalnih sil ob upoštevanju projektne elastičnega spektra. Konstrukcija je projektirana tako, da ima visoko sposobnost sipanja energije.

V okviru požarne analize je izvedena kontrola nosilnosti sovprežnega stropa. Uporabljena je napredna metoda, ki upošteva membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom. Požarna odpornost je določena s programom MACS+.

Notranje statične količine in pomiki so določeni s programom SCIA Engineer, vsi ostali izračuni so izvedeni brez programskih orodij.

2 TEHNIČNO POROČILO

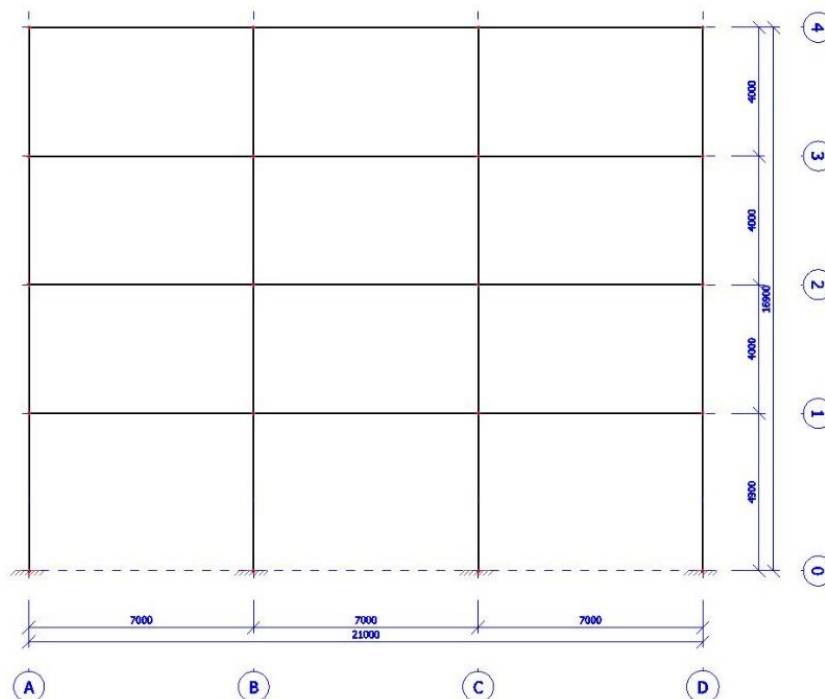
2.1 Opis objekta

Obravnavamo poslovni objekt, katerega lokacija je obrtno-industrijska cona Trzin. Objekt je pravokotne oblike, tlorisnih dimenzij 60x21m in višine 18,4 m. Poleg pritličja svetle višine 4,2 m ima stavba še 3 nadstropja, katerih svetla višina znaša 3,1 m.

V pritličju so predvidene prodajalne in manjša skladišča, v nadstropjih pa predvsem pisarne. Dodano vrednost objektu zagotavlja pohodna zelena streha z intenzivno ozelenitvijo, ki je namenjena vsakdanji uporabi. Po celotnem robu strehe je predviden parapet višine 1,4 m. V končnem stanju je parapet približno 90 cm nad nivojem ozelenitve. Ovoj stavbe predstavlja panelni fasadni sistem Qbiss Air.

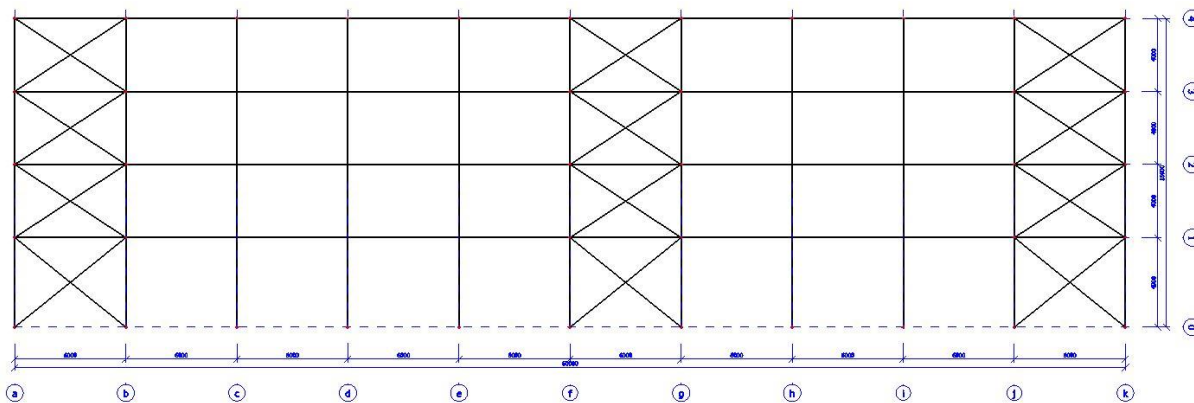
2.2 Nosilna konstrukcija

Nosilna konstrukcija objekta je prostorski okvir, ki ga kot ravninskega obravnavamo v dveh med seboj pravokotnih smereh. Smer X je vzporedna krajši stranici objekta, smer Y pa daljši stranici. Konstrukcija je zasnovana tako, da glavno nosilno funkcijo opravljajo momentni okvirji. Momentni okvirji potekajo prečno na objekt in so vzdolž osi Y enakomerno razporejeni na medsebojni razdalji 6 m. Sestavljeni so iz 4 stebrov in 12 prečk, ki so med seboj povezani s togimi spoji. Etažna višina v pritličju je 4,9 m, v nadstropjih pa 4 m. Stebri so postavljeni na razdalji 7 m. Zaradi velike višine objekta, je posamezen steber sestavljen iz dveh manjših stebrov, ki sta spojena na gradbišču.



Slika 1: Momentni okvir

Na prečke momentnega okvirja so na razdalji 2,3 m s členkastimi spoji pritrjeni sekundarni nosilci, ki skupaj s stebri tvorijo 4 vzdolžne okvirje. Na vsakem zunanjem vzdolžnem okvirju so nameščena tri centrična povezja.



Slika 2: Zunanji vzdolžni okvir

Vsa vertikalna obtežba se preko sovprežne stropne plošče prenaša na sekundarne nosilce in nato na prečke momentnega okvirja. Momentni okvirji služijo tudi za prenos horizontalne obtežbe v smeri X. Horizontalno obtežbo v smeri Y prenašajo centrična povezja na zunanjih vzdolžnih okvirjih. Zasnovana so tako, da nosijo le diagonale v nategu.

Za vse nosilne elemente so uporabljeni standardni vroče valjani jekleni profili. Za prečke momentnega okvirja so to profili IPE 550 in za stebre profili HEB 650. Sekundarni nosilci so IPE 240. Zaradi zahteve po enakomerni izkoriščenosti diagonal pri potresni obtežbi, so uporabljene različne dimenzije diagonal. V pritličju $d_1/t_1 = 152,4/14,2$ mm, v prvem nadstropju $d_2/t_2 = 152,4/10$ mm, v drugem $d_3/t_3 = 133/10$ mm in v tretjem $d_4/t_4 = 127/7,1$ mm. Prečke, sekundarni nosilci in diagonale so iz jekla kvalitete S235, za stebre pa je uporabljeno jeklo S275.

V vseh medetažnih konstrukcijah in tudi pri strehi je predvidena sovprežna plošča debeline 13 cm. Uporabljena je profilirana pločevina ComFlor[®]. Pločevina je položena tako, da njena rebra potekajo prečno na smer sekundarnih nosilcev. Beton kvalitete C25/30 je armiran z rebrastimi armaturnimi mrežami Q257 iz jekla kvalitete S500. Sekundarni nosilci skupaj z betonsko ploščo delujejo kot sovprežni nosilci z delno strižno povezavo.

3 OBTEŽBA

3.1 Lastna in stalna obtežba

Konstrukcija ravne zelene strehe

Preglednica 1: Lastna in stalna obtežba zelene strehe

	Debelina sloja [m]	Obtežba [kN/m ²]
Vegetacija intenzivne ozelenitve	/	0,05
Zemljina	0,2	3,0
Bradavičasta folija in filtrna koprena	/	0
Toplotna izolacija (xps)	0,18	0,1
Samolepilna hidroizolacija	/	0
Naklonska toplotna izolacija (xps)	0,05	0,03
Sovprežna plošča	0,13	2,5
Sekundarni nosilec IPE 240	0,24	0,13
Inštalacije	/	0,3
Spuščen strop	0,15	0,25
SKUPAJ		6,36

Medetažna konstrukcija

Preglednica 2: Lastna in stalna obtežba medetažne konstrukcije

	Debelina sloja [m]	Obtežba [kN/m ²]
Predelne stene	/	0,8
Talna obloga	0,02	0
Cementni estrih	0,05	1,2
Toplotna izolacija (xps)	0,05	0,015
Sovprežna plošča	0,13	2,5
Sekundarni nosilec IPE 240	0,24	0,13
Inštalacija	/	0,3
Spuščen strop	0,15	0,25
SKUPAJ		5,23

Fasada

Za fasado je uporabljen obešen fasadni sistem Qbiss Air, ki skupaj s podkonstrukcijo predstavlja obtežbo $g_F = 1,1 \text{ kN/m}^2$.

Parapet

Armiranobetonski parapet debeline 0,15 m in višine 1,4 m predstavlja obtežbo $g_P = 5,25 \text{ kN/m}$.

3.2 Koristna obtežba

Streha

Po standardu SIST EN 1991-1-1 spada streha v kategorijo I (strehe, dostopne za uporabo v skladu s kategorijami A do D). V našem primeru je na strehi predvidena površina z mizami in klopmi ter občasno zbiranje ljudi, zato upoštevamo obtežbo za kategorijo C1. Koristna obtežba za to kategorija znaša 3,0 kN/m².

Etaže

V etažah so predvidene pisarne, ki po standardu SIST EN 1991-1-1 spadajo v kategorijo B. Koristna obtežba za to kategorijo znaša 3,0 kN/m².

3.3 Obtežba snega

Obtežbo snega upoštevamo kot spremenljivo nepomično statično obtežbo. Upoštevamo razporeditev enakomernega snega. Za trajna/zčasna projektna stanja določimo obtežbo v skladu s standardom SIST EN 1991-1-3 na naslednji način:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,51 = 1,21 \text{ kN/m}^2 = q_s$$

μ_i – oblikovni koeficient obtežbe snega. Ker imamo ravno streho ($\alpha = 0^\circ$), upoštevamo vrednost 0,8.

C_e – koeficient izpostavljenosti. Objekt se nahaja poleg drugih poslovnih objektov in dreves, ki nudijo delno zaščito pred vetrom, zato lahko privzamemo običajni teren. Za običajni teren se upošteva vrednost 1,0.

C_t – toplotni koeficient. Upošteva zmanjšanje obtežbe snega pri strehah z veliko toplotno prevodnostjo. V našem primeru je objekt dobro toplotno izoliran, zato upoštevamo vrednost 1,0.

s_k – karakteristična obtežba snega na tleh. Objekt se nahaja na nadmorski višini 300 m in v coni A2 (Alpska regija), zato v skladu z nacionalnim dodatkom k SIST EN 1991-1-3 upoštevamo:

$$s_k = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1,293 \cdot \left[1 + \left(\frac{300}{728} \right)^2 \right] = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

3.4 Obtežba vetra

Obtežbo vetra upoštevamo kot spremenljiv nepomični vpliv, ki deluje neposredno kot tlak oz. srk pravokotno na zunanje ploskve stavbe. V primeru odprtih stavb pa lahko deluje tudi na notranje ploskve. V našem primeru je stavba zaprta, zato upoštevamo le vpliv na zunanje ploskve. Obtežbo vetra določimo v skladu s standardom SIST EN 1994-1-1.

3.4.1 Osnovna hitrost vetra

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 20 \text{ m/s}$$

v_b – osnovna hitrost vetra, določena kot funkcija smeri vetra in letnega časa 10 m nad terenom II. kategorije.

c_{dir} – faktor smeri vetra. Upoštevamo priporočeno vrednost 1,0.

c_{season} – faktor letnega časa. Upoštevamo priporočeno vrednost 1,0.

$v_{b,0}$ – temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra. Določimo jo na podlagi nacionalnega dodatka k SIST EN 1991-1-4. Objekt se nahaja v coni 1 na nadmorski višini 300 m, zato upoštevamo vrednost 20 m/s.

3.4.2 Tlak pri največji hitrosti ob sunkih vetra

$$q_p = c_e(z_e) \cdot q_b$$

$$q_p = 2,1 \cdot 0,25 = 0,525 \text{ kN/m}^2$$

q_p – tlak pri največji hitrosti vetra ob sunkih vetra na višini z_e . Odziv običajnih konstrukcij izračunamo na podlagi tega tlaka.

$c_e(z_e)$ – faktor izpostavljenosti. V našem primeru velja, da sta faktor hribovitosti c_o in turbulenčni faktor enaka 1,0. Zato lahko faktor izpostavljenosti določimo kot funkcijo kategorije terena in višine nad terenom.

Objekt se sicer nahaja v industrijski coni, ker pa so stavbe razmeroma nizke, upoštevamo kategorijo terena III.

$$z_e = 4,9 + 3 \cdot 4,0 + 1,4 = 18,3 \text{ m}$$

$$c_e(18,3) = 2,1$$

q_b – osnovni tlak vetra.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

ρ – gostota zraka. Upoštevamo priporočeno vrednost $1,25 \text{ kg/m}^3$.

3.4.3 Vpliv vetra na zunanje ploskve

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

w_e – tlak vetra na zunanje ploskve

c_{pe} – koeficient zunanjega tlaka, ki je odvisen od površine, na katero veter deluje. Vse površine (območja od A do I) so večje od 10 m^2 , zato uporabimo $c_{pe,10}$.

Koeficient zunanjega tlaka za stene določimo v odvisnosti od razmerja med višino in širino (stranica, ki je pravokotna na smer vetra) stavbe. Za ravno streho pa koeficient določimo v odvisnosti od razmerja med višino stavbe in višino parapeta.

Zaradi geometrije stavbe (višina je manjša od dolžine in širine) lahko upoštevamo, da se tlak vetra po višini stavbe ne spreminja.

Smer x (prečna smer)

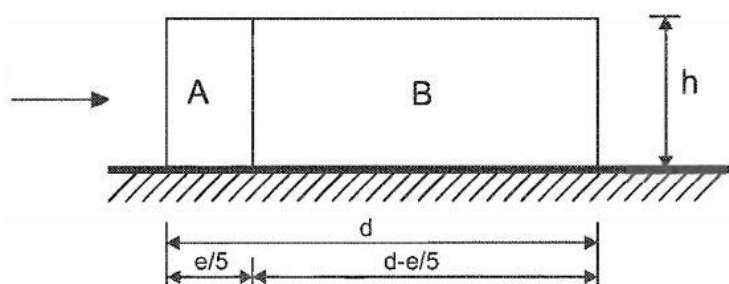
$$b = 60 \text{ m}$$

$$d = 21 \text{ m}$$

$$h = 18,3 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{60; 2 \cdot 18,3\} = 36,6 \text{ m}$$

Velja $e > d$, zato upoštevamo naslednji naris:



Slika 3: Razdelitev stene na območja (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)

$$\frac{h}{d} = \frac{18,3}{21} = 0,87$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,85}{18,3} = 0,047$$

Preglednica 3: Vpliv prečnega vetra na zunanje ploskve

STENE			
Območje	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]	srk/tlak
A	- 1,2	- 0,630	srk
B	- 0,8	- 0,420	srk
D	0,8	0,420	tlak
E	- 0,5	- 0,263	srk
STREHA			
Območje	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]	srk/tlak
F	- 1,4	- 0,735	srk
G	- 0,9	- 0,473	srk
H	- 0,7	- 0,368	srk
I	- 0,2	- 0,105	srk
I	0,2	0,105	tlak

Smer y (vzdolžna smer)

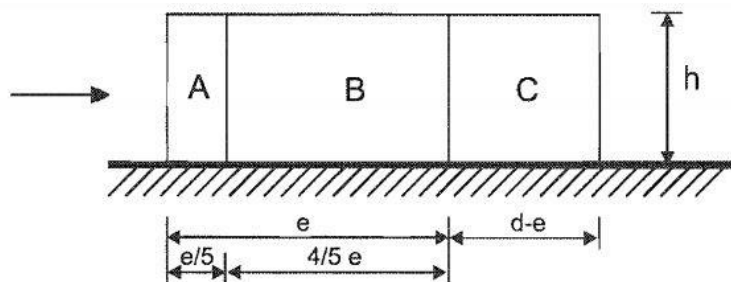
$$b = 21 \text{ m}$$

$$d = 60 \text{ m}$$

$$h = 18,3 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{21; 2 \cdot 18,3\} = 21 \text{ m}$$

Velja $e < d$, zato upoštevamo naslednji naris:



Slika 4: Razdelitev stene na območja (SIST EN 1991-1-4:2005, str. 30)

$$\frac{h}{d} = \frac{18,3}{60} = 0,30$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,85}{18,3} = 0,047$$

Preglednica 4: Vpliv vzdolžnega vetra na zunanje ploskve

STENE			
Območje	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]	srk/tlak
A	- 1,2	- 0,630	srk
B	- 0,8	- 0,420	srk
C	- 0,5	- 0,263	srk
D	0,7	0,368	tlak
E	- 0,3	- 0,158	srk
STREHA			
Območje	$c_{pe,10}$	w_e [kN/m ²]	srk/tlak
F	- 1,4	- 0,735	srk
G	- 0,9	- 0,473	srk
H	- 0,7	- 0,368	srk
I	- 0,2	- 0,105	srk
I	0,2	0,105	tlak

3.5 Kombinacije vplivov

3.5.1 Varnostni in kombinacijski faktorji

Preglednica 5: Varnostni faktorji

MSN	γ_G	γ_Q
Ugoden	1,0	0,0
Neugoden	1,35	1,5
MSU	γ_G	γ_Q
Ugoden	1,0	0,0
Neugoden	1,0	1,0

Pri določitvi obtežbe smo streho uvrstili v kategorijo C1, ker pa na strehi ni predvideno zbiranje večjega števila ljudi, upoštevamo enake varnostne faktorje kot pri etažah.

Preglednica 6: Kombinacijski faktorji

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Koristna streha, kategorija B	0,7	0,5	0,3
Koristna etaža, kategorija B	0,7	0,5	0,3
Sneg	0,5	0,2	0,0
Veter	0,6	0,2	0,0

3.5.2 Mejno stanje nosilnosti

Pri mejnem stanju nosilnosti uporabimo osnovno kombinacijo za stalna in začasna projektna stanja:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ – karakteristična vrednost stalnega vpliva.

$Q_{k,1}$ – karakteristična vrednost prevladujočega spremenljivega vpliva

$Q_{k,i}$ – karakteristična vrednost neprevladujočega spremenljivega vpliva

Možne so naslednje tri kombinacije vplivov:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W$$

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

3.5.3 Mejno stanje uporabnosti

Pri mejnem stanju uporabnosti uporabimo pogosto kombinacijo vplivov:

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

Možne so naslednje tri kombinacije vplivov:

$$1,0 \cdot G + 0,5 \cdot Q$$

$$1,0 \cdot G + 0,2 \cdot S + 0,3 \cdot Q$$

$$1,0 \cdot G + 0,2 \cdot W + 0,3 \cdot Q$$

3.5.4 Potresna projektna stanja

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{Ek} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

A_{Ek} - karakteristična vrednost potresne obtežbe

γ_I – faktor pomembnosti

Poslovna stavba sodi v kategorijo pomembnosti II, zato se za faktor pomembnosti upošteva vrednost 1,0. Pri potresnem projektnem stanju za varnostna faktorja upoštevamo vrednost 1,0. Dobimo naslednjo kombinacijo vplivov:

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot A + 0,3 \cdot Q$$

4 GLOBALNA ANALIZA

Globalno analizo konstrukcij je možno izvesti na več načinov, ki sem med seboj razlikujejo glede na obnašanje materiala (elastičen oz. elasto-plastičen material) in glede na upoštevanje vpliva deformirane geometrije konstrukcije.

V primeru elastične analize vpliva deformirane geometrije konstrukcije na njeno obnašanje ni potrebno upoštevati, če velja:

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

Pri tem je α_{cr} faktor, s katerim je potrebno povečati projektno obtežbo, da dosežemo globalno nestabilnost konstrukcije. Izračunamo ga lahko s poenostavljeno metodo Horne:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right)$$

h - višina etaže

$\delta_{H,Ed}$ – relativni pomik etaže

H_{Ed} – vodoravna projektna obtežba v obravnavani etaži in nad njo

V_{Ed} – navpična projektna obtežba v obravnavani etaži in nad njo

Preglednica 7: Faktor α_{cr} za posamezne etaže

	h [cm]	$\delta_{H,Ed}$ [cm]	H_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	α_{cr} [-]
Pritličje	490	0,07	62,4	17284,4	25,3
1. etaža	400	0,10	44,3	10514,2	16,9
2. etaža	400	0,05	29,5	5362,0	44,0
3. etaža	400	0,08	14,8	1802,8	40,9

V nobeni etaži faktor α_{cr} ne preseže vrednosti 10, vendar kljub temu pri računu notranjih statičnih količin in pomikov upoštevamo vpliv teorije drugega reda.

V globalno analizo vključimo nepopolnost okvirja, medtem ko lokalne nepopolnosti upoštevamo pri kontroli stabilnosti na nivoju posameznih elementov (stebri, prečke). Za pomične okvirje se upošteva nadomestna globalna nepopolnost, kot vodoravni zamik okvirja.

Nadomestna globalna nepopolnost

$$\Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Φ_0 – osnovna vrednost

$$\Phi_0 = 1/200$$

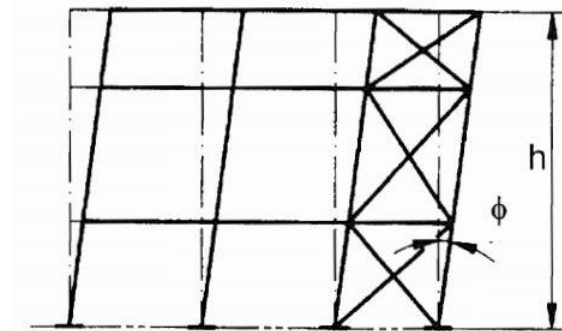
α_h - redukcijski faktor višine stebrov

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = \frac{2}{\sqrt{16,9}} = 0,487 < 0,67 \rightarrow \alpha_h = 0,67$$

α_m – redukcijski koeficient števila stebrov v eni vrsti

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/m)} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/4)} = 0,79$$

$$\Phi = 0,005 \cdot 0,67 \cdot 0,79 = 0,0026$$



Slika 5: Nadomestna globalna nepopolnost (SIST EN 1993-1-1:2005, str. 33)

5 STATIČNA ANALIZA

5.1 Obtežba na momentni okvir

Konstrukcija je zasnovana tako, da se vsa obtežba v temeljna tla prenese preko momentnih okvirjev. Obtežba se najprej preko sovprežne plošče prenese na sekundarne nosilce in nato na primarne nosilce oz. prečke momentnega okvirja.

Lastna in stalna obtežba, koristna obtežba ter obtežba snega delujejo na momentni okvir kot točkovne sile na mestih členkastih spojev sekundarni nosilec – prečka.

Lastna in stalna obtežba

$$G_{ST/ME} = 2,33 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot g_{ST/ME}$$

$$G_{ST/ME,rob} = 0,5 \cdot G_{ST/ME}$$

$$G_P = 6 \text{ m} \cdot g_P$$

$$G_F = A \cdot g_F, A - \text{površina fasade, ki pripada strehi oz. posamezni etaži}$$

Koristna obtežba

$$Q_{ST/ME} = 2,33 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot q_{ST/ME}$$

$$Q_{ST/ME,rob} = 0,5 \cdot Q_{ST/ME}$$

Obtežba snega

$$S = 2,33 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} \cdot q_S$$

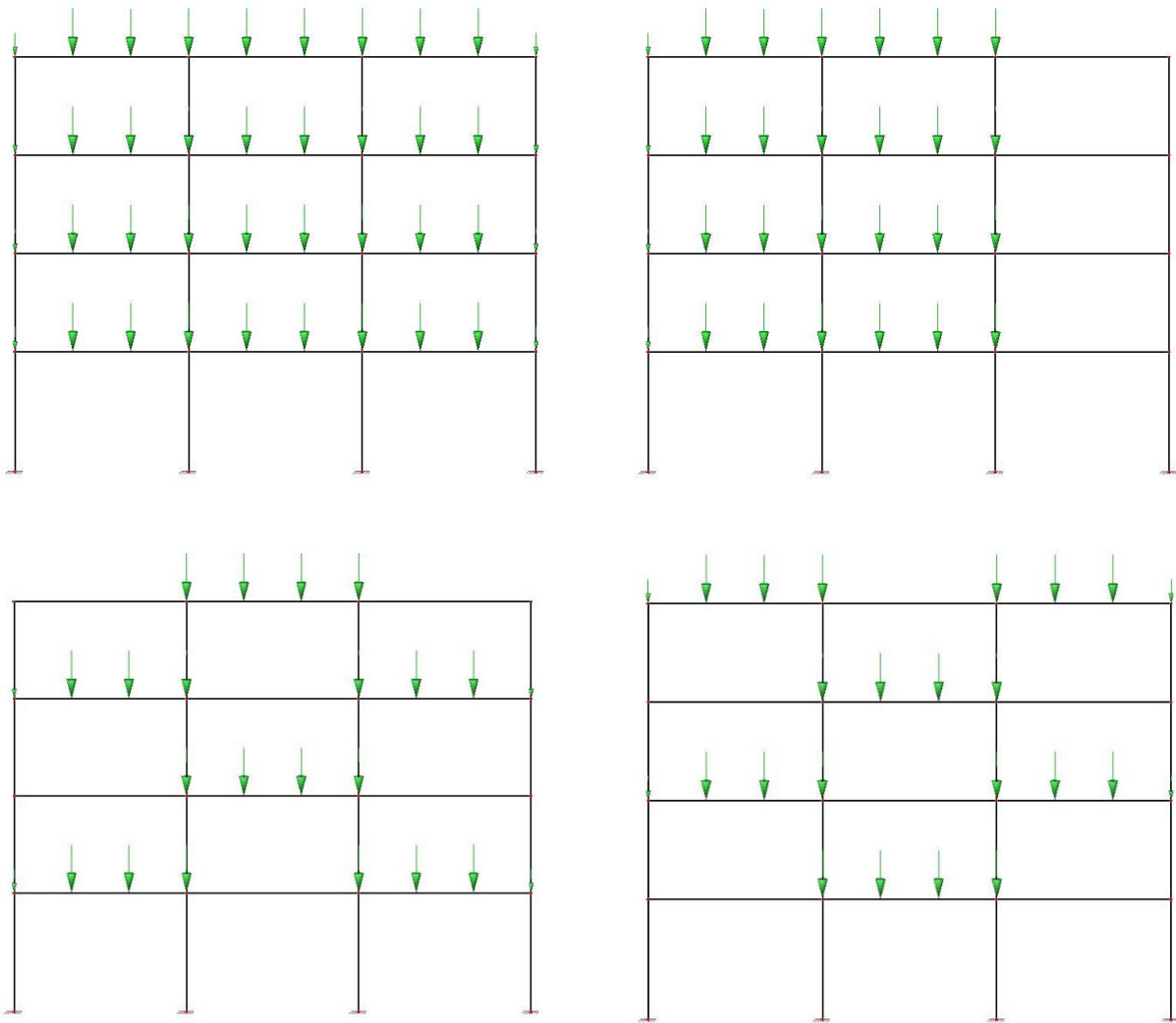
$$S_{rob} = 0,5 \cdot S$$

Preglednica 8: Točkovne sile na momentni okvir zaradi stalne, koristne in obtežbe snega v kN

G_{ST}	88,9	Q_{ST}	41,9	$G_{F,ST}$	35,6	G_P	31,5
$G_{ST,rob}$	44,5	$Q_{ST,rob}$	21	$G_{F,ME3}$	26,4	S	16,9
G_{ME}	73,1	Q_{ME}	41,9	$G_{F,ME2}$	26,4	S_{rob}	8,5
$G_{ME,rob}$	36,6	$Q_{ME,rob}$	21	$G_{F,ME1}$	32,3		

Lastna in stalna obtežba ter obtežba snega so nepomičnega značaja. Koristna obtežba pa je pomičnega značaja, zato se lahko njena lega spreminja. Razporedimo jo lahko na 3 načine:

- obtežba deluje po vseh poljih,
- obtežba deluje samo na sosednih poljih,
- na dva načina po principu šahovnice.



Slika 6: Možne razporeditve koristne obtežbe

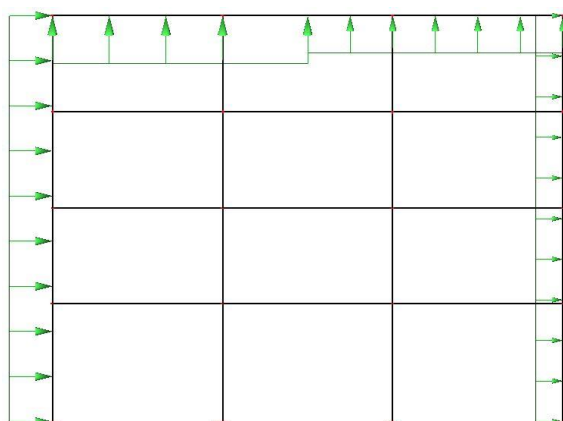
Obtežba vetra

Obtežbo vetra modeliramo kot enakomerno porazdeljeno obtežbo. Na momentni okvir deluje obtežba vetra v smeri y. Srk, ki deluje na streho lahko poenostavimo. Upoštevamo, da na eni polovici strehe deluje obtežba s polja G in na drugi polovici obtežba s polja H. S tako upoštevajočim vplivom vetra smo na varni strani. Srka na poljih A in B ni potrebno upoštevati, saj se le ta izniči.

$$W_i = w_{e,i} \cdot 6 \text{ m}$$

Preglednica 9: Porazdeljena obtežba na momentni okvir zaradi vpliva vetra v kN/m

W_D	2,52	tlak
W_E	-1,58	srk
W_G	-2,84	srk
W_H	-2,21	srk



Slika 7: Porazdeljena obtežba vetra na momentni okvir

5.2 Kontrola pomikov

Za navpične pomike pohodnih streh in stropov nasploh mora veljati:

$$w_{max} < \frac{L}{250}$$

$$w_{max} = 0,3 \text{ cm} < \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm}$$

Za celotni vodoravni pomik konstrukcije mora veljati:

$$u \leq \frac{H}{500}$$

$$u = 0,14 \text{ cm} \leq \frac{1690}{500} = 3,38 \text{ cm}$$

Za vodoravne pomike posameznih etaž mora veljati:

$$u_i \leq \frac{h_i}{300}$$

Preglednica 10: Relativni pomiki etaž pri MSU

	h [cm]	h/300 [cm]	u [cm]
Pritličje	490	1,63	0,03
1. etaža	400	1,33	0,04
2. etaža	400	1,33	0,02
3. etaža	400	1,33	0,05

6 POTRESNA ANALIZA

Objekt se nahaja v Trzinu, torej na območju, ki je potresno zelo ogroženo. Upošteva se projektni pospešek tal $a_g = 0,25 \cdot g$ in tip tal B. Ker je objekt pravilen po višini in tlorisu, lahko konstrukcijo analiziramo z dvema ravninskima modeloma v dveh medsebojno pravokotnih smereh. V prečni smeri potresno obtežbo prenesejo momentni okvirji, v vzdolžni pa centrična povezja.

Konstrukcija ima sposobnost sipanja energije, upošteva se stopnja duktilnosti DCH (visoka). Faktorja obnašanja se za posamezno smer razlikujeta:

- momentni okvir, $q_x = 6,0$
- centrično povezje, $q_y = 4,0$

6.1 Potresna obtežba

6.1.1 Masa etaž

Za določitev projektnih potresnih sil upoštevamo maso, ki jo določimo na podlagi naslednje kombinacije vplivov:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ – karakteristična vrednost lastne in stalne obtežbe (masa)

$Q_{k,1}$ – karakteristična vrednost spremenljive obtežbe (masa)

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Streha

$$\varphi = 1,0$$

$$\psi_{E,i} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$$

Etaža

$$\varphi = 0,5$$

$$\psi_{E,i} = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$$

Iz kombinacije je razvidno, da za maso upoštevamo celotno stalno in lastno obtežbo. Na strehi upoštevamo 30 % in v etažah 15 % spremenljive obtežbe. Obtežbi snega in vetra se ne upoštevata pri potresni obtežni kombinaciji.

$$m_{PREČKE} = 33 \cdot 7 \text{ m} \cdot g_{IPE 550}$$

$$m_{STEBRI} = 44 \cdot h \cdot g_{HEB 650}, h - \text{višina stebra, ki pripada strehi oz. posamezni etaži}$$

$$m_{STROP} = 21 \cdot 60 \cdot g_{ST/ME} = 1260 \text{ m}^2 \cdot g_{ST/ME}$$

$$m_{PARAPET} = (2 \cdot 21 + 2 \cdot 60) \cdot g_P = 162 \text{ m} \cdot g_P$$

$$m_{FASADA} = A \cdot g_F, A - \text{površina fasade, ki pripada strehi oz. posamezni etaži}$$

$$m_G = m_{PREČKE} + m_{STEBRI} + m_{STROP} + m_{PARAPET} + m_{FASADA} \dots \text{celotna lastna in stalna masa}$$

$$m_Q = 1260 \text{ m}^2 \cdot q_{ST/ME} \dots \text{koristna masa}$$

$$m_i = m_{G,i} + \psi_{E,i} \cdot m_{Q,i} \dots \text{celotna masa, ki se upošteva za izračun potresne obtežbe}$$

$$m_{i,x} = \frac{m_i}{11} \dots \text{masa na prečni okvir}$$

$$m_{i,y} = \frac{m_i}{4} \dots \text{masa na vzdolžni okvir}$$

Preglednica 11: Masa etaž

	1. etaža	2. etaža	3. etaža	Streha
Lastna in stalna masa [kN]				
$m_{PREČKE}$	244,9	244,9	244,9	244,9
m_{STEBRI}	440,6	396	396	198
m_{STROP}	6589,8	6589,8	6589,8	8013,6
$m_{PARAPET}$	0	0	0	850,5
m_{FASADA}	793	712,8	712,8	605,9
m_G	8068,2	7943,5	7943,5	9912,8
Koristna masa [kN]				
m_Q	3780	3780	3780	3780
Celotna masa [kN]				
m_i	8635,2	8510,5	8510,5	11046,8
Masa na prečni okvir [kN]				
$m_{i,x}$	785	773,7	773,7	1004,3
Masa na vzdolžni okvir [kN]				
$m_{i,y}$	2158,8	2127,6	2127,6	2761,7

$$m_x = \sum_{i=1}^4 m_{i,x} = 3336,6 \text{ kN}$$

$$m_y = \sum_{i=1}^4 m_{i,y} = 9175,7 \text{ kN}$$

6.1.2 Nihajni čas

Stavba je nižja od 40 m, zato lahko določimo nihajni čas v skladu s SIST EN 1998-1 po naslednji enačbi:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

C_t – za momentni okvir se upošteva vrednost 0,085, za centrično povezje pa 0,05.

H – višina stavbe v metrih

$$T_{1,x} = 0,085 \cdot 16,9^{\frac{3}{4}} = 0,71 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0,05 \cdot 16,9^{\frac{3}{4}} = 0,42 \text{ s}$$

6.1.3 Spekter pospeškov

Uporabimo parametre, ki pripadajo elastičnemu spektru odziva tipa 1. Za tip tal B velja:

$$S = 1,2$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s}$$

$$T_D = 2,0 \text{ s}$$

Za momentni okvir velja $T_C = 0,5 \text{ s} \leq T_{1,x} = 0,71 \text{ s} \leq T_D = 2,0 \text{ s}$, zato projektni spekter odziva izračunamo po naslednji enačbi:

$$S_{d,x}(T_{1,x}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_x} \cdot \frac{T_C}{T_{1,x}} = 0,25 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{6} \cdot \frac{0,5}{0,71} = 0,87 \text{ m/s}^2$$

Za centrično povezje velja $T_B = 0,15 \text{ s} \leq T_{1,y} = 0,42 \text{ s} \leq T_C = 0,5 \text{ s}$, zato projektni spekter odziva izračunamo po naslednji enačbi:

$$S_{d,y}(T_{1,y}) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q_y} = 0,25 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{4} = 1,84 \text{ m/s}^2$$

6.1.4 Potresne sile

Lahko predpostavimo, da stavba niha v osnovni nihajni obliki (v vsakem trenutku se vse etaže premikajo v isti smeri). Tako lahko za določitev potresne obtežbe uporabimo metodo z vodoravnimi silami. V skladu s SIST EN 1998-1 sledi:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

F_b – celotna prečna sila na mestu vpetja konstrukcije

m – celotna masa v tonah

λ – korekcijski faktor. Upoštevamo vrednost 0,85.

$$F_{b,x} = S_{d,x}(T_1) \cdot m_x \cdot \lambda = 0,87 \cdot 333,7 \cdot 0,85 = 245,4 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = S_{d,y}(T_1) \cdot m_y \cdot \lambda = 1,84 \cdot 917,6 \cdot 0,85 = 1434,6 \text{ kN}$$

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

F_i – vodoravna sila v posamezni etaži

m_i, m_j – masa posamezne etaže

z_i, z_j – kota posamezne etaže nad nivojem delovanja potresnega vpliva

$$\sum z_{x,j} \cdot m_{x,j} = 4,9 \cdot 774,5 + 8,9 \cdot 764,2 + 12,9 \cdot 764,2 + 16,9 \cdot 1102,6 = 37684,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum z_{y,j} \cdot m_{y,j} = 4,9 \cdot 2129,9 + 8,9 \cdot 2101,7 + 12,9 \cdot 2101,7 + 16,9 \cdot 3032,3 = 103633 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Preglednica 12: Potresne sile v smeri x in y

	Smer x	Smer y
F_1 [kN]	25,1	146,4
F_2 [kN]	44,9	262,1
F_3 [kN]	65,0	379,9
F_4 [kN]	110,5	646,1

6.1.5 Vpliv naključne torzije

Vpliv slučajne ekscentričnosti mase upoštevamo na poenostavljen način s faktorjem δ , s katerim pomnožimo učinke vpliva (pomiki in notranje sile).

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e}$$

x – razdalja obravnavanega okvirja od masnega središča stavbe v tlorisu

L_e – razdalja med skrajnima okvirjema

Prečni okvir v osi b (smer x)

$$\delta_x = 1 + 1,2 \cdot \frac{24}{60} = 1,48$$

Vzdolžni okvir v osi D (smer y)

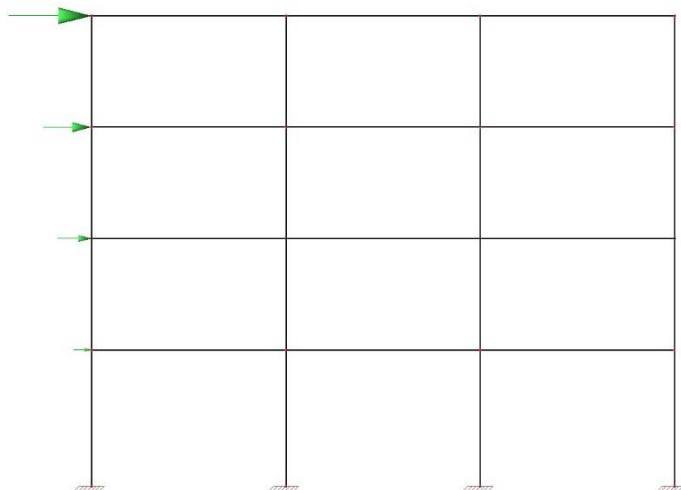
$$\delta_y = 1 + 1,2 \cdot \frac{10,5}{21} = 1,6$$

6.2 Potresna analiza v prečni smeri

V prečni smeri potresno obtežbo prenašajo momentni okvirji. Z upoštevanjem faktorja δ , dobimo naslednje horizontalne sile na momentni okvir:

Preglednica 13: Potresne sile na momentni okvir

	Smer x
F_1 [kN]	37,1
F_2 [kN]	66,4
F_3 [kN]	96,2
F_4 [kN]	163,6



Slika 8: Potresne sile na momentni okvir

6.2.1 Globalna duktilnost

Pri momentnem okvirju energijo sipajo prečke, zato mora za doseganje ustreznega porušnega mehanizma veljati načelo šibka prečka – močan steber. V vsakem vozlišči mora veljati:

$$M_{pl,y,Rd,steber} \geq 1,3 \cdot M_{pl,y,Rd,prečka}$$

$$M_{pl,y,Rd,HEB\ 650} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7320 \cdot \frac{27,5}{1,0} = 2013\ kNm$$

$$M_{pl,y,Rd,IPE\ 550} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 655\ kNm$$

$$2013 \geq 1,3 \cdot 655 = 851,5$$

6.2.2 Kontrola pomikov

Za omejitev poškodb, mora za relativne pomike etaž veljati:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

d_r – projektni etažni (relativni) pomik

v – redukcijski faktor, priporočena vrednost za kategorijo pomembnosti II je 0,5

h - višina etaže

$$d_r = d_{s,z} - d_{s,s} = q_x \cdot (d_{e,z} - d_{e,s})$$

$$d_s = q_x \cdot d_e$$

Preglednica 14: Kontrola pomikov etaž momentnega okvirja

	h [cm]	$d_{e,z}$ [cm]	$d_{e,s}$ [cm]	d_r [cm]	$d_r \cdot v$ [cm]		0,0075 · h [cm]
Pritličje	490	0,63	0	3,78	1,89	≤	3,7
1. etaža	400	1,39	0,63	4,56	2,28	≤	3
2. etaža	400	2,06	1,39	4,02	2,01	≤	3
3. etaža	400	2,58	2,06	3,12	1,56	≤	3

6.2.3 Vpliv teorije drugega reda

Vpliva teorije drugega reda ni potrebno upoštevati, če je v vseh etažah izpolnjen pogoj:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1$$

P_{tot} – celotna sila težnosti v obravnavani etaži in nad njo, ki se upošteva v projektnem potresnem stanju

V_{tot} – celotna prečna sila v etaži in nad njo zaradi potresa

Preglednica 15: Kontrola TDR momentnega okvirja

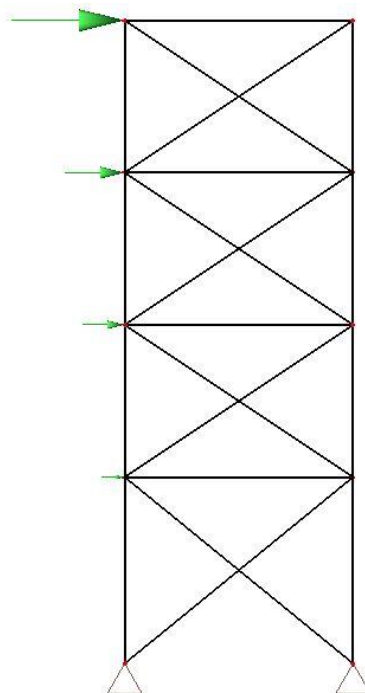
	h [cm]	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [cm]	θ
Pritličje	490	3532,3	363,3	3,78	0,075
1. etaža	400	2762,3	326,2	4,56	0,097
2. etaža	400	1916	259,8	4,02	0,074
3. etaža	400	1069,8	163,6	3,12	0,051

6.3 Potresna analiza v vzdolžni smeri

V vzdolžni smeri potresno obtežbo prenašajo centrična povezja. Na obeh zunanjih okvirjih imamo po 3 centrična povezja. Z upoštevanjem faktorja δ , dobimo naslednje horizontalne sile na eno centrično povezje:

Preglednica 16: Potresne sile na centrično povezje

	Smer y
F_1 [kN]	78,1
F_2 [kN]	139,8
F_3 [kN]	202,6
F_4 [kN]	344,6



Slika 9: Potresne sile na centrično povezje

6.3.1 Globalna duktilnost

Pri centričnem povezju energijo sipajo natezne diagonale. Ustrezni porušni mehanizem zagotovimo z enakomerno izkoriščenostjo vseh diagonal. Veljati mora:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} = \frac{1,44}{1,37} = 1,05 \leq 1,25$$

6.3.2 Lokalna duktilnost

Da preprečimo pretrg materiala v nategu, je potrebno omejiti deformacije. Veljati mora:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_i}{L_i} \leq 5 \%$$

ΔL_i – raztezek diagonale

L_i – prvotna dolžina diagonale

Preglednica 17: Deformacije diagonal centričnega povezja

	L_i [cm]	ΔL_i [cm]	ε [%]
D_1	775	0,6	0,08
D_2	721	1,8	0,3
D_3	721	3,0	0,4
D_4	721	4,1	0,6

Vitkost diagonal je potrebno omejiti. S spodnjo mejo dosežemo, da lahko zanemarimo tlačno trdnost – obremenitev prevzamejo samo diagonale v nategu. Z zgornjo mejo pa omejimo vpliv nizkocikličnega utrujanja v priključkih diagonal.

$$1,3 \leq \lambda \leq 2,0$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i \cdot 93,9 \cdot \varepsilon}$$

l_u – uklonska dolžina diagonale

i – vztrajnostni radij

Preglednica 18: Vitkost diagonal centričnega povezja

	l_u [cm]	i [cm]	λ [-]
D_1	775	4,912	1,68
D_2	721	5,047	1,52
D_3	721	4,363	1,76
D_4	721	4,247	1,81

6.3.3 Kontrola pomikov

Preglednica 19: Kontrola pomikov etaž centričnega povezja

	h [cm]	$d_{e,z}$ [cm]	$d_{e,s}$ [cm]	d_r [cm]	$d_r \cdot \nu$ [cm]		$0,0075 \cdot h$ [cm]
Pritličje	490	1,45	0	5,80	2,90	\leq	3,7
1. etaža	400	2,81	1,45	5,44	2,72	\leq	3
2. etaža	400	4,14	2,81	5,32	2,66	\leq	3
3. etaža	400	5,34	4,14	4,80	2,40	\leq	3

6.3.4 Vpliv teorije drugega reda

Preglednica 20: Kontrola TDR centričnega povezja

	h [cm]	P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [cm]	θ
Pritličje	490	3774,6	765,1	5,80	0,058
1. etaža	400	2321,4	687,0	5,44	0,046
2. etaža	400	1212,2	547,2	5,32	0,030
3. etaža	400	438,0	344,6	4,80	0,015

7 DIMENZIONIRANJE

7.1 Dimenzioniranje sekundarnega nosilca

V primeru sekundarnega nosilca poznamo dve fazi:

- faza gradnje
- faza uporabe

V fazi gradnje celotno obtežbo prenašata nosilec in pločevina, beton predstavlja le obtežbo. V tej fazi sam nosilec ni sposoben prenesti obtežbe, zato ga ustrezno uklonsko in bočno podpremo. Profilirane pločevine ni potrebno podpirati, saj proizvajalec zagotavlja zadostno nosilnost.

V fazi uporabe obravnavamo sovprežni nosilec, ki ga modeliramo kot prostoležeč nosilec.

Karakteristike sovprežnega prereza

$$h_a = 24 \text{ cm}$$

$$d = 19 \text{ cm}$$

$$b_a = 12 \text{ cm}$$

$$A_a = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$t_f = 0,98 \text{ cm}$$

$$I_a = 3890 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 0,62 \text{ cm}$$

$$E_a = 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$h_w = 22,04 \text{ cm}$$

$$h_c = 13 \text{ cm}$$

$$A_c = h_c \cdot b_{eff} = 13 \cdot 150 = 1950 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{h_c^3 \cdot b_{eff}}{12} = \frac{13^3 \cdot 150}{12} = 27462,5 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 3100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sodelujoča širina betonske pasnice:

$$L_e = L = 600 \text{ cm}$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} = \frac{600}{8} = 75 \text{ cm} \leq b_i = \frac{233}{2} = 116,5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = b_0 + 2 \cdot b_{ei} = 0 + 2 \cdot 75 = 150 \text{ cm}$$

7.1.1 Kontrola kompaktnosti prereza

Normalne napetosti

Pasnica

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5 \cdot b}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,1 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9$$

Stojina

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,7 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 1,0 = 72$$

Strižne napetosti

Stojina

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{220,4}{6,2} = 35,6 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Prerez je v 1. razredu kompaktnosti.

7.1.2 Mejno stanje nosilnosti

Preveriti je potrebno nosilnost sovprežnega prereza. Nosilnosti elementa ni potrebno preveriti, saj betonska plošča zagotavlja kontinuirano bočno podporo tlačeni pasnici.

$$\begin{aligned} q_{Ed,MSN} &= 1,35 \cdot 2,33 \text{ m} \cdot g_{ST} + 1,5 \cdot 2,33 \text{ m} \cdot q_{ST} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,33 \text{ m} \cdot q_{SNEG} = \\ &= 1,35 \cdot 14,8 + 1,5 \cdot 7,0 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,8 \qquad \qquad \qquad = 32,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Plastična upogibna nosilnost

Prerez je v 1. razredu kompaktnosti in uporabljena so duktilna vezna sredstva, zato lahko uporabimo plastično metodo za izračun odpornosti. Ker želimo dobro izkoriščen prerez, uporabimo pristop z delno strižno povezavo.

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed,MSN} \cdot l^2}{8} = \frac{32,6 \cdot 6^2}{8} = 146,8 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,a} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 39,1 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 918,9 \text{ kN}$$

$$N_{c,f} = x \cdot b_{eff} \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = x \cdot 150 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,0} = x \cdot 212,5 \text{ kN/cm}$$

$$N_{pl,a} = N_{c,f} \rightarrow 918,9 \text{ kN} = x \cdot 212,5 \text{ kN/cm}$$

$$x = \frac{918,9}{212,5} = 4,32 \text{ cm} \leq 7 \text{ cm} = h_c - h_p$$

$$r = \frac{h_a}{2} + h_c - \frac{x}{2} = \frac{24}{2} + 13 - \frac{4,32}{2} = 22,8 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} \cdot r = 918,9 \cdot 0,228 = 209,9 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 365 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 86,3 \text{ kNm}$$

Za polno izkoriščen prerez velja:

$$M_{Rd} = M_{Ed} = 146,82 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta \rightarrow \eta = \frac{M_{Rd} - M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}} = \frac{146,8 - 86,3}{209,9 - 86,3} = 0,49$$

η – stopnja strižne povezave. V primeru polne izkoriščenosti sovprežnega prereza mora znašati 0,49.

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} \rightarrow N_c = \eta \cdot N_{c,f} = 0,49 \cdot 918,9 = 450,2 \text{ kN}$$

Strižni čepi

Na nosilec je privarjenih 20 strižnih čepov. Sila N_c deluje na polovici nosilca, zato mora veljati:

$$P'_{Rd} \geq \frac{N_c}{n_{cepov}} = \frac{450,2}{10} = 45 \text{ kN}$$

Uporabimo strižne čepi NELSON karakteristik:

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{100}{16} = 6,25 \geq 4 \rightarrow P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = 58 \text{ kN} \\ \frac{0,29 \cdot 1,0 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 52 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P'_{Rd} = P_{Rd} \cdot k_t = 52 \cdot 1,0 = 52 \text{ kN}$$

Za $f_u \leq 450 \text{ kN/mm}^2$ se redukcijski koeficient določi po naslednji enačbi:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{14,5}{6} \cdot \left(\frac{10}{6} - 1 \right) = 1,13 \leq k_{t,max} = 1,0$$

Za razmak med čepi e_L mora veljati:

$$e_L = 30 \text{ cm} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 1,6 = 8 \text{ cm}$$

Dejanska stopnja strižne povezave:

$$N_c = n_{cepov} \cdot P'_{Rd} = 10 \cdot 52 = 520 \text{ kN} - \text{največja sila v betonu, ki jo čepi lahko prenesejo}$$

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{520}{918,9} = 0,57$$

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta = 86,3 + (209,9 - 86,3) \cdot 0,57 = 156,7 \text{ kNm}$$

Izkoriščenost prereza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{146,8}{156,7} = 94 \%$$

Nosilnost na vertikalni strig

Predpostavimo, da celotno strižno silo prevzame jekleni profil.

$$V_{Ed} = q_{Ed,MSN} \cdot L \cdot 0,5 = 32,6 \cdot 6 \cdot 0,5 = 97,9 \text{ kN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 19,1 \cdot \frac{23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 259,1 \text{ kN} \geq 97,9 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 39,1 - 2 \cdot 12 \cdot 0,98 + (0,62 + 2 \cdot 1,5) \cdot 0,98 = 19,1 \text{ cm}^2$$

$$A_v > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 22,04 \cdot 0,62 = 16,4 \text{ cm}^2$$

Vzdolžna strižna nosilnost

Strižno nosilnost betona zanemarimo, celotno projektno vzdolžno strižno napetost mora prevzeti armatura. Imamo strižno ravnino a-a, zato velja:

$$A_{sf} = A_t \rightarrow h_f = h_c - h_p = 13 - 6 = 7 \text{ cm}$$

Za strižno napetost mora biti izpolnjen pogoj:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{h_f} = \frac{1,73}{7} = 0,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$T_{Ed} = \frac{V_l}{l} = \frac{N_c}{0,5 \cdot L} = \frac{520}{0,5 \cdot 600} = 1,73 \text{ kN/cm}$$

Za naklon tlačnih diagonal izberem $\theta_f = 30^\circ$.

$$0,25 \text{ kN/cm}^2 \leq 0,54 \cdot \frac{2,5}{1,0} \cdot \sin 30^\circ \cos 30^\circ = 0,39 \text{ kN/cm}^2$$

Količina potrebne armature

$$A_{sf} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f \cdot \gamma_s}{\cot \theta_f \cdot f_{sk}} = \frac{0,25 \cdot 7 \cdot 100 \cdot 1,15}{\cot 30^\circ \cdot 50} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,dej}(Q257) = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m} \geq A_{s,pot} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.1.3 Mejno stanje uporabnosti

Pomike določimo na podlagi elastične upogibne nosilnosti nerazpokanega prereza brez armature.

$$\begin{aligned}q_{Ed,MSU} &= 1,0 \cdot 2,33 \text{ m} \cdot g_{ST} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,33 \text{ m} \cdot q_{ST} = \\ &= 1,0 \cdot 14,8 + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 7,0 = 18,3 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Vplive lezenja in krčenja upoštevamo z zmanjšanjem elastičnega modula betona.

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{21000}{3100} = 6,77$$

$$n_L = 2 \cdot n_0 = 13,54$$

Težišče sovprežnega prereza

$$A_a \cdot a_a = A_c \cdot a_c \cdot \eta \cdot \frac{1}{n_L}$$

$$39,1 \cdot a_a = 1950 \cdot a_c \cdot 0,57 \cdot \frac{1}{13,54} \rightarrow a_a = 2,1 \cdot a_c$$

$$a_a + a_c = \frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2}$$

$$2,1 \cdot a_c + a_c = \frac{24}{2} + \frac{13}{2} \rightarrow a_c = 6 \text{ cm}$$

Vztrajnostni moment sovprežnega prereza

$$\begin{aligned}I_{sov} &= (I_c + A_c \cdot a_c^2) \cdot \frac{1}{n} + I_a + A_a \cdot a_a^2 \cdot \eta = \\ &= (27462,5 + 1950 \cdot 6^2) \cdot \frac{1}{13,54} + 3890 + 39,1 \cdot 12,5^2 \cdot 0,57 = 14585,2 \text{ cm}^4\end{aligned}$$

Za vertikalne pomike pohodnih strehe in stropov nasploh mora veljati:

$$w_{max} = \frac{5 \cdot q_{Ed,MSU} \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_{sov}} = \frac{5 \cdot 0,183 \cdot 600^4}{384 \cdot 21000 \cdot 14585,2} = 1,0 \text{ cm} < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

7.2 Dimenzioniranje primarnega nosilca

Karakteristike prereza

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$A = 134 \text{ cm}^2$$

$$b = 21 \text{ cm}$$

$$W_{pl} = 2787 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 1,72 \text{ cm}$$

$$I_z = 2670 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 1,11 \text{ cm}$$

$$I_t = 123 \text{ cm}^4$$

$$h_w = 51,56 \text{ cm}$$

$$I_\omega = 1884000 \text{ cm}^6$$

$$d = 46,7 \text{ cm}$$

Notranje statične količine

$$M_{Ed,MSN,polje} = 180,6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,MSN,podpora} = 314,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 200 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 203 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 91,7 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 102 \text{ kN}$$

7.2.1 Kontrola kompaktnosti prereza

Normalne napetosti

Pasnica

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5 \cdot b}{t_f} = \frac{105}{17,2} = 6,1 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1,0 = 9$$

Stojina

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{467}{11,1} = 42,1 \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13 \cdot \alpha - 1} = \frac{396 \cdot 1,0}{13 \cdot 0,54 - 1} = 67,8$$

$$\alpha = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{N_{Ed}}{f_y \cdot d \cdot t_w} \right) = 0,5 \cdot \left(1 + \frac{102}{23,5 \cdot 46,7 \cdot 1,11} \right) = 0,54 > 0,5$$

Strižne napetosti

Stojina

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{515,6}{11,1} = 46,5 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{1,0}{1,2} = 60$$

Prerez je v 1. razredu kompaktnosti.

7.2.2 Mejno stanje nosilnosti

Preveriti je potrebno tako nosilnost prereza, kot tudi nosilnost elementa.

Plastična nosilnost na enoosni upogib z osno silo

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 134 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 3149 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2787 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 655 \text{ kNm} \geq 314,6 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{102}{3149} = 0,032$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{134 - 2 \cdot 21 \cdot 1,72}{134} = 0,46$$

$$n \leq 0,5 \cdot a \leq 0,25$$

$$0,032 \leq 0,5 \cdot 0,46 = 0,23 \leq 0,25 \rightarrow M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$$

Ker je neenačba izpolnjena, ni potrebno zmanjšati plastične upogibne nosilnosti zaradi osne sile.

Plastična strižna nosilnost

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 71,9 \cdot \frac{23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 975,5 \text{ kN} \geq 203 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 134 - 2 \cdot 21 \cdot 1,72 + (1,11 + 2 \cdot 2,4) \cdot 1,72 = 71,9 \text{ cm}^2$$

$$A_v > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 51,56 \cdot 1,11 = 68,7 \text{ cm}^2$$

Velja:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,a,Rd}$$

Zato ni potrebno upoštevati vpliva vertikalne strižne sile na upogibno nosilnost → interakcije upogiba in vertikalnega striga ni potrebno preveriti.

Bočna zvrnitev

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,8 \cdot 2787 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 524 \text{ kNm} \geq 180,6 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot l_{LT}} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot l_{LT})^2}}$$

Primarni nosilci so na razdalji 233,3 cm bočno podprti s sekundarnimi nosilci. Za uklonska koeficienta upoštevamo konservativno vrednost:

$$k_\omega = 1,0$$

$$k_z = 1,0$$

Najbolj kritično je srednje polje, za katero velja:

$$\psi \cong 1,0 \rightarrow C_1 = 1,0$$

$$M_{cr} = 1,0 \cdot \frac{3,14}{1,0 \cdot 233,3} \cdot \sqrt{21000 \cdot 2670 \cdot 8100 \cdot 123 + \frac{3,14^2 \cdot 21000 \cdot 2670 \cdot 1884000}{(1,0 \cdot 233,3)^2}}$$

$$M_{cr} = 100612 \text{ kNcm} = 1006,1 \text{ kNm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2787 \cdot 23,5}{100612}} = 0,81$$

Za vroče valjan I prerez in spodnji pogoj se upošteva uklonska krivulja b.

$$\frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,6 > 2$$

$$\chi_{LT}(0,81; b) = 0,8$$

Zaradi majhne osne sile ni potrebno preverjati interakcije med bočno zvrnitvijo in uklonom.

7.3 Dimenzioniranje diagonal centričnega povezja

Diagonale služijo za prenos horizontalne obtežbe v smeri vzdolžnih okvirjev. Merodajna je obremenitev zaradi potresa.

Karakteristike prereza

Za diagonale uporabimo cevi različnih dimenzij.

Preglednica 21: Karakteristike diagonal centričnega povezja

	D [mm]	t [mm]	A [cm ²]	i [cm]
D_1	152,4	14,2	61,65	4,912
D_2	152,4	10	44,74	5,047
D_3	133	10	38,64	4,363
D_4	127	7,1	26,74	4,247

Notranje statične količine

$$D_1 = 1061,7 \text{ kN}$$

$$D_2 = 731,3 \text{ kN}$$

$$D_3 = 645,4 \text{ kN}$$

$$D_4 = 436,8 \text{ kN}$$

7.3.1 Kontrola kompaktnosti prereza

$$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2$$

Preglednica 22: Kontrola kompaktnosti prerezov diagonal

	d/t		$50 \cdot \varepsilon^2$
D_1	10,7	\leq	50
D_2	15,2	\leq	50
D_3	13,3	\leq	50
D_4	17,9	\leq	50

Vsi prerezi so v 1. razredu kompaktnosti.

7.3.2 Mejno stanje nosilnosti

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}}$$

Ω – faktor dodatne nosilnosti prereza v območju sipanja energije

Preglednica 23: Kontrola nosilnosti diagonal

	N_{Ed} [kN]		$N_{pl,Rd}$ [kN]	Ω [-]
D_1	1061,7	\leq	1448,8	1,37
D_2	731,3	\leq	1051,4	1,44
D_3	645,4	\leq	908,0	1,41
D_4	436,8	\leq	628,4	1,44

7.4 Dimenzioniranje stebra

Karakteristike prereza

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$W_{pl} = 7320 \text{ cm}^3$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$I_y = 210600 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 3,1 \text{ cm}$$

$$I_z = 13980 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 1,6 \text{ cm}$$

$$I_\omega = 13363000 \text{ cm}^6$$

$$h_w = 58,8 \text{ cm}$$

$$i_y = 27,1 \text{ cm}$$

$$d = 53,4 \text{ cm}$$

$$i_z = 6,99 \text{ cm}$$

$$A = 286 \text{ cm}^2$$

Notranje statične količine

Merodajna je obremenitev zaradi potresne obtežbe. Ker stebri predstavljajo del nosilne konstrukcije, ki ne sipa energije, jih je potrebno zavarovati pred preobremenitvijo v primeru polne plastifikacije elementov, ki energijo sipajo (prečke, diagonale). To storimo s faktorjem dodatne nosilnosti γ_{ov} in s faktorjem dodatne nosilnosti prereza Ω . Notranje sile v najbolj obremenjenem stebru določimo na naslednji način:

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$M_{Ed,G}, V_{Ed,G}, N_{Ed,G}$ – notranje statične količine zaradi gravitacijskih vplivov

$M_{Ed,E}, V_{Ed,E}, N_{Ed,E}$ – notranje statične količine zaradi potresnih vplivov

Preglednica 24: Obremenitev stebra

	Momentni okvir	Centrično povezje
$M_{Ed,G}$ [kNm]	26,9	0
$M_{Ed,E}$ [kNm]	343,1	0
$V_{Ed,G}$ [kN]	17,3	0
$V_{Ed,E}$ [kN]	80,5	0
$N_{Ed,G}$ [kN]	737,4	0
$N_{Ed,E}$ [kN]	159,8	1677,4

S faktorjem γ_{ov} upoštevamo dejstvo, da so dejanske mehanske lastnosti materiala višje od nominalnih. V conah sipanja je uporabljeno jeklo S235 in v conah izven sipanja energije jeklo S275.

S faktorjem Ω pa upoštevamo, da diagonale in prečke pri potresni obtežbi niso polno izkoriščene.

$$\Omega_{diagonala} = 1,37$$

$$\Omega_{prečka} = \min\left(\frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}\right) = \frac{655}{309,8} = 2,11$$

Konstrukcijo obravnavamo ločeno v dveh smereh, ker pa potres sočasno deluje v obeh smereh, upoštevamo za določitev notranjih sil naslednjo kombinacijo potresnih vplivov:

$$1,0 \cdot E_x \text{ "+" } 0,3 \cdot E_y$$

$$0,3 \cdot E_x \text{ "+" } 1,0 \cdot E_y$$

Upoštevan je celotni potresni vpliv v smeri x:

$$M_{Ed,1} = 26,9 + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 343,1) = 1022,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,1} = 17,3 + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 80,5) = 250,9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,1} = 737,4 + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 159,8) + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,37 \cdot 1677,4) = 2149 \text{ kN}$$

Upoštevan je celotni potresni vpliv v smeri y:

$$M_{Ed,2} = 26,9 + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 343,1) = 325,5 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,2} = 17,3 + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 80,5) = 87,4$$

$$N_{Ed,2} = 737,4 + 0,3 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,11 \cdot 159,8) + 1,0 \cdot (1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,37 \cdot 1677,4) = 4036,3 \text{ kN}$$

7.4.1 Kontrola kompaktnosti prereza

Normalne napetosti

Pasnica

$$\frac{c}{t} = \frac{0,5 \cdot b}{t_f} = \frac{150}{31} = 4,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,3$$

Stojina

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{534}{16} = 33,4 \leq 38 \cdot \varepsilon = 38 \cdot 0,92 = 35$$

Strižne napetosti

Stojina

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{588}{16} = 36,8 \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{0,92}{1,2} = 46$$

Prerez je v 2. razredu kompaktnosti.

7.4.2 Mejno stanje nosilnosti

Preveriti je potrebno tako nosilnost prereza, kot tudi nosilnost elementa. Vse kontrole izvedemo za dele stebrov v pritličju, saj je poleg največje obtežbe tudi etažna višina tu največja.

Plastična nosilnost na enoosni upogib z osno silo

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 286 \cdot \frac{27,5}{1,0} = 7865 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7320 \cdot \frac{27,5}{1,0} = 2013 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{(1 - 0,5 \cdot a)}$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{286 - 2 \cdot 30 \cdot 3,1}{286} = 0,35$$

$$n = \frac{2149}{7865} = 0,27 \geq 0,25 \rightarrow M_{N,y,Rd} = 2013 \cdot \frac{1 - 0,27}{(1 - 0,5 \cdot 0,35)} = 1772,9 \text{ kNm} \geq 1156,3 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{4036,3}{7865} = 0,51 \geq 0,25 \rightarrow M_{N,y,Rd} = 2013 \cdot \frac{1 - 0,51}{(1 - 0,5 \cdot 0,35)} = 1187,6 \text{ kNm} \geq 365,1 \text{ kNm}$$

Plastična strižna nosilnost

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 121,7 \cdot \frac{27,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 1932,3 \text{ kN} \geq 250,9 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 286 - 2 \cdot 30 \cdot 3,1 + (1,6 + 2 \cdot 2,7) \cdot 3,1 = 121,7 \text{ cm}^2$$

$$A_v > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,2 \cdot 58,8 \cdot 1,6 = 112,9 \text{ cm}^2$$

Velja: $V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{pl,a,Rd} \rightarrow$ interakcije upogiba in striga ni potrebno preveriti.

Upogibni uklon

Stebri imajo enako uklonsko dolžino okoli obeh osi, zato je bolj kritičen uklon okoli šibke osi z. Zaradi interakcije med uklonom in bočno zvrnitvijo opravimo kontrolo tudi za uklon okoli močne osi y.

$$l_{u,y} = l_{u,z} = 490 \text{ cm}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\lambda = \frac{l_u}{i \cdot \lambda_1} = \frac{l_u}{i \cdot 93,9 \cdot \varepsilon}$$

Preglednica 25. Kontrola stabilnosti na upogibni uklon

	Uklon okoli osi y		Uklon okoli osi z
λ_y	0,21	λ_z	0,81
$\chi(\lambda_y, b)$	0,99	$\chi(\lambda_z, b)$	0,72
$N_{b,Rd,y}$ [kN]	7786,4	$N_{b,Rd,z}$ [kN]	4839,1
$N_{Ed,1}/N_{b,Rd,y}$	0,27	$N_{Ed,1}/N_{b,Rd,z}$	0,44
$N_{Ed,2}/N_{b,Rd,y}$	0,52	$N_{Ed,2}/N_{b,Rd,z}$	0,83

Nosilnost na upogibni uklon v noben primeru ni presežena.

Interakcija uklona in bočne zvrnitve

Stebri niso bočno podprti, zato pri računu kritičnega momenta upoštevamo višino pritličja. Za uklonska koeficienta k_ω in k_z ter za koeficient C_1 upoštevamo naslednje vrednosti:

$$k_\omega = 1,0$$

$$k_z = 0,5$$

$$\psi \cong -0,25 \rightarrow C_1 = 2,0$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{k_z \cdot l_{LT}} \cdot \sqrt{E \cdot I_z \cdot G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z \cdot I_\omega}{(k_\omega \cdot l_{LT})^2}} = 1837783,7 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7320 \cdot 27,5}{1837783,7}} = 0,33 \rightarrow \chi_{LT} = 1,0$$

$$M_{b,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 2013 \text{ kNm}$$

Za elemente pomičnih okvirjev se za C_{my} upošteva vrednost 0,9. Interakcijski faktorji k_{ij} se razlikujejo glede na os uklona in smer prevladujočega potresnega vpliva. Določimo jih na podlagi preglednice Pr. 3-28 iz Priročnika za projektiranje gradbenih konstrukcij po Evrokod standardih.

Preglednica 26: Interakcijski faktorji

	k_{yy}	k_{zy}
Prevladuje potres v smeri x	0,902	0,541
Prevladuje potres v smeri y	0,904	0,543

Možna je kombinacija uklona okoli močne osi y in bočne zvrnitve ter kombinacija uklona okoli šibke osi z in bočne zvrnitve. Pri vsaki pa sta možni še po dve kombinaciji glede na smer prevladujočega potresnega vpliva.

Uklon okoli osi y in bočna zvrnitev:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$0,27 + 0,902 \cdot 0,55 = 0,76 \leq 1,0$$

$$0,52 + 0,904 \cdot 0,18 = 0,68 \leq 1,0$$

Uklon okoli osi z in bočna zvrnitev:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$0,44 + 0,541 \cdot 0,55 = 0,74 \leq 1,0$$

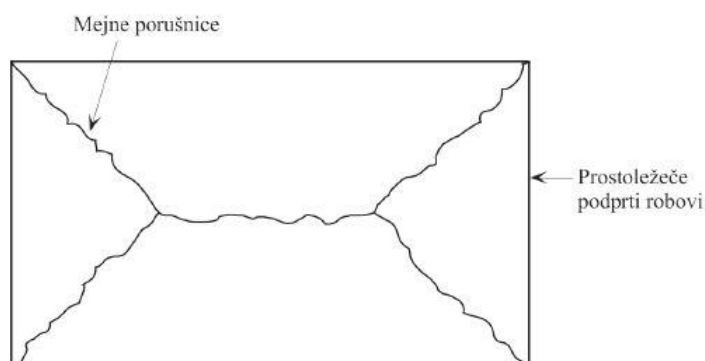
$$0,83 + 0,543 \cdot 0,18 = 0,93 \leq 1,0$$

8 POŽARNA ANALIZA

Poudarek požarne analize objekta je na požarni odpornosti sovprežnega stropa. Standardi zahtevajo, da se odpornost določi s standardnimi požarnimi testi ali z računskimi metodami na nivoju posameznih elementov. V preteklosti je bilo opravljenih veliko število požarnih testov z naravnim požarom na stavbah naravne velikosti. Vsi testi so pokazali, da je požarna odpornost sovprežnih plošč mnogo večja od požarne odpornosti posameznih konstrukcijskih elementov. Očitno je, da imajo jeklene konstrukcije velike rezerve glede požarne odpornosti in da standardni požarni testi ne prikažejo dejanskega obnašanja sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona med požarom. Izkazalo se je, da je razlog za dobro obnašanje sovprežnih stropov med požarom membransko delovanje armiranobetonskih plošč in mrežno delovanje sistema jeklenih nosilcev. Na podlagi številnih eksperimentov je bila razvita napredna metoda preverjanja požarne odpornosti, ki za razliko od enostavnih postopkov iz predpisov upošteva obnašanje sovprežne konstrukcije kot celote. (Beg in sod., 2012)

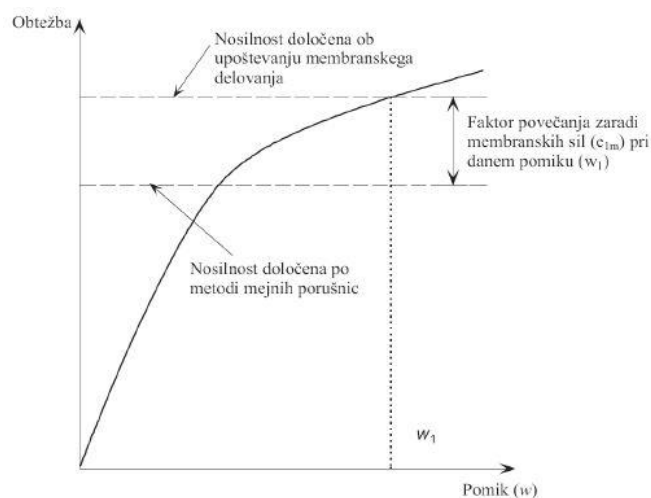
8.1 Membransko delovanje armiranobetonskih plošč

Račun nosilnosti armiranobetonskih plošč po teoriji porušnic temelji na predpostavljenih porušnih mehanizmih in sposobnosti plastifikacije slabo armiranih betonskih plošč. Mejne porušnice, vzdolž katerih pride do plastifikacije armature in razpokanja betonske plošče, določajo porušni mehanizem. Do porušnega mehanizma prikazanega na spodnji sliki pride tudi v primeru sovprežnih stropov. Sovprežna plošča je najprej nosilna v prečni smeri glede na sekundarna nosilca, ko pa nezaščiteni sekundarni nosilci zaradi višje temperature izgubijo nosilnost, dobimo prostoležečo ploščo nosilno v obeh smereh. (Beg in sod., 2012)

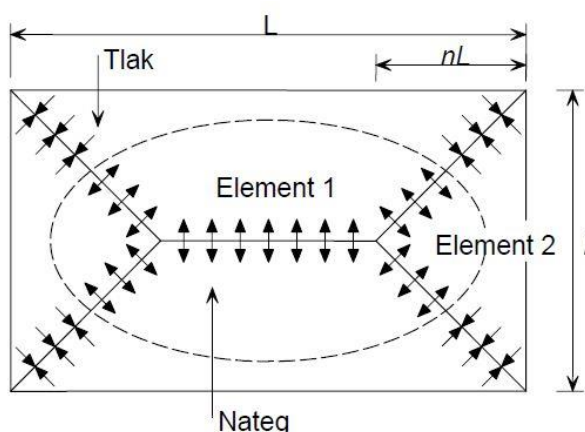


Slika 10: Tipična oblika mejnih porušnic v pravokotnih ploščah s prostoležeče podprtimi robovi (Beg in sod., 2012)

V preteklosti opravljeni eksperimenti so pokazali, da je nosilnost armiranobetonskih plošč precej večja od izračunane nosilnosti z metodo mejnih porušnic. Večja nosilnost je predvsem posledica nateznih membranskih sil, ki se pri velikih pomikih pojavijo v plošči. Povečanje nosilnosti v odvisnosti od pomika je prikazano na sliki 11. Na sliki 12 je prikazana razporeditev membranskih sil pri členkasto podprti prostoležeči plošči. Takšna razporeditev se pojavi v primeru porazdeljene obtežbe. Znotraj črtkanega območja imamo natezne membranske sile v plastičnih linijah, zunaj območja pa tlačne napetosti v plastičnih linijah. (Beg in sod., 2012)



Slika 11: Povečanje nosilnosti zaradi membranskih sil (Beg in sod., 2012)



Slika 12: Razporeditev napetosti vzdolž plastičnih linij (Beg in sod., 2012)

8.2 Račun odpornosti sovprežnega stropa

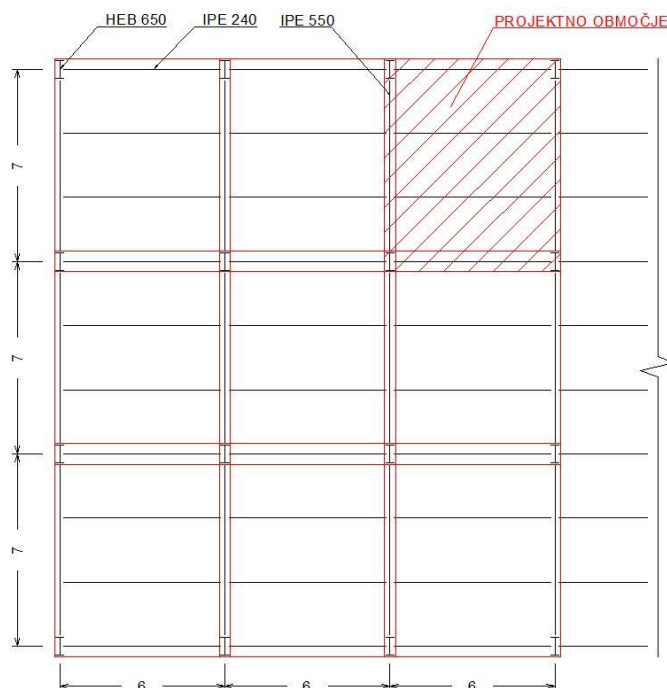
Požarno odpornost sovprežnega stropa preverimo z enostavno metodo, ki upošteva membransko delovanje sovprežnih konstrukcij. Izračun izvedemo s programom MACS+.

Kot merilo požarne odpornosti konstrukcij se upošteva čas, v katerem mora konstrukcija ohraniti nosilnost. V našem primeru ima stavba poleg pritličja še tri nadstropja, zato v skladu s tehnično smernico TSG-1-001: 2010 upoštevamo požarno varnost konstrukcije R60, kar pomeni, da mora nosilna konstrukcija ohraniti nosilnost 60 minut.

Vsaka etaža stavbe predstavlja svoj požarni sektor. Programsko orodje od projektanta zahteva razdelitev posamezne etaže na manjša projektna območja, ki morajo upoštevati določene pogoje. V primeru R60

morajo biti robni nosilci projektnega območja protipožarno zaščiteni in podprti s stebri. Če robni nosilci niso protipožarno zaščiteni, ne zagotavljajo zadostne vertikalne podpore plošči in posledično se pozitivni vplivi membranskega delovanja močno zmanjšajo. (Beg in sod., 2012)

Za projektno območje izberemo polje 7x6 m. V vsakem polju imamo na dveh robovih prečki momentnega okvirja in na drugih dveh sekundarna nosilca, ki sta členkasto pritrjena na stebra. Predpostavimo, da so vsi robni nosilci požarno zaščiteni in nudijo zadostno nosilnost v primeru požara.



Slika 13: Razdelitev stropa na projektna območja

Obtežbo določimo v skladu s standardom SIST EN 1990, upoštevamo kombinacijo za nezgodna projektna stanja:

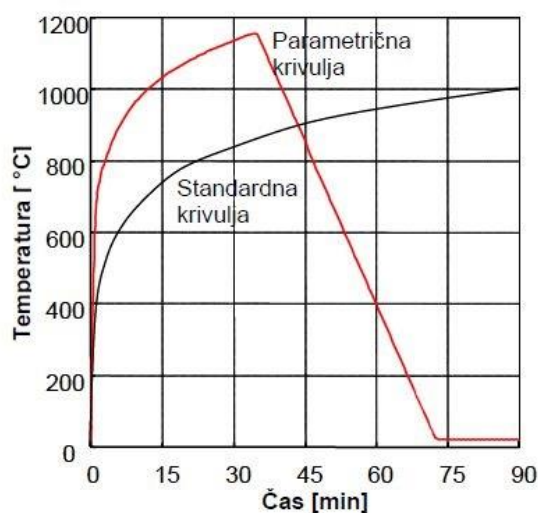
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

A_d - nezgodna obtežba (požar)

Račun požarne odpornosti izvedemo za sovprežno ploščo strehe, sej je stalna obtežba strehe največja. Obtežba sovprežne plošče strehe v primeru požara znaša:

$$q_{fi,sd} = 1,0 \cdot g_{ST} + 0,5 \cdot q_{ST} = 1,0 \cdot 6,23 + 0,5 \cdot 3,0 = 7,73 \text{ kN/m}^2$$

S programom je možno izvesti požarno analizo ob upoštevanju naravnega požara z uporabo parametrične krivulje ali pa s krivuljo standardnega požara. Parametrična krivulja opisuje spreminjanje temperature s časom ob upoštevanju dejanskih pogojev v požarnem sektorju. V dejanskih pogojih so zajeti: velikost projektne območja, višina projektne območja, površina oken, delež odprtih oken, količina in razporeditev gorljivih snovi ter toplotne lastnosti ovoja projektne območja. Pri parametrični krivulji v večini primerov lahko opazimo hitro naraščanje temperature, kasneje pa le-ta zaradi izgorevanja gorljivih snovi hitro pada. Standardna krivulja temperatura-čas vseskozi konstantno narašča. (Beg in sod., 2012)

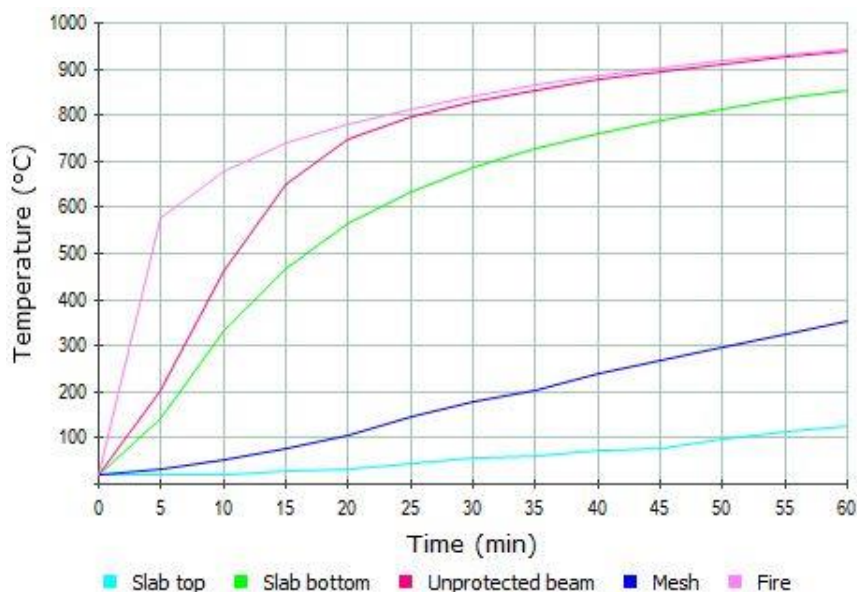


Slika 14: Primerjava med značilno parametrično in standardno krivuljo temperatura čas (Beg in sod., 2012)

Ker dejanskih razmer v požarnem sektorju ne poznamo dovolj dobro, izvedemo račun ob upoštevanju krivulje standardnega požara. Vsi koraki računa s programom so priloženi v prilogah. Iz rezultatov je razvidno, da požarno nezaščiteni sekundarni nosilci skupaj s betonsko ploščo nudijo zadostno požarno odpornost. Razmerje med obtežbo plošče in najmanjšo nosilnostjo sovprežnega stropa pri standardnem požaru znaša:

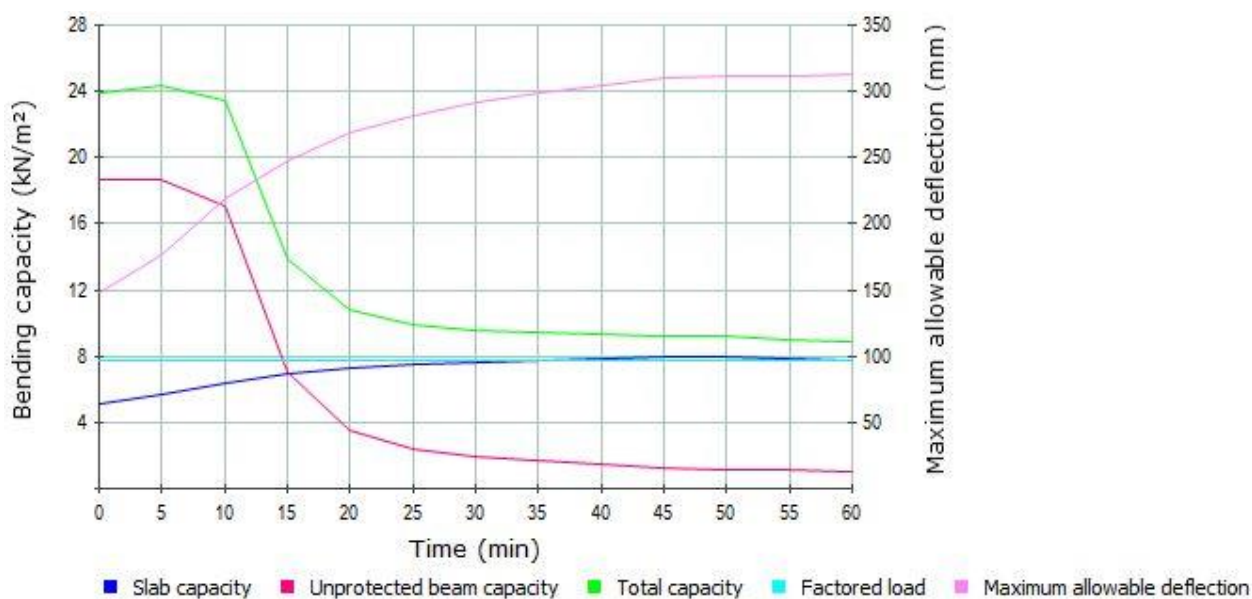
$$\frac{q_{fi,sd}}{q_{fi,Rd,ub}} = \frac{7,73}{8,84} = 0,87$$

Iz slike 15 je razvidno spreminjanje temperature v posameznih sestavnih delih sovprežnega stropa. Opazimo lahko, da temperatura v jeklenem nosilcu hitreje narašča in doseže višjo vrednost kot betonska plošča. Razlog je večja toplotna prevodnost jekla.



Slika 15: Krivulja standardnega požara in spreminjanje temperature s časom

Slika 16 prikazuje spreminjanje nosilnosti plošče, nezaščitenega nosilca in skupne nosilnosti s časom. Opazimo lahko, da nosilnost plošče s časom narašča. Po 60 minutah je celo za faktor 1,5 večja od nosilnosti na začetku požara. Razlog za to je, da se s pomiki plošče povečuje ugoden učinek membranskega delovanja. Nezaščiten nosilec kot samostojen element že 15 minut po začetku požara ne nudi zadostne nosilnosti. Skupaj z betonsko ploščo pa je nosilnost večja od obremenitve tudi po 60 minutah.



Slika 16: Spreminjanje nosilnosti s časom

9 ZAKLJUČEK

V okviru diplomske naloge sem analiziral večetažno jekleno stavbo in izvedel dimenzioniranje nosilnih elementov.

Najprej sem zasnoval nosilno konstrukcijo in konstrukcijska sklopa strehe ter ostalih stropov. Zaradi številnih prednosti sem se odločil za zeleno streho. Za nosilno konstrukcijo stropov sem izbral sovprežno ploščo. Zaradi večje izkoriščenosti sovprežnega prereza sem izvedel delno strižno povezavo med betonsko ploščo in sekundarnim jeklenim nosilcem. Spoznal sem se z določitvijo obtežbe snega in vetra.

Največ težav sem imel pri potresni analizi momentnega okvirja. V našem primeru je zelo velika lastna in koristna masa na streha, kar je z vidika potresnoodpornega projektiranja zelo neugodno. Dodatno težavo predstavlja tudi geometrija okvirja, saj je etažna višina pritličja precej večja od etažnih višin v nadstropjih. Vse skupaj povzroča velike pomike in momente ob vpetju stebrov. Za določitev dimenzij prečk in stebrov je torej merodajna kontrola pomikov in nosilnosti pri potresnem projektne stanju. Spoznal sem, da pravila za protipotresno gradnjo od projektanta zahtevajo iskanje ravnovesja dimenzij med elementi, ki sipajo energijo, in elementi, ki energije ne sipajo.

Pri požarni analizi sem se osredotočil na nosilnost sovprežnega stropa. Seznanil sem se z membranskimi napetostmi v armiranobetonskih ploščah in določil požarno odpornost stropne konstrukcije z enostavno metodo, ki upošteva pozitivne učinke membranskih sil na nosilnost sovprežnih konstrukcij.

Skozi proces projektiranja sem bolj natančno spoznal standarde. Naučil sem se uporabljati programski orodji SCIA Engineer in MACS+.

VIRI

Beg, D. 2014. Projektiranje jeklenih konstrukcij v skladu z Evrokodom 3. Neobjavljeno študijsko gradivo. Ljubljana: 111 str.

Beg, D., Pogačnik, A. 2011. Priročnik za projektiranje gradbenih konstrukcij po evrokod standardih. Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1300 str.

Beg, D., Vassart, O., Zhao, B. 2012. Membransko delovanje sovprežnih stropov med požarom. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 221 str.

SIST EN 1990. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1. Evrokod 1: Vpliv na konstrukcije – 1–1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-1. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1–3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega.

SIST EN 1991: 2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1–3.del: Splošni vplivi – Obtežba snega – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-1. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1–4.del: Splošni vplivi – Vpliv vetra.

SIST EN 1991: 2005/oA101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1–4.del: Splošni vplivi – Vpliv vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1993-1-1. Evrokod 3: Projektiranje jeklenih konstrukcije – 1–1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1994-1-1. Evrokod 4: Projektiranje sovprežnih konstrukcij iz jekla in betona – 1-1.del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SEZNAM PRILOG

PRILOGA 1: Momentni okvir – M [kNm] pri največjem pozitivnem momentu v prečki

PRILOGA 2: Momentni okvir – V [kN] pri največjem pozitivnem momentu v prečki

PRILOGA 3: Momentni okvir – N [kN] pri največjem pozitivnem momentu v prečki

PRILOGA 4: Momentni okvir – M [kNm] pri največjem negativnem momentu v prečki

PRILOGA 5: Momentni okvir – V [kN] pri največjem negativnem momentu v prečki

PRILOGA 6: Momentni okvir – N [kN] pri največjem negativnem momentu v prečki

PRILOGA 7: Momentni okvir – M [kNm] za seizmičen del potresne kombinacije

PRILOGA 8: Momentni okvir – V [kN] za seizmičen del potresne kombinacije

PRILOGA 9: Momentni okvir – N [kN] za seizmičen del potresne kombinacije

PRILOGA 10: Momentni okvir – M [kNm] za gravitacijski del potresne kombinacije

PRILOGA 11: Momentni okvir – V [kN] za gravitacijski del potresne kombinacije

PRILOGA 12: Momentni okvir – N [kN] za gravitacijski del potresne kombinacije

PRILOGA 13: Momentni okvir – u_z [mm] za MSU

PRILOGA 14: Momentni okvir – u_z [mm] za potresno projektno stanje

PRILOGA 15: Centrično povezje – N [kN] za potresno projektno stanje

PRILOGA 16: Centrično povezje – u_z [mm] za potresno projektno stanje

PRILOGA 17: Centrično povezje – u_x [mm] za potresno projektno stanje

PRILOGA 18: Vhodni podatki v programu MACS+ - projektno območje

PRILOGA 19: Vhodni podatki v programu MACS+ - profilirana pločevina

PRILOGA 20: Vhodni podatki v programu MACS+ - armiranobetonska plošča

PRILOGA 21: Vhodni podatki v programu MACS+ - nosilci

PRILOGA 22: Vhodni podatki v programu MACS+ - nosilci

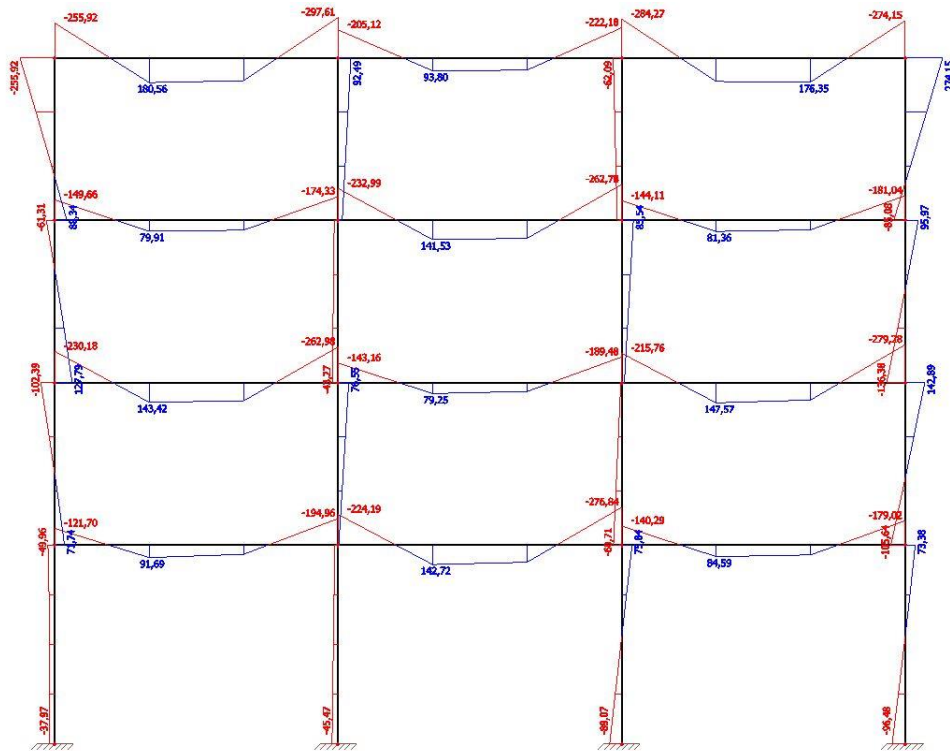
PRILOGA 23: Vhodni podatki v programu MACS+ - obtežba

PRILOGA 24: Vhodni podatki v programu MACS+ - metoda analize

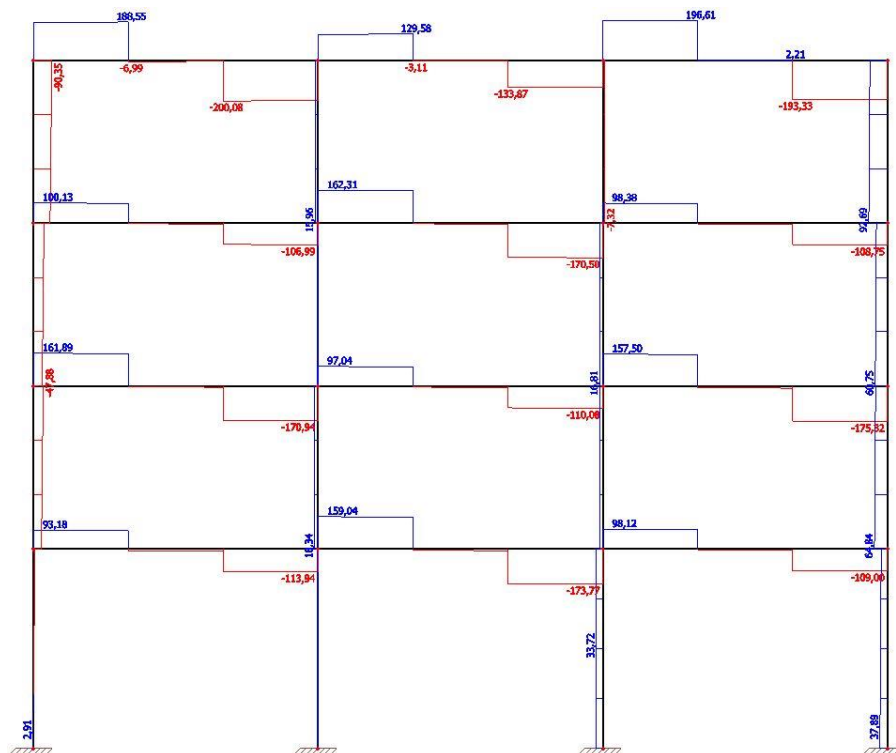
PRILOGA 25: Izhodni podatki v programu MACS+ - rezultati

PRILOGA 26: Tloris nosilne konstrukcije

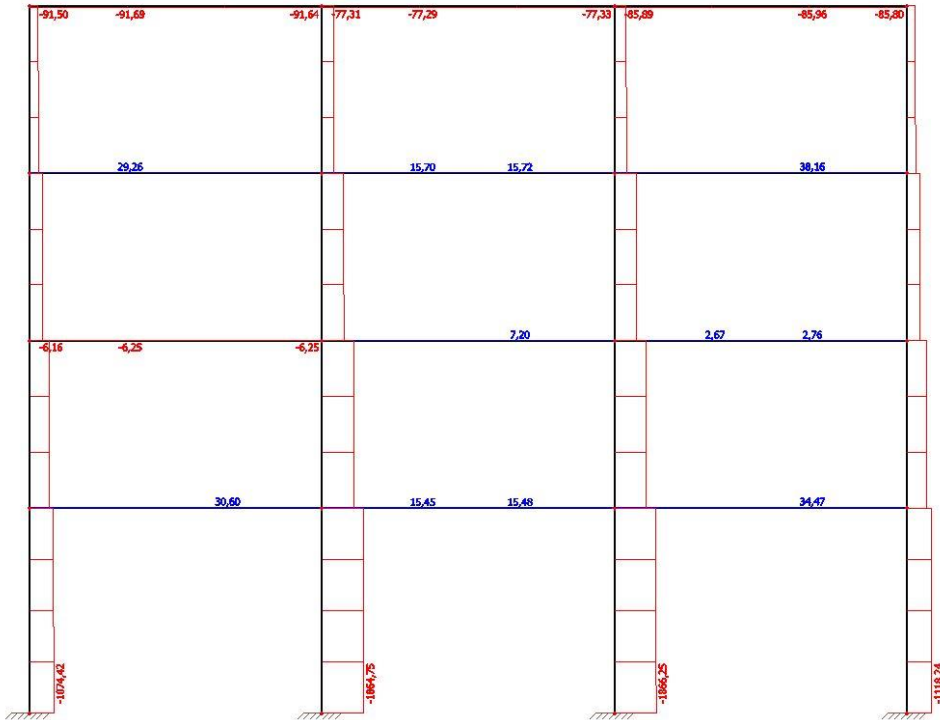
PRILOGA 27: Pogled nosilne konstrukcije



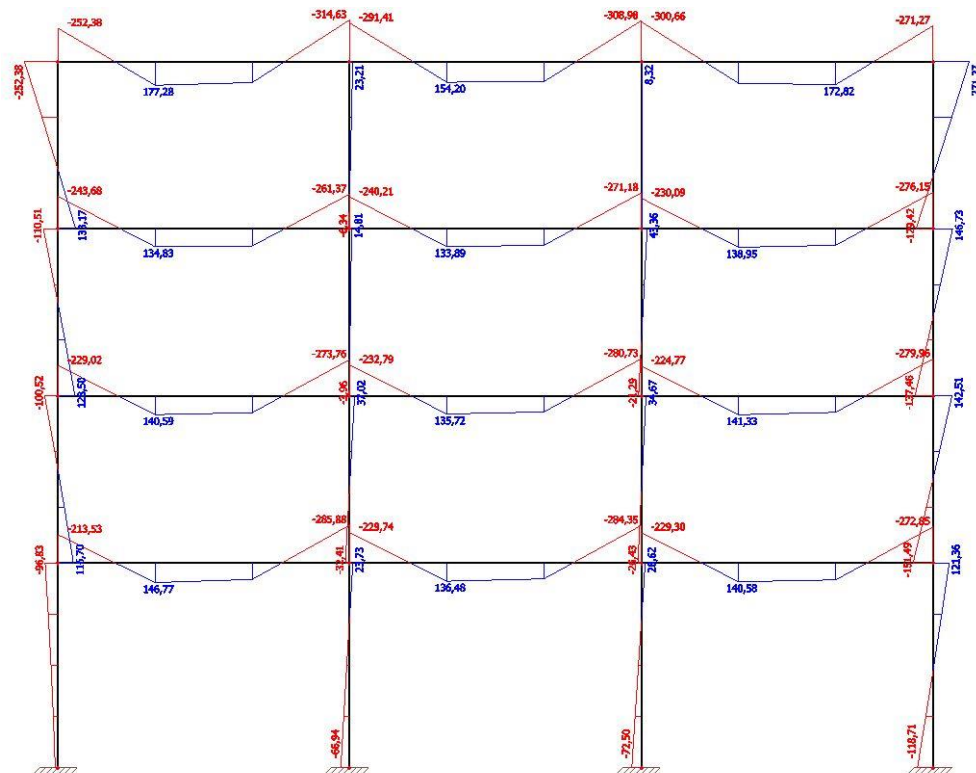
PRILOGA 1: Momentni okvir – M [kNm] pri največjem pozitivnem momentu v prečki



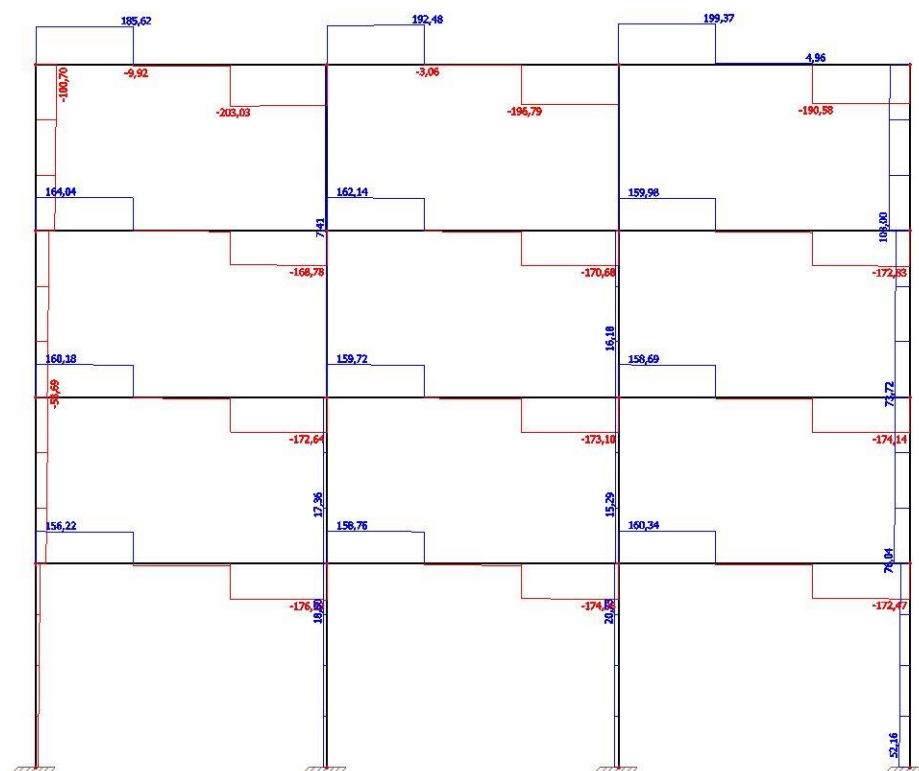
PRILOGA 2: Momentni okvir – V [kN] pri največjem pozitivnem momentu v prečki



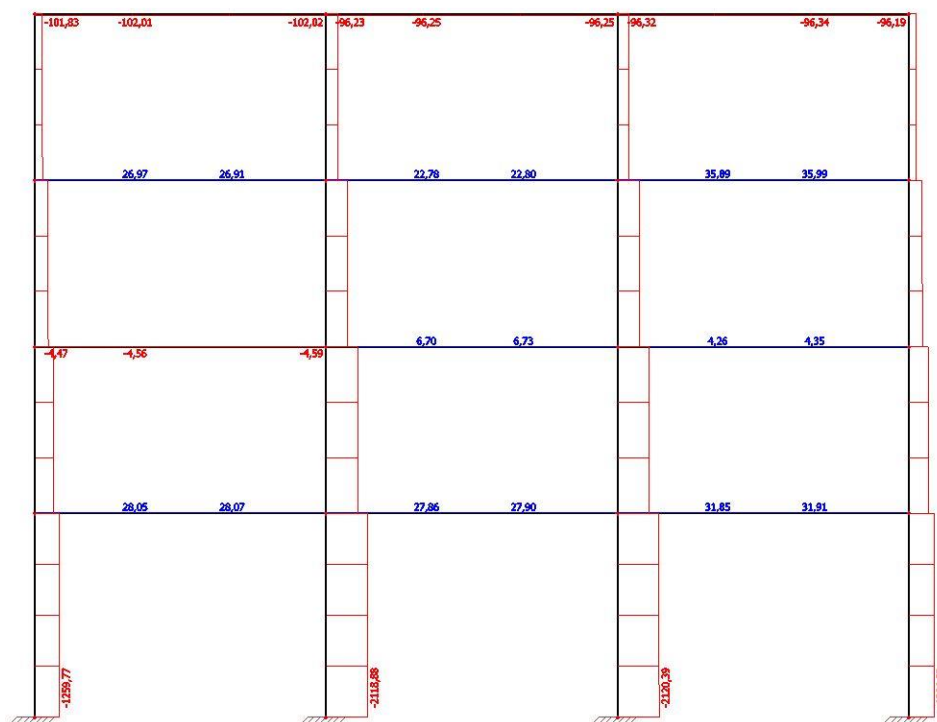
PRILOGA 3: Momentni okvir – N [kN] pri največjem pozitivnem momentu v prečki



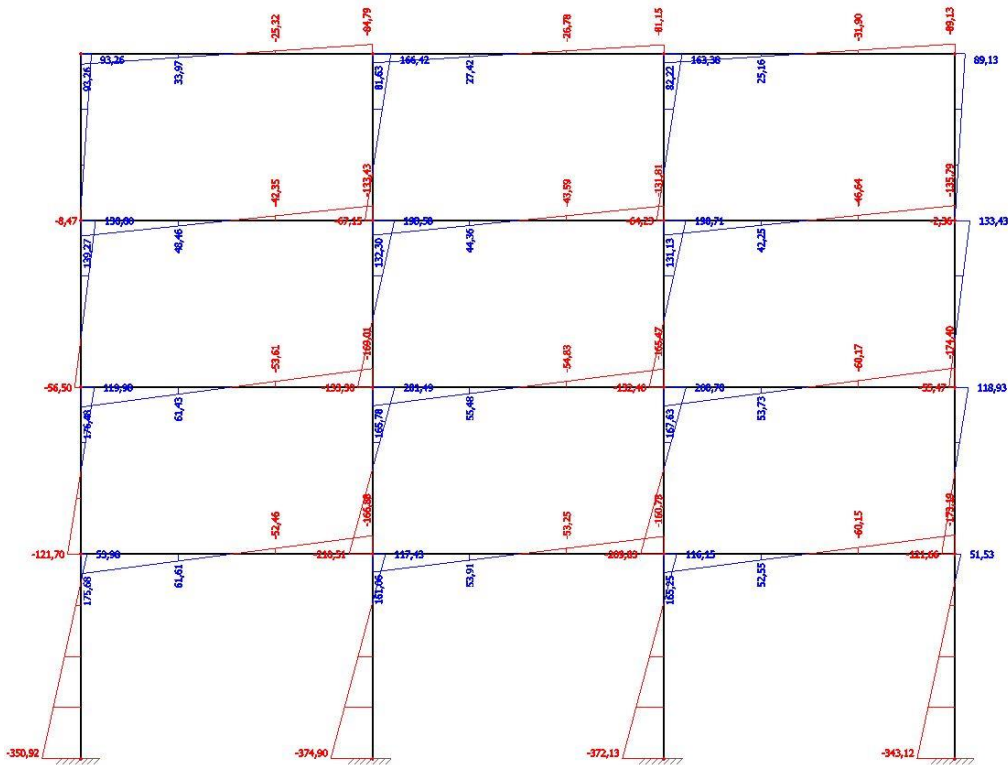
PRILOGA 4: Momentni okvir – M [kNm] pri največjem negativnem momentu v prečki



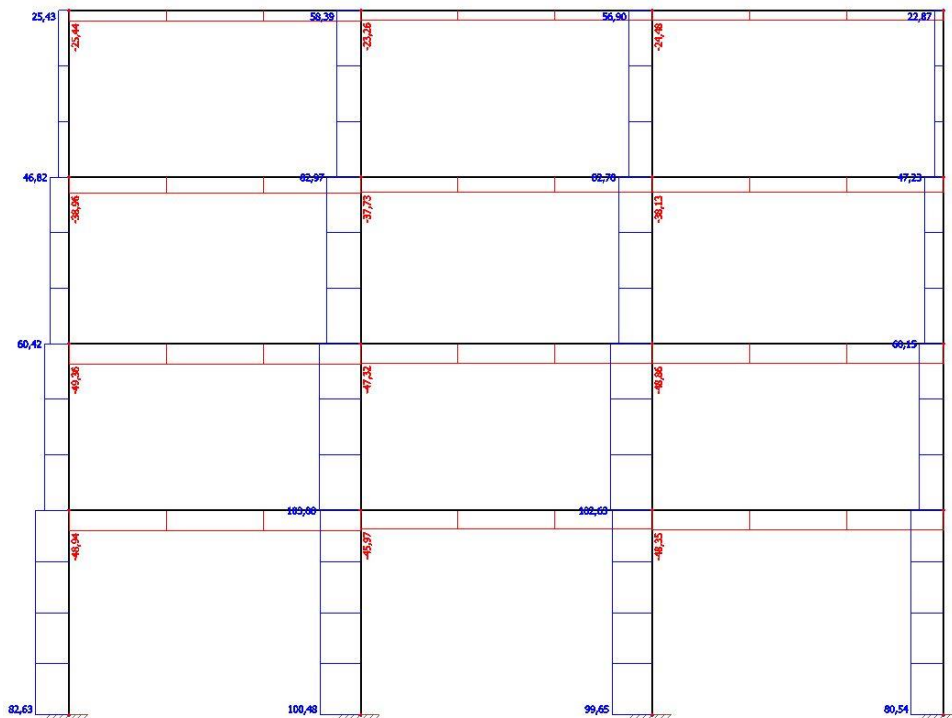
PRILOGA 5: Momentni okvir – V [kN] pri največjem negativnem momentu v prečki



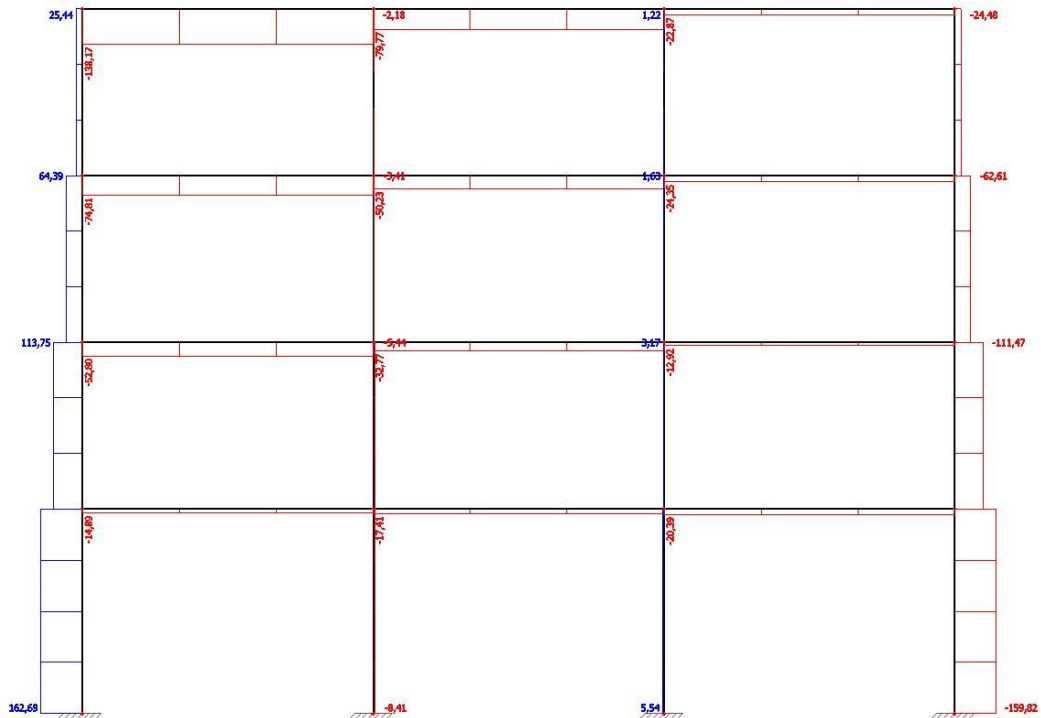
PRILOGA 6: Momentni okvir – N [kN] pri največjem negativnem momentu v prečki



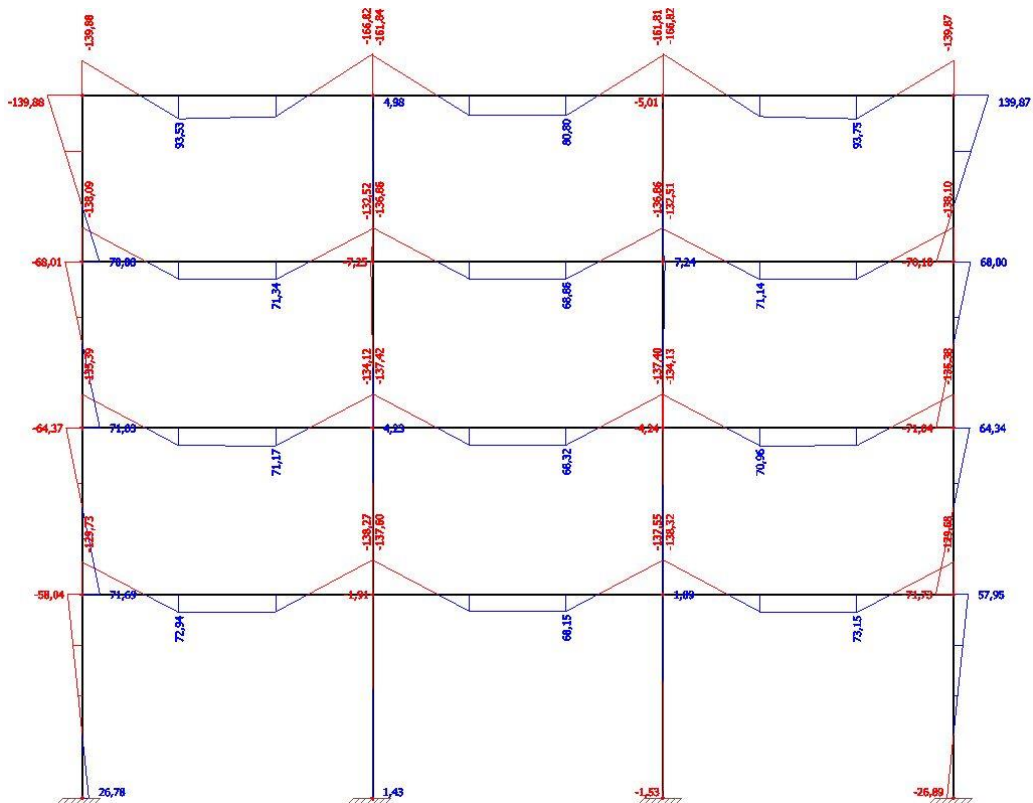
PRILOGA 7: Momenti okvir – M [kNm] za seizmičen del potresne kombinacije



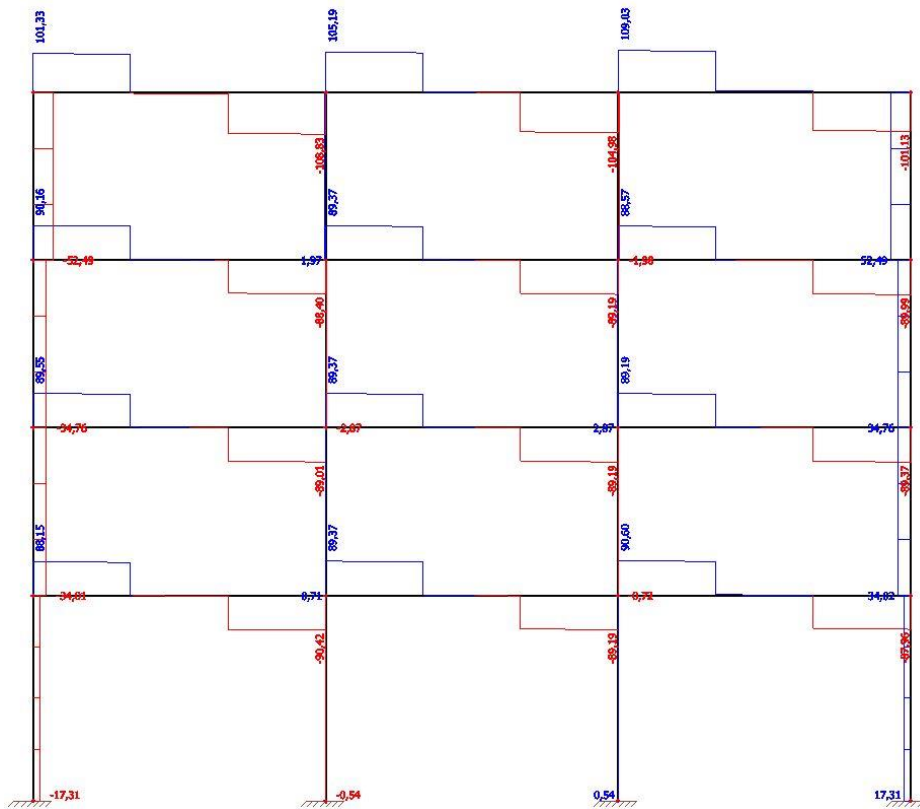
PRILOGA 8: Momenti okvir – V [kN] za seizmičen del potresne kombinacije



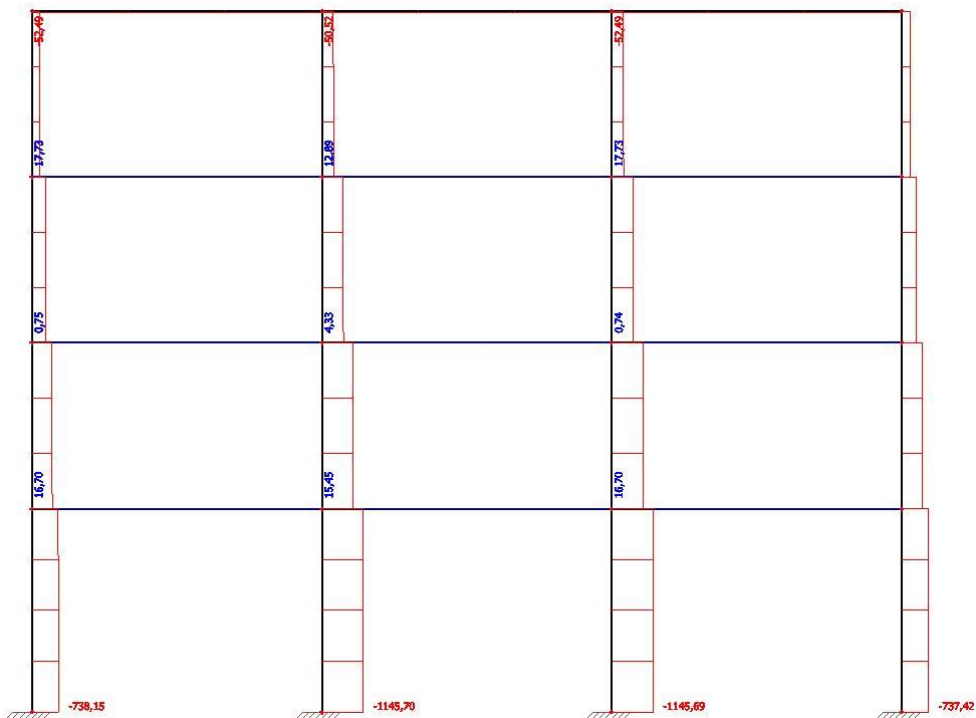
PRILOGA 9: Momenti okvir – N [kN] za seizmičen del potresne kombinacije



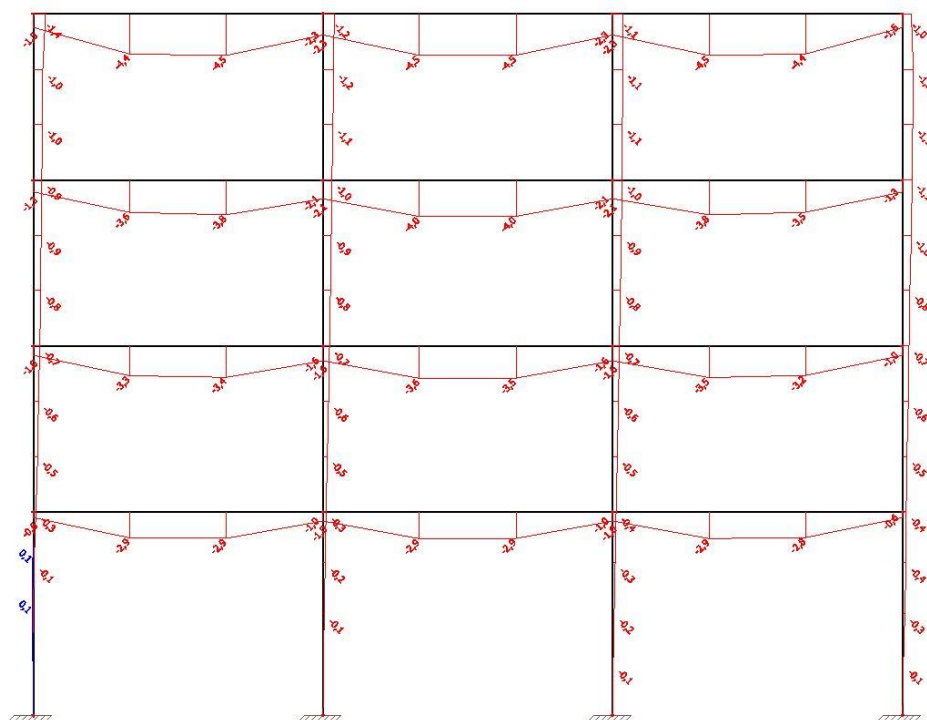
PRILOGA 10: Momenti okvir – M [kNm] za gravitacijski del potresne kombinacije



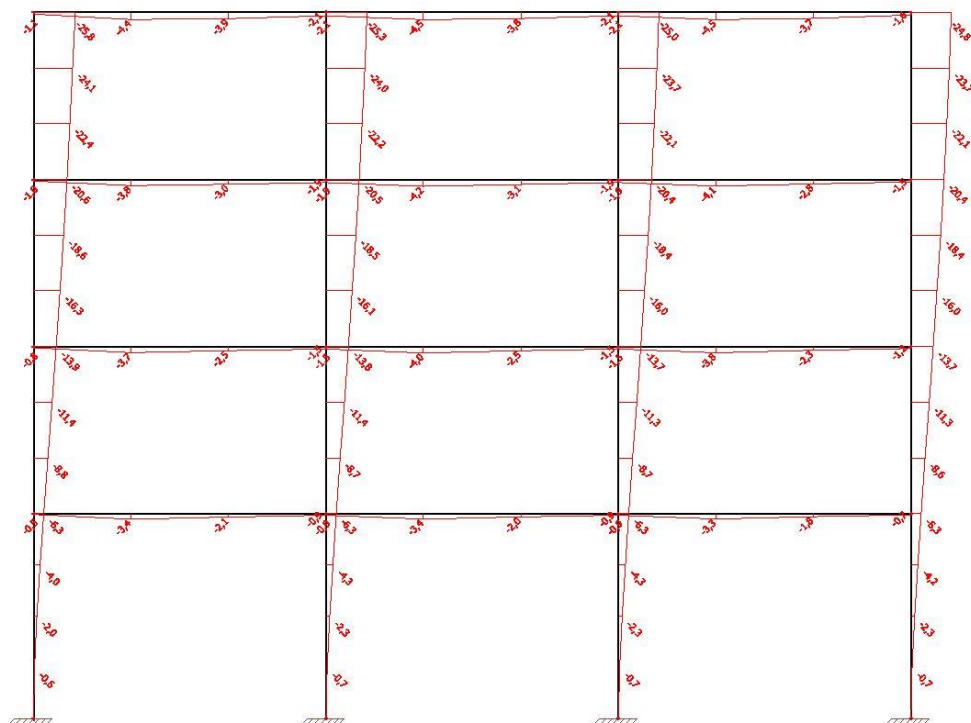
PRILOGA 11: Momenti okvir – V [kN] za gravitacijski del potresne kombinacije



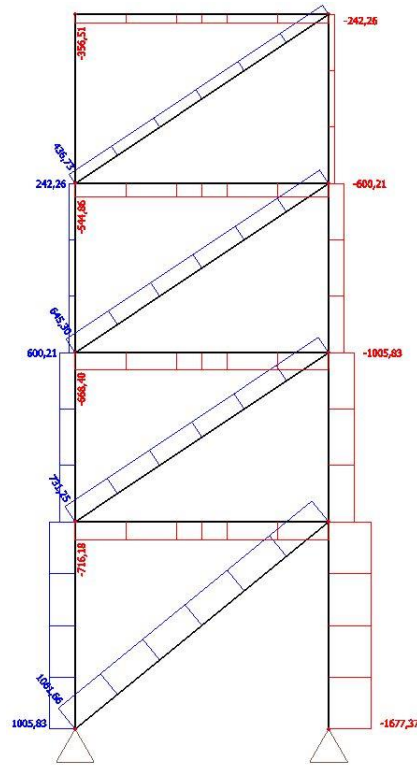
PRILOGA 12: Momenti okvir – N [kN] za gravitacijski del potresne kombinacije



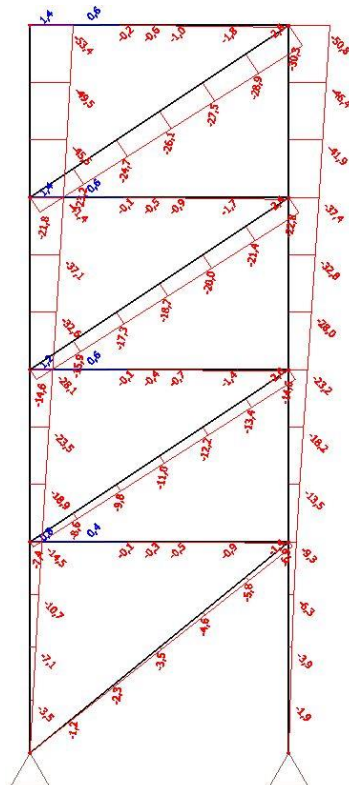
PRILOGA 13: Momenti okvir – u_z [mm] za MSU



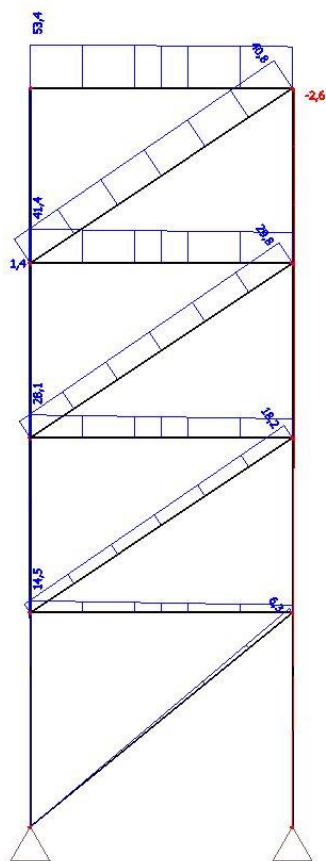
PRILOGA 14: Momenti okvir – u_z [mm] za potresno projektno stanje



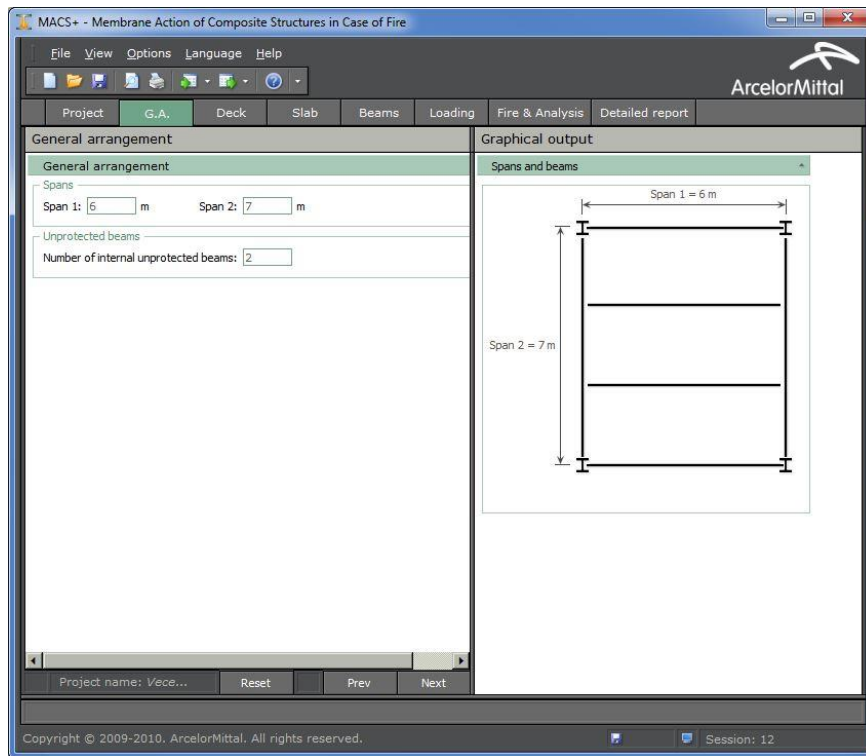
PRILOGA 15: Centrično povezje – N [kN] za potresno projektno stanje



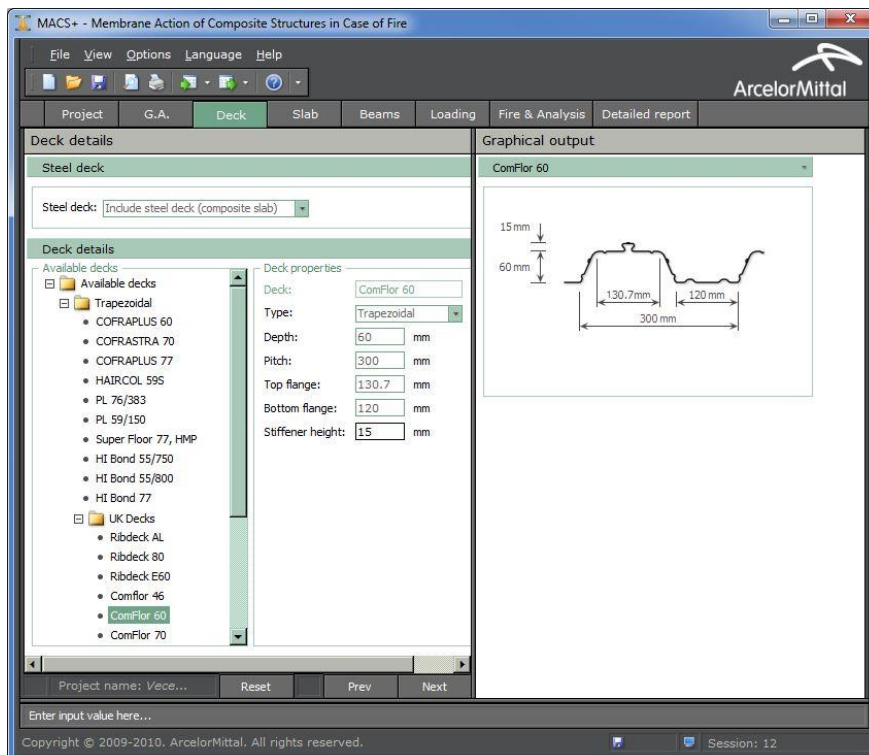
PRILOGA 16: Centrično povezje – u_z [mm] za potresno projektno stanje



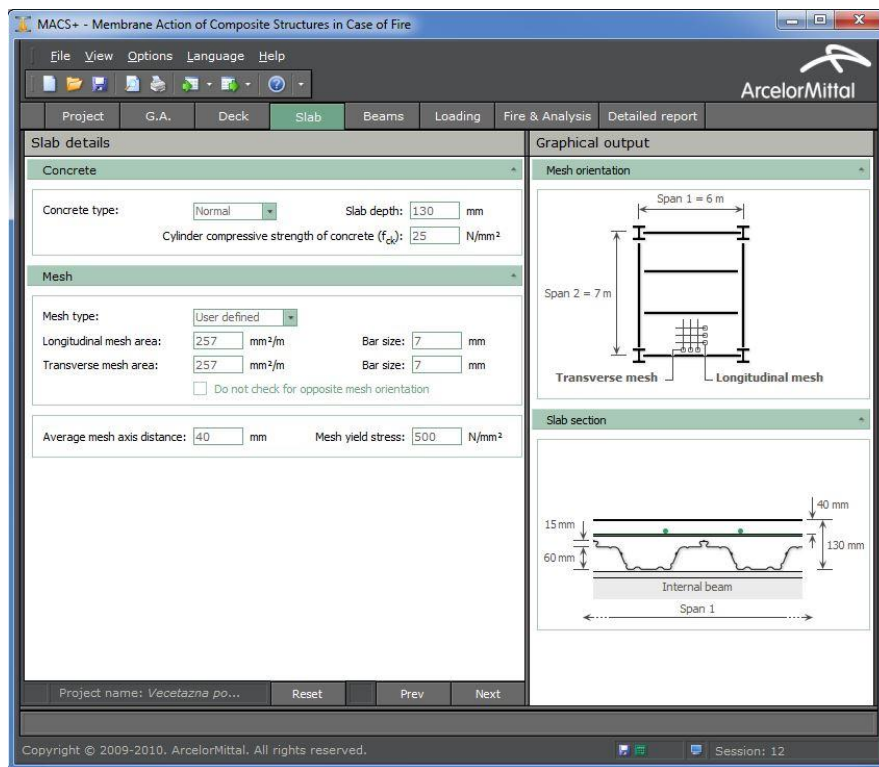
PRILOGA 17: Centrično povezje – u_x [mm] za potresno projektno stanje



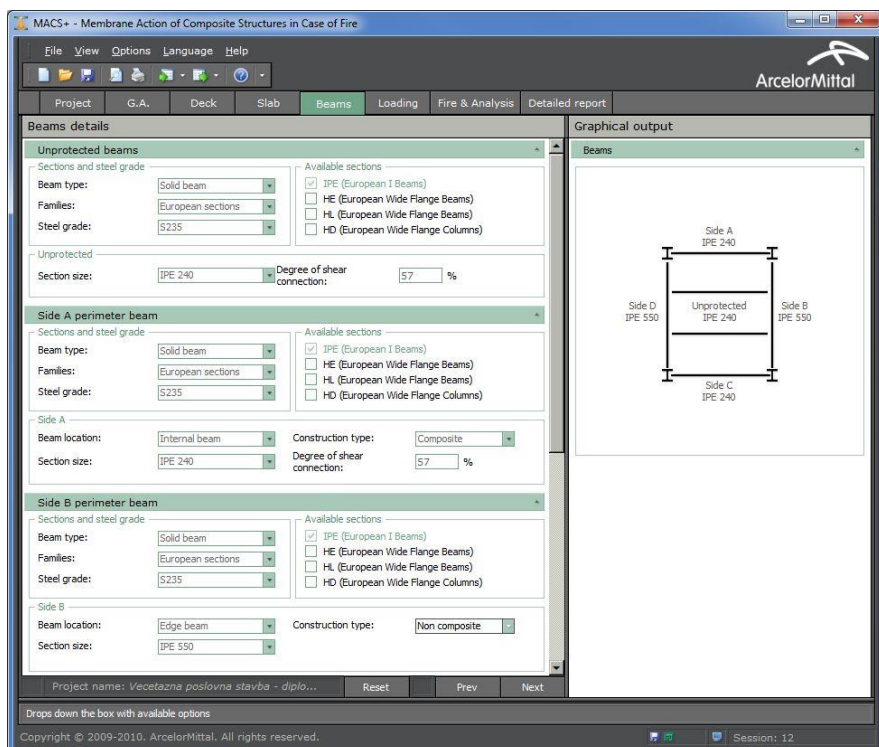
PRILOGA 18: Vhodni podatki v programu MACS+ - projektno območje



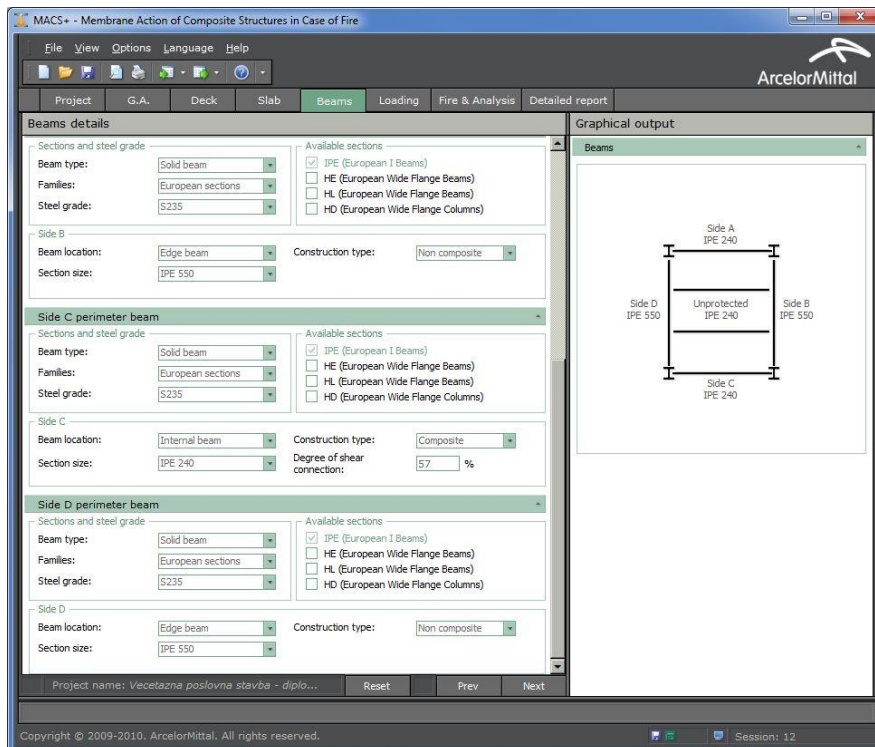
PRILOGA 19: Vhodni podatki v programu MACS+ - profilirana pločevina



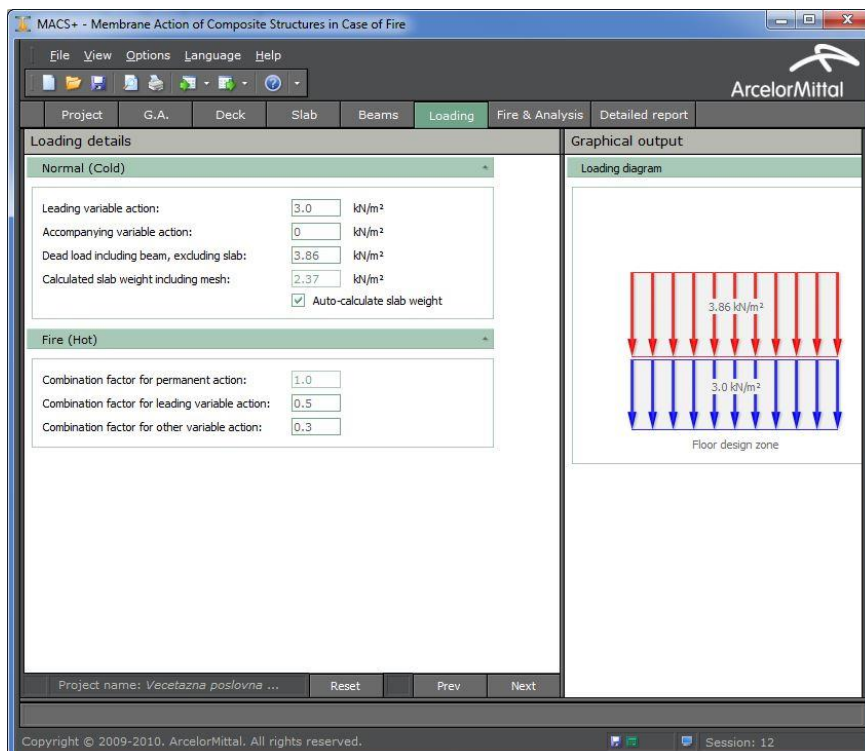
PRILOGA 20: Vhodni podatki v programu MACS+ - armiranobetonska plošča



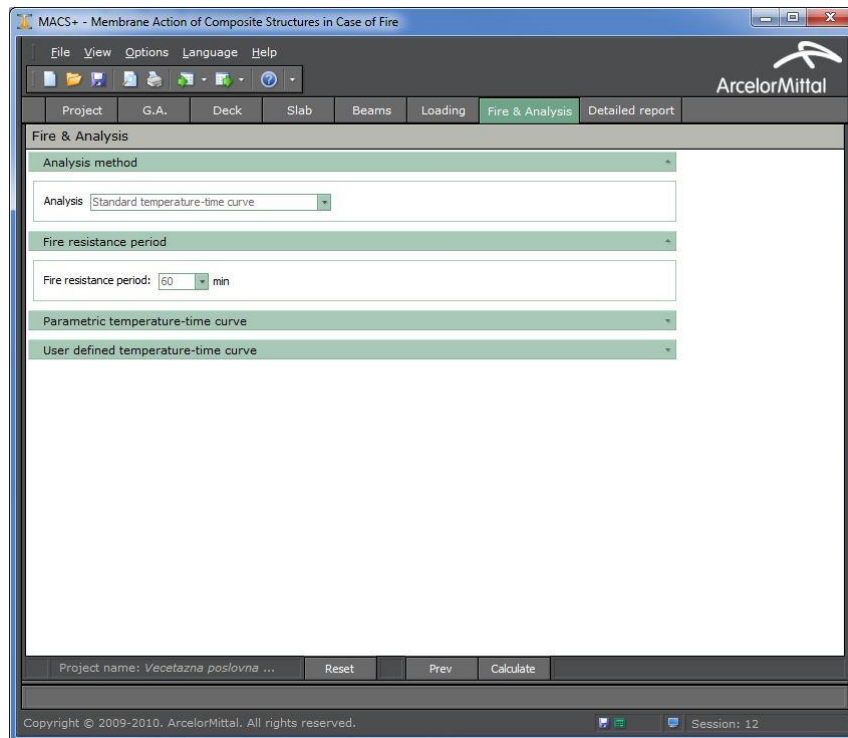
PRILOGA 21: Vhodni podatki v programu MACS+ - nosilci



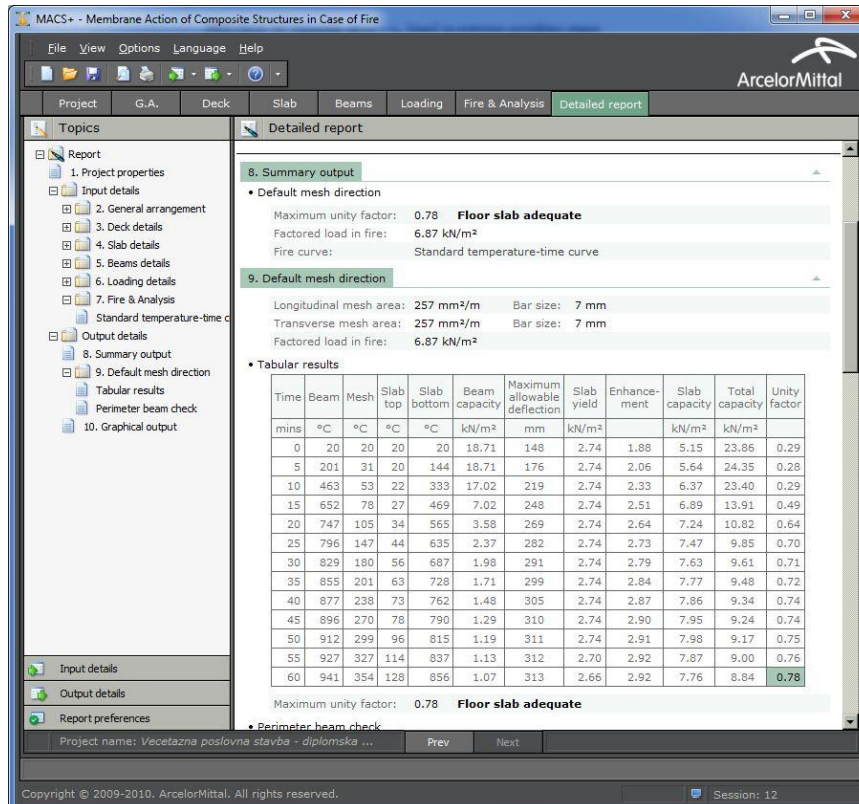
PRILOGA 22: Vhodni podatki v programu MACS+ - nosilci



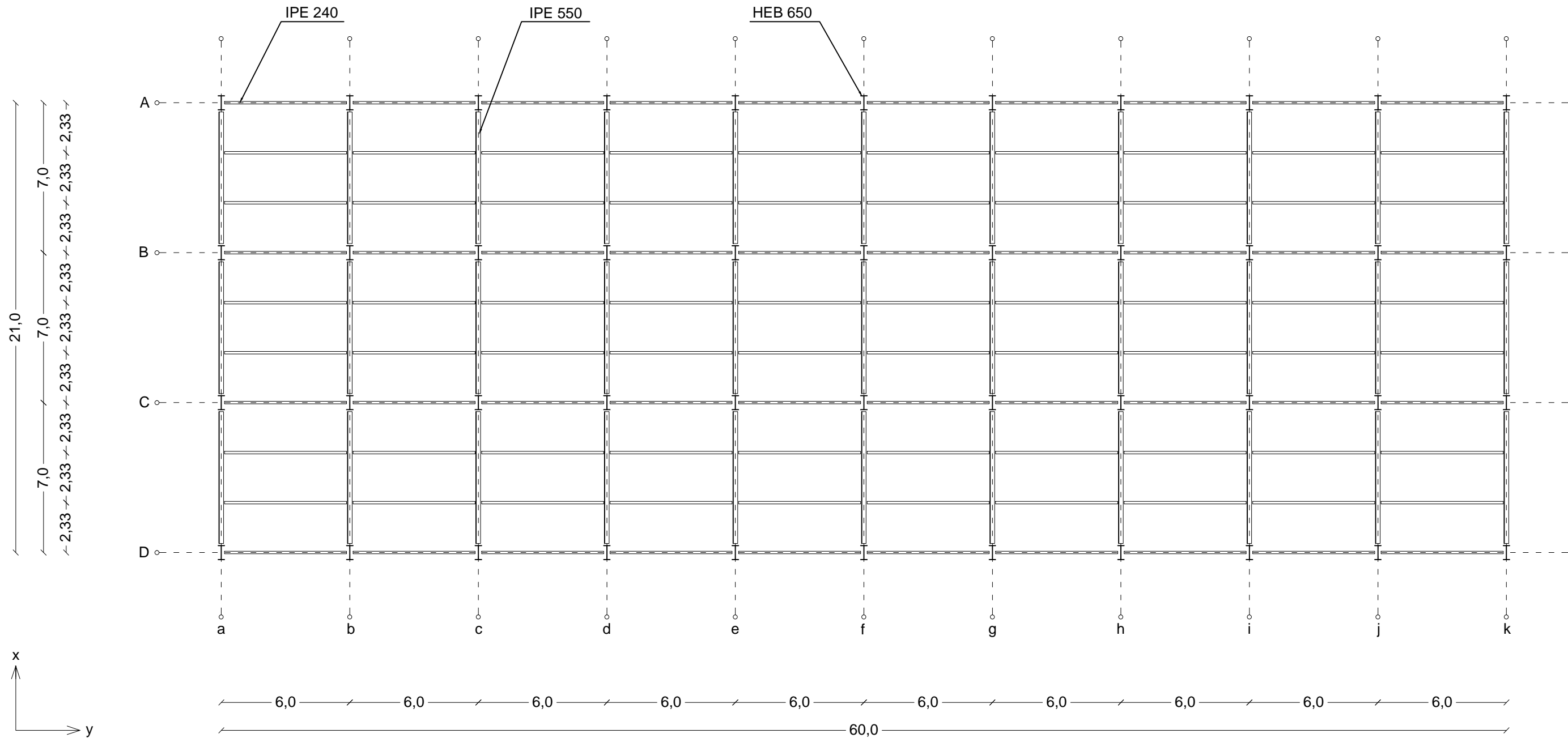
PRILOGA 23: Vhodni podatki v programu MACS+ - obtežba



PRILOGA 24: Vhodni podatki v programu MACS+ - metoda analize

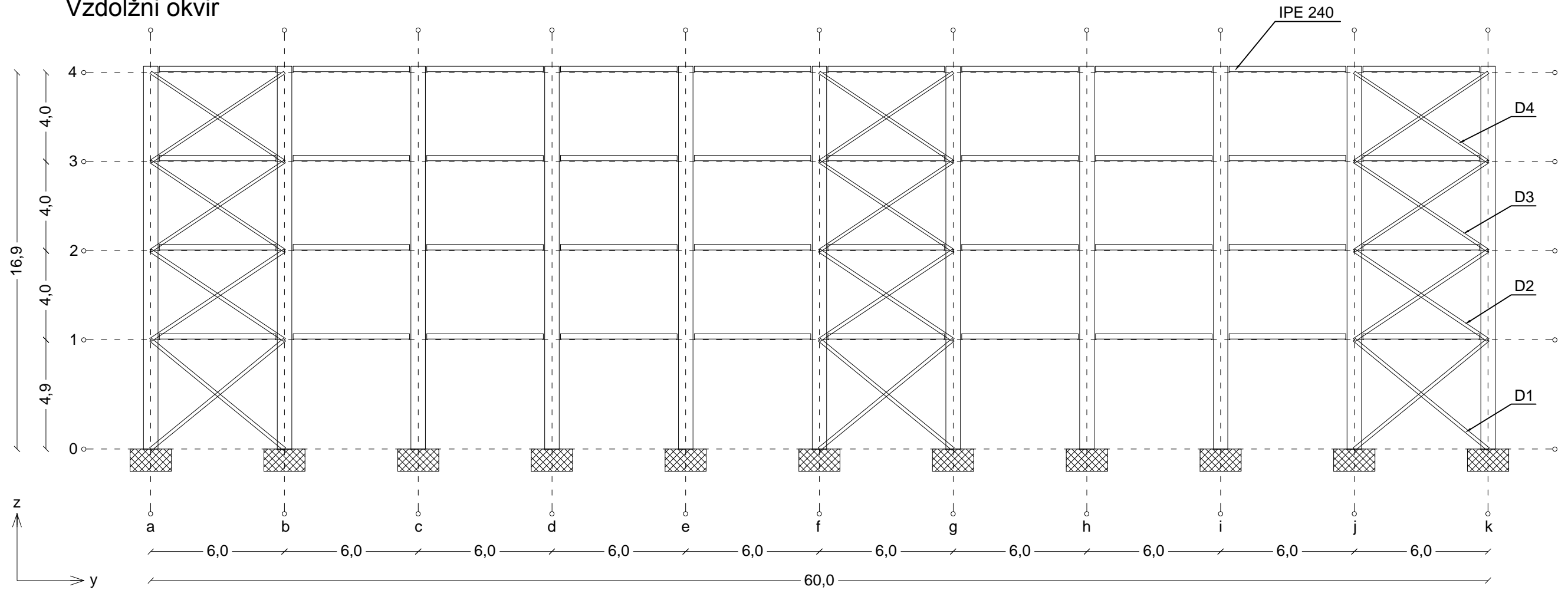


PRILOGA 25: Izhodni podatki v programu MACS+ - rezultati

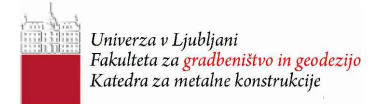
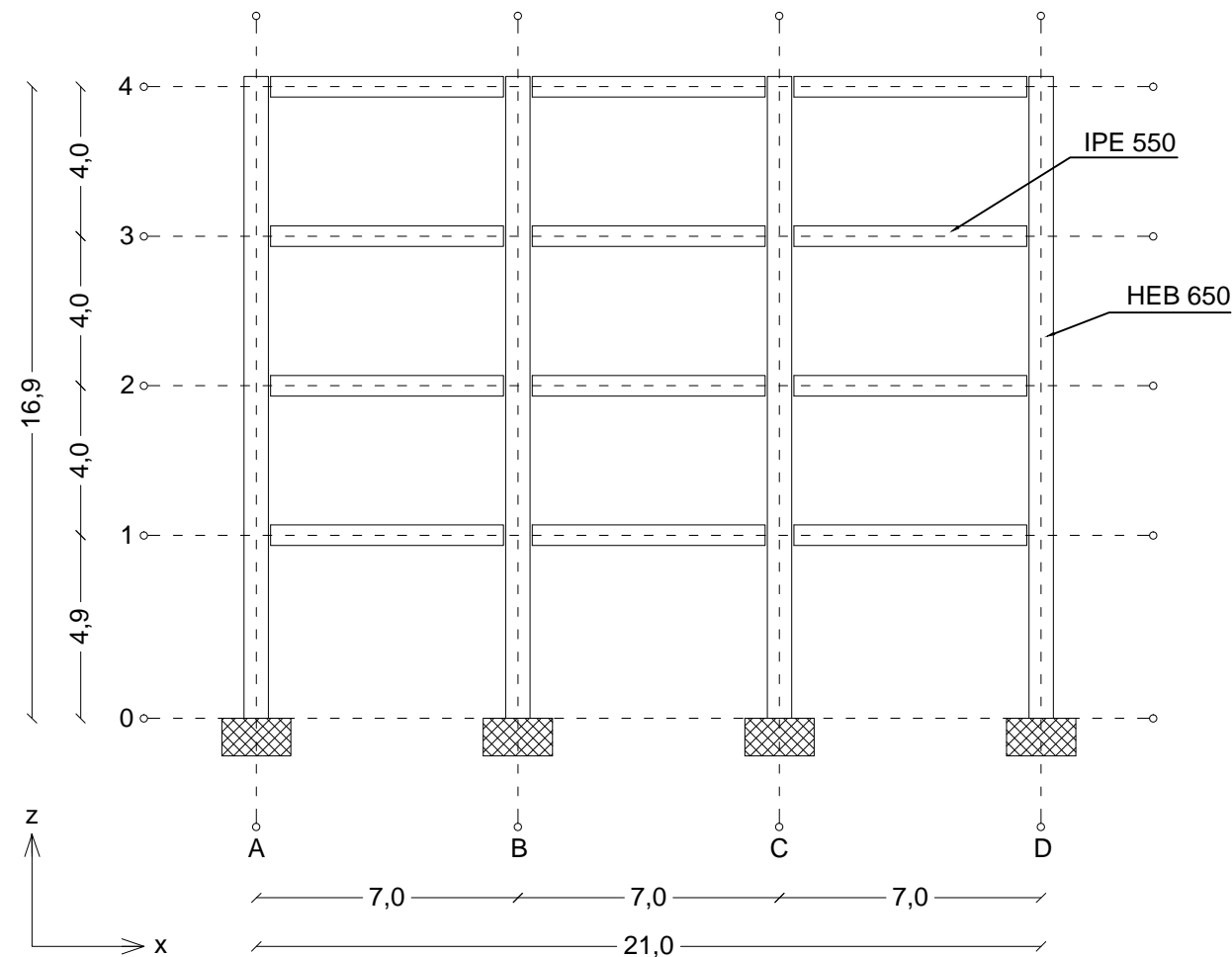


Merilo: 1:200	Naslov: Tloris nosilne konstrukcije
Datum: 22.9.2014	Avtor: Dominik Klemenčič

Vzdolžni okvir



Momentni okvir



Merilo: 1:200	Naslov: Pogled nosilne konstrukcije
Datum: 22.9.2014	Avtor: Dominik Klemenčič