

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:

Petrič, F., 2016. Ocena potresne odpornosti poslovne stavbe. Diplomski naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 56 str.

Datum arhiviranja: 25-08-2016

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:

Petrič, F., 2016. Ocena potresne odpornosti poslovne stavbe. B.Sc. Thesis. Ljubljana, University of Ljubljana, Faculty of civil and geodetic engineering. (supervisor Dolšek, M.): 56 pp.

Archiving Date: 25-08-2016

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 GRADBENIŠTVO
KONSTRUKCIJSKA SMER**

Kandidat:

FRANCI PETRIČ

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI POSLOVNE
STAVBE**

Diplomska naloga št.: 3484/KS

**SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF AN
OFFICE BUILDING**

Graduation thesis No.: 3484/KS

Mentor:

prof. dr. Matjaž Dolšek

Ljubljana, 22. 08. 2016

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA

Stran z napako

Vrstica z napako

Namesto

Naj bo

»Ta stran je namenoma prazna.«

IZJAVE

Spodaj podpisani študent Franci Petrič, vpisna številka 26108151, avtor pisnega zaključnega dela študija z naslovom: Ocena potresne odpornosti poslovne stavbe

IZJAVLJAM

- 1) da je pisno zaključno delo študija rezultat mojega samostojnega dela;
- 2) da je tiskana oblika pisnega zaključnega dela študija istovetna elektronski obliki pisnega zaključnega dela študija;
- 3) da sem pridobil vsa potrebna dovoljenja za uporabo podatkov in avtorskih del v pisnem zaključnem delu študija in jih v pisnem zaključnem delu študija jasno označil;
- 4) da sem pri pripravi pisnega zaključnega dela študija ravnal v skladu z etičnimi načeli in, kjer je to potrebno, za raziskavo pridobil soglasje etične komisije;
- 5) soglašam, da se elektronska oblika pisnega zaključnega dela študija uporabi za preverjanje podobnosti vsebine z drugimi deli s programsko opremo za preverjanje podobnosti vsebine, ki je povezana s študijskim informacijskim sistemom članice;
- 6) da na UL neodplačno, neizključno, prostorsko in časovno neomejeno prenašam pravico shranitve avtorskega dela v elektronski obliki, pravico reproduciranja ter pravico dajanja pisnega zaključnega dela študija na voljo javnosti na svetovnem spletu preko Repozitorija UL;
- 7) da dovoljujem objavo svojih osebnih podatkov, ki so navedeni v pisnem zaključnem delu študija in tej izjavi, skupaj z objavo pisnega zaključnega dela študija.

Ljubljana,
18. 8. 2016

Franci Petrič

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:725(497.4)(043.2)
Avtor: Franci Petrič
Mentor: prof. dr. Matjaž Dolšek
Naslov: Ocena potresne odpornosti poslovne stavbe
Tip dokumenta: Diplomaska naloga – univerzitetni študij
Obseg in oprema: 56 str., 24 pregl., 22 sl.
Ključne besede: ocena potresne odpornosti, Evrokod 8-3, q -faktor metoda, Tower 7, armiranobetonski okvir, zidana polnila, načrtovanje nosilnosti

Izvleček

V nalogi obravnavamo oceno potresne odpornosti poslovne stavbe v Kranju. Za določitev projektne notranjih sil konstrukcijskih elementov smo izbrali q -faktor metodo, ki predstavlja eno izmed možnih metod za oceno potresne odpornosti obstoječih stavb po Standardu Evrokod 8-3. Kontrola elementov se izvede tako, da se za vsak element s pomočjo analize določijo učinki vpliva in primerjajo z nosilnostjo. Nosilnost elementov se določi z uporabo srednjih vrednosti materialnih karakteristik. V četrtem poglavju je opisana obravnavana konstrukcija. Izračunane so tudi projektne obremenitve izbranih konstrukcijskih elementov. Konstrukcija je modelirana v programu Tower 7. Z namenom preučevanja vpliva opečnih polnil smo izdelali dva modela. Projektne potresne obremenitve posameznih elementov, smo primerjali z njihovo upogibno in strižno nosilnostjo. Tak način kontrole elementov je osnova za določitev potresne odpornosti z uporabo q -faktor metode. Izkazalo se je, da konstrukcija ni sposobna prevzeti projektne potresne vpliva. Informacije, ki jih dobimo z uporabo q -faktor metode, so precej skope, saj metoda temelji na linearno elastični analizi in kontroli posameznih elementov s čimer pa je onemogočena informiranost o poškodovanosti konstrukcije, kar je ključna informacija v procesu sanacije stavbe. Zaradi tega je bolj smiselno, da se za oceno potresne odpornosti obstoječih objektov uporabi nelinearno metodo analize, kar pa je v praksi težko izvedljivo, predvsem zaradi nezadostnih virov za izvedbo takšne analize.

»Ta stran je namenoma prazna.«

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDK: 624.042.7:725(497.4)(043.2)
Author: Franci Petrič
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Title: Seismic performance assessment of an office building
Document type: Graduation Thesis – University studies
Scope and tools: 56 p., 24 tab., 22 fig.
Keywords: seismic assessment, Eurocode 8-3, *q*-factor method, Tower 7, reinforced concrete frame, masonry infill, capacity design

Abstract

The thesis deals with the seismic performance assessment of an office building in Kranj. The design seismic forces of structural elements were estimated on the basis of the *q*-factor method, which is one of the possible methods to assess seismic resistance of the structure according to Eurocode 8-3. The design check was made so that all structural elements were verified by checking that seismic demands due to the reduced seismic action do not exceed the corresponding capacities. For calculation of the capacities, mean value properties of materials were used. In the fourth chapter the office building is described and the seismic demand is estimated for the selected structural elements. The structure was modelled by program Tower 7. Two structural models were made in order to investigate the effects of masonry infills. The seismic demand on the structural elements was compared to the design values of load carrying capacity. Such a comparison represents a basis for the evaluation of the seismic resistance using *q*-factor method. It is shown that the structure is not able to undertake the design seismic loads. However, the *q*-factor method provides very limited information, since it is based on the linear elastic analysis and verification of performance of each structural element without consideration of redistribution of seismic action due to structural damage. Thus the *q*-factor method cannot be used to provide information about the damage of the structure, which is a key information in the process of rehabilitation of a building. For this reason, it is more appropriate to assess seismic performance of existing buildings by using nonlinear analysis. Due to the lack of resources it is still difficult to perform such analysis by engineering practitioners.

»Ta stran je namenoma prazna.«

ZAHVALA

Hvala mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku za čas in zaupanje, ki mi ga je namenil med nastajanjem diplomske naloge.

Hvala Juretu Snoju za strokoven pregled in pomoč pri izdelavi naloge.

Hvala podjetju Protim Ržišnik Perc za podporo in zaupanje pri dostopu do projektne dokumentacije.

Hvala podjetju Radimpex, ki mi je za čas izdelave diplomske naloge omogočilo brezplačno uporabo programske opreme.

Hvala staršem in bratoma, ki so mi stali ob strani ves čas mojega študija.

Hvala ženi Tini in sinu Boru, ki sta me potrpežljivo čakala, da zaključim svojo študijsko pot.

»Ta stran je namenoma prazna.«

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE, ERRATA	I
IZJAVE	III
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
ZAHVALA.....	IX
1 UVOD.....	1
2 STANDARD EVROKOD 8-3.....	2
2.1 Splošno.....	2
2.2 Zahteve o obnašanju in kriteriji za izpolnitev zahtev.....	2
2.3 Podatki za preverjanje konstrukcije.....	3
2.4 Stopnje poznavanja konstrukcije.....	4
3 POTRESNI VPLIVI, MODELIRANJE KONSTRUKCIJE IN KONTROLA ELEMENTOV PO EVROKODU 8-3	7
3.1 Potresni vplivi.....	7
3.2 Določanje mas.....	11
3.3 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva.....	11
3.4 Modeliranje konstrukcije.....	12
3.4.1 Slučajna ekscentričnost.....	12
3.4.2 Razpokanost elementov.....	12
3.4.3 Upoštevanje opečnih polnil.....	13
3.5 Metode analize po standardu Evrokod 8-3.....	14
3.5.1 Metoda z vodoravnimi silami.....	15
3.5.2 Modalna analiza s spektri odziva.....	15
3.6 Kontrola elementov.....	16
3.6.1 Upogibna nosilnost.....	16
3.6.2 Strižna nosilnost.....	18
3.6.3 Kontrola pomikov.....	20
4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI POSLOVNE STAVBE V KRANJU.....	22
4.1 Opis konstrukcije.....	22
4.2 Materiali, uporabljeni v konstrukciji.....	25
4.3 Vplivi na konstrukcijo.....	27
4.3.1 Stalni vplivi.....	27
4.3.2 Koristni vplivi.....	29
4.3.3 Vpliv snega.....	30

4.3.4	Vpliv vetra	30
4.3.5	Potresni vpliv	33
4.4	Modeliranje konstrukcije v programu Tower	35
4.5	Nihajne oblike konstrukcije	36
4.6	Ocena potresne odpornosti	37
4.7	Kontrola osnovne konstrukcije	38
4.7.1	Grede	38
4.7.2	Stebri	45
4.7.3	Pomiki	48
4.8	Konstrukcija z upoštevanjem opečnih polnil	48
4.8.1	Grede	48
4.8.2	Stebri	51
4.8.3	Pomiki	52
5	ZAKLJUČKI	53
VIRI	55

KAZALO SLIK

Slika 1: Projektni pospešek tal (ARSO, 2016).....	9
Slika 2: Geometrijske karakteristike polnila (Jamšek, 2014).....	14
Slika 3: Osnovno okno programa GaLa Reinforcement	16
Slika 4: Pogovorna okna iz programa GaLa Reinforcement: a) vhodni podatki za beton, b) vhodni podatki za jeklo, c) interakcijski diagram	17
Slika 5: Pogled na JZ del fasade (RP investicije, d. o. o., 2016).....	23
Slika 6: Tloris kleti.....	23
Slika 7: Tloris pritličja	24
Slika 8: Tloris prvega nadstropja	24
Slika 9: Prerez A-A	25
Slika 10: Karta hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/A101, 2007).....	30
Slika 11: Grafični prikaz kategorije terena IV (SIST EN 1991-1-4, 2005).....	31
Slika 12: Prikaz razdelitev sten na področja za stavbe s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4, 2005)	32
Slika 13: Elastični in projektni spekter pospeškov.....	33
Slika 14: Prikaz 3D-modelov v programu Tower: a) osnovni model konstrukcije, b) model z upoštevanjem opečnih polnil.....	36
Slika 15: Prva nihajna oblika za a) osnovni model, $T_I = 0,97$ s, b) model z upoštevanimi opečnimi polnili, $T_I = 0,41$ s	37
Slika 16: Pozicija in lega elementov za kontrolo: a) prikaz izbranega okvira v tlorisu, b) pozicija gred in stebrov v okviru v osi 2.....	38
Slika 17: Ovojnica momentov za potresno kombinacijo.....	39
Slika 18: Ovojnica prečnih sil za potresne kombinacije	40
Slika 19: Določanje nosilnosti prerezov v programu GaLa Reinforcement: a) okno za podajanje geometrije prereza, b) okno za podajanje armature, c) interakcijski diagram prereza.....	41
Slika 20: Pogovorna okna programa GaLa Reinforcement pri kontroli stebrov na dvoosni upogib: a) pogovorno okno za podajanje geometrije, b) pogovorno okno za podajanje armature, c) pogovorno okno za vnašanje vplivov za preverjanje in d) okno z rezultati preračuna.....	45
Slika 21: Ovojnica momentov za potresne kombinacije za model z upoštevanjem opečnih polnil.....	48
Slika 22: Ovojnica prečnih sil za potresne kombinacije za model z upoštevanjem opečnih polnil	49

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Stopnja poznavanja konstrukcije in pripadajoče metode analize (SIST EN 1998-3, 2005, preglednica 3.1)	5
Preglednica 2: Tipi tal po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006)	8
Preglednica 3: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen spekter odziva tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006).....	9
Preglednica 4: Kategorije pomembnosti za stavbe in pripadajoči faktorji pomembnosti (SIST EN 1998-1, 2006, 4.2.5(4)).....	9
Preglednica 5: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1, 2006)	10
Preglednica 6: Vrednosti φ za določitev $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006)	11
Preglednica 7: Primerjava oznak JUS (PBAB, 1987) proti EC2 (SIST EN 1992-1-1, 2005)	26
Preglednica 8: Račun karakteristik nadomestnih diagonal	27
Preglednica 9: Stalna obtežba na strehi	28
Preglednica 10: Stalna obtežba medetažne plošče – sanitarije	28
Preglednica 11: Stalna obtežba medetažne plošče – pisarne	28
Preglednica 12: Stalna obtežba stopnic – podest.....	28
Preglednica 13: Stalna obtežba – zunanje stene	29
Preglednica 14: Kategorije uporabe in faktorji ψ za stavbe (SIST EN 1991-1-1, 2004 in SIST EN 1990, 2004).....	29
Preglednica 15: Priporočene vrednosti koeficientov zunanjega tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4, 2005).....	32
Preglednica 16: Račun vpliva vetra	33
Preglednica 17: Nihajni časi in vsota efektivnih mas za osnovni model.....	36
Preglednica 18: Nihajni časi in vsota efektivnih mas za model z upoštevanimi opečnimi polnili	37
Preglednica 19: Kontrola nosilnosti gred v osi 2.....	44
Preglednica 20: Kontrola stebrov v osi 2.....	47
Preglednica 21: Kontrola pomikov konstrukcije	48
Preglednica 22: Kontrola nosilnosti gred za model z upoštevanjem opečnih polnil	50
Preglednica 23: Kontrola nosilnosti stebrov za model z upoštevanjem opečnih polnil	51
Preglednica 24: Pomiki konstrukcije za model z upoštevanjem opečnih polnil.....	52

1 UVOD

Armiranobetonski (v nadaljevanju AB) okvirji s polnili predstavljajo pogosto obliko konstrukcijskega sistema v Sloveniji. AB okvir služi za prenos vertikalnih in horizontalnih obremenitev. Opečna polnila pa predstavljajo razmeroma poceni in enostaven gradbeni material, s katerim se lahko zapolnijo odprtine med stebri in gredami okvirjev. Kar nekaj takih konstrukcij je bilo projektiranih še po starih standardih JUS, ki so bili v veljavi na območju Slovenije pred Evrokodi. Taki objekti so v večji meri nepoškodovani in so do danes kljubovali vsem vertikalnim in horizontalnim vplivom, ki so jim bili izpostavljeni. Vprašanje potresne odpornosti objektov se pojavi, kadar so ti poškodovani. Naj bo to zaradi same starosti objekta (korozija armature, luščenje krovnega sloja betona ...) ali zaradi vertikalnih in horizontalnih obtežb, ki presegaajo projektne vplive (močan potres). V takem primeru je treba izvesti oceno potresne odpornosti in se na osnovi rezultatov odločiti o nadaljnjih ukrepih. Ti so v večini primerov odvisni od finančne zmožnosti lastnika oz. investitorja.

Ocena potresne odpornosti se izvede skladno s standardom Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki je del standarda Evrokod 8 (SIST EN 1998, 2006). Ta del standarda je eden izmed redkih, če ne celo edini standard v sklopu standardov Evrokod, ki obravnava obstoječe konstrukcije. Dokler je določen objekt v uporabi, zanj ni treba izvesti ocene potresne odpornosti. Izvede se predvsem zaradi potresnih poškodb ali morda zaradi spremembe namembnosti objekta. Lahko pa se ocena potresne odpornosti izvede tudi za nov objekt z namenom, da se preveri njegova dejanska nosilnost. Sam proces ocene zahteva vnos vhodnih podatkov, ki se lahko dobijo iz različnih virov: terenski ogled konstrukcije, podatki iz projektne dokumentacije ali in-situ preiskave. Nekatere preiskave, npr. in-situ porušni testi, onemogočijo normalno uporabo objekta. Če je potrebna ojačitev konstrukcije, je ta za čas izvedbe sanacijskih ukrepov skoraj zagotovo neprimerna za normalno uporabo.

V diplomski nalogi obravnavamo poslovno stavbo v Kranju. Objekt je bil projektiran po takrat veljavnih standardih in je bil zgrajen leta 1999. Objekt ima poleg kleti in pritličja še dve etaži. Tlorisno je zelo razgiban in je podrobneje opisan v četrtem poglavju te naloge. Konstrukcija objekta je zgrajena kot klasičen AB skelet z AB ploščami za medetažne konstrukcije. Povezavo med etažami zagotavljajo triramne AB stopnice, ob katerih je tudi AB vertikalni jašek za dvigalo in inštalacije. Obodni zidovi so med AB stebri zapolnjeni z opečnimi polnili. Streha objekta je ravna in nepohodna. Med projektiranjem je bila konstrukcija računana s programom "OKVIR".

V računskem delu naloge smo konstrukcijo modelirali s programom Tower 7. Izdelana sta bila dva modela. Prvi predstavlja 3D-model z glavnimi AB nosilci in stebri. Upoštevani so bili vsi nosilci in stebri, ki so se dimenzionirali v osnovnem projektu. V 3D-modelu smo dodatno upoštevali še jašek dvigala. Drugi model je v osnovi enak prvemu, le da smo v model dodali nadomestne diagonale, ki s svojimi karakteristikami zajamejo vpliv opečnih polnil in s tem vplivajo na spremenjeno obnašanje ob horizontalni obtežbi. Običajno se ne upošteva prispevka polnil k horizontalni togosti konstrukcije, upošteva pa se njihova lastna teža.

Na koncu smo primerjali projektne obremenitve posameznih elementov s pripadajočo nosilnostjo. Preverjali smo upogibno in strižno nosilnost. Upogibno nosilnost smo določili s pomočjo programa GaLa Reinforcement, strižno pa ročno, za kar smo pripravili Excelove preglednice. Zaradi prevelikega obsega smo ta postopek izvedli le na enem okvirju. Na koncu smo primerjali tudi rezultate, ki smo jih dobili za osnovni model in model z upoštevanimi opečnimi polnili.

2 STANDARD EVROKOD 8-3

2.1 Splošno

Standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) je bil sestavljen, ker:

- za mnoge starejše objekte potresni vplivi niso bili upoštevani, medtem ko so objekti ustrezali in še danes ustrezajo vsem pogojem nosilnosti na vertikalno obremenitev (ti so izpolnjeni že z upoštevanjem minimalnih "tradicionalnih" zahtev gradnje),
- so se vrednosti projektnih potresnih vplivov spremenile (starejši predpisi so imeli milejše zahteve),
- poškodbe zaradi preteklih potresov zahtevajo, da poškodovane konstrukcije preverimo.

Standard podaja merila za oceno potresne odpornosti posameznih obstoječih objektov, opisuje postopke za izbiro ustrezne sanacije objekta in določa ustrezne kriterije za določitev sanacijskih ukrepov (zasnova in analiza, vključno z izvedenimi ojačitvami in končno dimenzioniranje konstrukcijskih elementov ter njihovih stikov na obstoječih konstrukcijah). Pri dimenzioniranju ojačitev za zagotovitev ustrezne odpornosti proti potresnim vplivom je treba to preveriti za vse vplive, ki delujejo na ojačitev (SIST EN 1998-3, 2005, 1.1).

Ocena potresne odpornosti obstoječih zgradb je zahtevna, do pred kratkim pa ni bila urejena z normativi in s standardi. Standard tako predstavlja moderen dokument, ki v svoji vsebini zajema zadnja dognanja na področju ocene in prenove stavb. Standard je predstavljal novost na svojem področju in že od samega začetka se je predvidevalo, da bo njegova uporaba s časom prinesla predloge za izboljšavo (Bisch in sod., 2012). Kmalu pričakujemo izid novega, popravljenega in dopoljenega standarda. Nekatero razloge za spremembe poskušamo navesti tudi v tej diplomski nalogi.

2.2 Zahteve o obnašanju in kriteriji za izpolnitev zahtev

Zahteve o obnašanju se nanašajo na tri mejna stanja poškodovanosti objekta (angl. *limit states*), ki so v standardu podana opisno, in sicer (SIST EN 1998-3, 2005, 2.1(1)P):

- Mejno stanje blizu porušitve (angl. *near colapse*), v nadaljevanju NC.
Konstrukcija je močno poškodovana, ima majhno preostalo nosilnost in togost. Vertikalni elementi so zmožni prenašati vertikalno obtežbo. Večina nenosilnih elementov se poruši. Prisotni so veliki trajni neelastični pomiki. Konstrukcija je blizu porušitve in po vsej verjetnosti ne bi preživela ponovnega potresa, četudi zmerne intenzitete.
- Mejno stanje velikih poškodb (angl. *significant damage*), v nadaljevanju SD.
Konstrukcija je močno poškodovana z nekaj preostale nosilnosti in togosti. Vertikalni elementi so zmožni prenašati vertikalno obtežbo. Nenosilni elementi so poškodovani, vendar polnila in predelne stene ostanejo v svoji ravnini. Prisotni so majhni trajni neelastični pomiki. Konstrukcija je zmožna prenesti zmerne popotresne sunke, vendar je po vsej verjetnosti neekonomična za popravilo in rekonstrukcijo.
- Mejno stanje omejitve poškodb (angl. *damage limitation*), v nadaljevanju DL.
Konstrukcija je minimalno poškodovana. Konstrukcijski elementi ohranijo svojo nosilnost in togost. Na nekonstrukcijskih elementih, kot so polnila in predelne stene, se lahko pojavijo manjše razpoke, vendar sanacija poškodb ne predstavlja večjega stroška. Trajni neelastični pomiki so zanemarljivi. Konstrukcija ne potrebuje nobenih popravil.

Zahteve o obnašanju pri posameznem mejnem stanju upoštevamo tako, da za različna mejna stanja upoštevamo ustrezno povratno dobo potresa. Povratna doba za posamezno državo je podana v nacionalnem dodatku. V Sloveniji velja (SIST EN 1998-3, 2005, 2.1(3)P):

- mejno stanje NC se preveri pri potresu s povratno dobo 2475 let, kar ustreza 2-odstotni verjetnosti prekoračitve v 50 letih,
- mejno stanje SD se preveri pri potresu s povratno dobo 475 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 50 letih,
- mejno stanje DL se preveri pri potresu s povratno dobo 95 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 10 letih.

Standard in pripadajoč nacionalni dodatek zahtevata, da upoštevamo dve mejni stanji, in sicer mejno stanje velikih poškodb (SD) in mejno stanje omejitve poškodb (DL) (SIST EN 1998-3:2005/A101, 2007). Prvo mejno stanje zahteva, da se konstrukcija ne poruši. Za predpisane projektne vplive, ki delujejo na obravnavano konstrukcijo, morajo posamezni elementi in celotna konstrukcija zagotoviti ustrezno nosilnost. Nosilnost posameznih elementov smo določili s pomočjo podatkov, ki smo jih dobili iz gradbenih načrtov, izdelanih za obravnavano konstrukcijo.

Nosilnost elementov se primerja z učinki potresnih vplivov, ki jih povzroči potres s povratno dobo 475 let, ki nastopi z 10-odstotno verjetnostjo v 50 letih. Opozoriti je treba, da to ni maksimalen možen potres na lokaciji objekta. Mejno stanje omejenih poškodb (DL) se preverja za potres, za katerega obstaja večja verjetnost, da se zgodi v amortizacijski dobi konstrukcije. Povratna doba je zato krajša, in sicer 95 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 10 letih. Vpliv potresa s tako povratno dobo se zajame z upoštevanjem faktorja v , ki ga bomo podrobneje opisali v nadaljevanju naloge.

2.3 Podatki za preverjanje konstrukcije

Pri preverjanju potresne odpornosti obstoječih konstrukcij je treba zbrati vhodne podatke iz različnih virov (SIST EN 1998-3, 2005, 3.1.(1)P):

- projektna dokumentacija, ki se nanaša na izbrano konstrukcijo,
- predpisi in standardi, ki so veljali med projektiranjem in gradnjo konstrukcije,
- terenski ogledi,
- in-situ preiskave in/ali laboratorijske preiskave.

Podatke iz različnih virov je treba kritično oceniti in s tem zmanjšati negotovost. Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) nam narekuje, da moramo za oceno potresne odpornosti pridobiti vhodne podatke, ki so opisani v naslednjih točkah. Večinoma gre za podatke, ki se določijo s pomočjo standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006):

- **Merila za pravilnost konstrukcije.** Na potresnih območjih se konstrukcije stavb razvrščajo na pravilne in nepravilne. Ločeno se kontrolira pravilnost po tlorisu in višini. Merila za pravilnost po tlorisu in višini so podrobneje opredeljena v standardu Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 4.2.3). Pravilnost konstrukcije vpliva na računski model konstrukcije, ki je lahko poenostavljen ravninski ali prostorski. Vpliva tudi na metodo analize, ki jo lahko izberemo, in vrednost faktorja q , ki ga je treba zmanjšati za konstrukcije, ki so nepravilne po višini (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)a).

- **Identifikacija načina temeljenja.** Identificirati je treba, ali je konstrukcija temeljena na temeljni plošči (ploskovna podpora), pasovnih temeljih (linijska podpora) ali točkovnih temeljih (točkovna podpora) (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)b).
- **Identifikacija tipa tal.** Vpliv značilnosti lokalnih tal na potresne vplive se zajame z uporabo tipov tal A, B, C, D in E, ki so podrobneje opredeljeni v Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)c).
- **Podatki o dimenzijah elementov in uporabljenih materialih.** Za obravnavano konstrukcijo je treba zbrati podatke o dimenzijah posameznih konstrukcijskih elementov in njihove prereze. Pridobiti je treba tudi mehanske lastnosti uporabljenih materialov (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)d).
- **Pomanjkljivosti uporabljenih materialov.** Zbrati moramo vse podatke o napakah v materialu in neustreznih (nezadostnih) detajlih v sami konstrukciji (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)e).
- **Izbira tipa potresne analize.** Zbrati moramo podatke o seizmični analizi, ki je bila uporabljena pri dimenzioniranju osnovnega objekta, in vrednost redukcijskega faktorja q , če je bil upoštevan pri analizi (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)f).
- **Kategorija pomembnosti.** Opis načina uporabe obstoječe konstrukcije in določitev faktorja pomembnosti. Če je za nadaljnjo uporabo konstrukcije predvidena drugačna namembnost, se upošteva nova vrednost. Kategorija pomembnosti objekta in faktor pomembnosti se določita skladno s standardom Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 4.2.5) (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)g).
- **Določitev vplivov na konstrukcijo.** Za obravnavan objekt je potrebna ponovna določitev vseh vplivov na konstrukcijo skladno s trenutnimi standardi in predpisi in glede na predvideno uporabo konstrukcije (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)h).
- **Predhodni posegi in poškodbe konstrukcije.** Zbrati moramo vse podatke o tipu in velikosti starih in trenutnih poškodb na konstrukciji, če so prisotne. Če so poškodbe že bile sanirane, je treba pridobiti vse podatke o načinu in mestu sanacije (SIST EN 1998-3, 2005, 3.2.(1)i).

2.4 Stopnje poznavanja konstrukcije

Parametri, ki vplivajo na stopnjo poznavanja konstrukcije (angl. *knowledge level*), so: geometrija, detajli in materiali. Glede na stopnjo poznavanja konstrukcije se lahko izbere primeren način analize konstrukcije in upošteva ustrezne vrednosti faktorja zaupanja (angl. *confidence factor*). Poznamo naslednje tri stopnje oz. ravni poznavanja konstrukcije (SIST EN 1998-3, 2005, 3.3.1):

- **KL1: Omejeno poznavanje** (angl. *limited knowledge*).
 - **Geometrija:** splošna geometrija in velikost elementov sta poznani iz ogleda ali iz originalnih načrtov konstrukcije, ki so se uporabljali pri gradnji in morebitnih naknadnih modifikacijah konstrukcije. V slednjem primeru je treba opraviti zadostno število meritev celotne konstrukcije in posameznih elementov. Pri prevelikih odstopanjih je treba izvesti podrobnejši ogled in meritve na objektu.
 - **Detajli:** konstrukcijski detajli niso znani iz natančnih armaturnih in delavniških načrtov in se jih lahko predpostavi na osnovi redne gradbene prakse med gradnjo konstrukcije. V tem primeru so potrebne omejene kontrole v najbolj kritičnih elementih, s katerimi lahko potrdimo naše predpostavke. V nasprotnem primeru so potrebne podrobnejše in-situ preiskave.

- Materiali: na voljo ni točnih podatkov o mehanskih lastnostih materialov. Privzamemo vrednosti, ki se skladajo s standardi med gradnjo, skupaj z omejenimi in-situ preiskavami na najbolj kritičnih elementih.
- Stopnji poznavanja KL1 pripada faktor zaupanja $CF_{KL1} = 1,35$.
- KL2: Običajno poznavanje (angl. *normal knowledge*).
 - Geometrija: splošna geometrija in velikost elementov sta poznani iz obsežnejšega ogleda ali iz originalnih načrtov konstrukcije, ki so se uporabljali pri gradnji in morebitnih naknadnih modifikacijah. Treba je opraviti zadostno število meritev celotne konstrukcije in posameznih elementov, pri prevelikih odstopanjih pa moramo izvesti podrobnejši ogled in meritve na objektu.
 - Detajli: konstrukcijski detajli so znani iz natančnih in-situ preiskav ali iz nepopolnih armaturnih in delavniških načrtov. V slednjem primeru so potrebne omejene in-situ preiskave, s katerimi potrdimo, da se podatki, ki so na voljo, ujemajo z dejanskim stanjem na objektu.
 - Materiali: podatki o mehanskih lastnostih materialov so na voljo iz obsežnih in-situ preiskav ali iz originalne projektne dokumentacije, katerih podatke potrdimo z omejenimi in-situ preiskavami.
 - Stopnji poznavanja KL2 pripada faktor zaupanja $CF_{KL2} = 1,20$.
- KL3: Popolno poznavanje (angl. *full knowledge*).
 - Geometrija: splošna geometrija in velikost elementov sta poznani iz celovitega ogleda ali iz originalnih načrtov konstrukcije, ki so se uporabljali pri gradnji in morebitnih naknadnih modifikacijah konstrukcije. V slednjem primeru je treba opraviti zadostno število meritev celotne konstrukcije in posameznih elementov. Pri prevelikih odstopanjih je treba izvesti podrobnejši ogled in meritve na objektu.
 - Detajli: konstrukcijski detajli so znani iz celovitih in-situ preiskav ali iz popolnih armaturnih in delavniških načrtov. V slednjem primeru so potrebne omejene in-situ preiskave, s katerimi potrdimo, da se podatki, ki so na voljo, ujemajo z dejanskim stanjem na objektu.
 - Materiali: podatki o mehanskih lastnostih materialov so na voljo iz celovitih in-situ preiskav ali iz originalne projektne dokumentacije, pri čemer je treba opraviti omejene in-situ preiskave.
 - Stopnji poznavanja KL3 pripada faktor zaupanja $CF_{KL3} = 1,00$.

Povzetek opisov za posamezne stopnje poznavanja, pripadajoče analize in faktorji zaupanja so v preglednejši obliki prikazani v preglednici 1.

Preglednica 1: Stopnja poznavanja konstrukcije in pripadajoče metode analize (SIST EN 1998-3, 2005, preglednica 3.1)

Stopnja poznavanja	Geometrija	Detajli	Materiali	Analiza	Faktor zaupanja
KL1	Originalni načrti konstrukcije z vizualno kontrolo ali iz celovitega pregleda konstrukcije	Redna gradbena praksa med gradnjo in omejene in-situ preiskave	Lastnosti v veljavi s takrat veljavnimi standardi in omejene in-situ preiskave	Metoda horizontalnih sil Modalna analiza s spektri odziva	$CF_{KL1} = 1,35$

se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 1

KL2	Originalni načrti konstrukcije z vizualno kontrolo ali iz celovitega pregleda konstrukcije	Nepopolni armaturni in delavniški načrti in omejene in-situ preiskave ali obširne in-situ preiskave	Originalna projektna dokumentacija in omejene in-situ preiskave ali obširne in-situ preiskave	Vse	$CF_{KL2} = 1,20$
KL3		Originalni armaturni in delavniški načrti in omejene in-situ preiskave ali kompletne in-situ preiskave	Obstoječi preizkusi materialov z omejenimi in situ-preiskavami ali kompletne in-situ preiskave	Vse	$CF_{KL3} = 1,35$

3 POTRESNI VPLIVI, MODELIRANJE KONSTRUKCIJE IN KONTROLA ELEMENTOV PO EVROKODU 8-3

Ocena konstrukcije je kvantitativen postopek, ki nam pove, ali obstoječa nepoškodovana ali poškodovana konstrukcija lahko zadosti ustreznim temeljnim zahtevam mejnih stanj. Na osnovi rezultatov se odločimo, ali so potrebni posegi za izboljšanje konstrukcije (SIST EN 1998-3, 2005, 4.1(1)).

Pri oceni potresne odpornosti se Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) sklicuje na osnovni standard Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3), kjer najdemo vse zahteve za potresno analizo konstrukcij. Glavna razlika se pojavi pri upoštevanju materialnih karakteristik. Standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) predpisuje uporabo srednjih vrednosti, ki so ustrezno korigirane s faktorjem zaupanja in z materialnimi faktorji, ki so definirani za posamezen material v pripadajočem standardu.

3.1 Potresni vplivi

Sposobnost konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, na splošno dovoljuje, da se pri projektiranju uporabljajo sile, ki so manjše od tistih, ki ustrezajo linearno-elastičnemu odzivu (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.2.5(1)).

Da bi se pri projektiranju izognili eksplicitni nelinearni analizi, se sposobnost konstrukcije, da sipa energijo predvsem z duktilnim obnašanjem njenih elementov in/ali z drugimi mehanizmi, upošteva tako, da se opravi elastična analiza z zmanjšanim spektrom odziva, to je s projektnim spektrom odziva. To zmanjšanje se izvede z uvedbo faktorja obnašanja q (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.2.5(2)).

Projektni spekter po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.2.5) izhaja iz elastičnega spektra pospeškov, pri čemer je vrednost spektra navzdol omejena, tako da spektralni pospešek ne more biti manjši od $0,2 a_g$.

Za vodoravni komponenti potresnega vpliva je projektni spekter $S_d(T)$ določen z izrazi (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.2.5(4)P):

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{aligned} \quad (1)$$

kjer so:

$S_d(T)$ projektni spekter,

- q faktor obnašanja,
- β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektnem spektru $\beta = 0,2$,
- T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo,
- a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$),
- T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost,
- T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika,
- S faktor tal,
- η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 odstotkih viskoznega dušenja.

Obstajajo tudi drugi načini za opis in predstavitev potresnega vpliva, ki pa so podrobneje opisani in definirani v standardu Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.3).

Meje nihajnih časov v projektnem spektru so določene z vrednostmi T_B , T_C , T_D ter S in so odvisne od tipa tal. Posamezni tipi tal, njihovi stratigrafski opisi profilov in parametri, s katerimi jih določamo, so prikazani v preglednici 2 (SIST EN 1998-1, 2006). Meje nihajnih časov pa so podane v nacionalnem dodatku k Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1:2006/A101, 2006). Vrednosti, ki veljajo v Sloveniji, so podane v preglednici 3 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006).

Preglednica 2: Tipi tal po Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006)

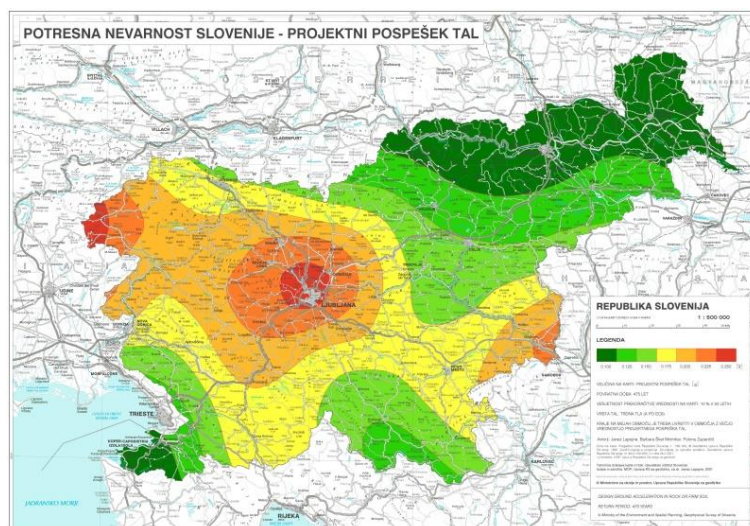
Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev/30 cm)	c_u (kPa)
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala	>800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj 10 m, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma naraščajo	360–800	>50	70–250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine od nekaj deset do več sto metrov	180–360	15–50	<70
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehkiimi vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin	<180	<15	
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi v_s , ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s			

Standard opisuje tudi dva posebna tipa tal S_1 in S_2 , ki jih za namene naloge ne omenjam, so pa podrobneje opisani v besedilu standarda.

Preglednica 3: Vrednosti parametrov, ki opisujejo priporočen spekter odziva tipa 1 (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006)

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,70	0,10	0,4	2,0

Projektni pospešek tal a_g in potresna območja se določijo s pomočjo karte potresne nevarnosti, ki je prikazana na sliki 1. Ustrezni organi v posamezni državi razdelijo območje države na območja z enako potresno nevarnostjo. Slika 1 nam prikazuje referenčno vrednost največjega pospeška na tleh tipa A $a_{g,R}$ za ozemlje Slovenije. Za obravnavano območje Kranja znaša $a_{g,R} = 0,225g$.



Slika 1: Projektni pospešek tal (ARSO, 2016)

Referenčni maksimalni pospešek, ki ga odgovorni organi v državi izberejo za vsako potresno območje, ustreza referenčni povratni dobi T_{NCR} potresnega vpliva za zahtevo po neporušitvi (ali enakovredno referenčni vrednosti verjetnosti prekoračitve v 50 letih P_{NCR}). Tej referenčni povratni dobi ustreza faktor pomembnosti γ_{II} enak 1,0. Za povratne dobe, ki se razlikujejo od referenčne, je projektni pospešek na tleh tipa A, a_g , enak produktu $a_{g,R}$ in faktorja pomembnosti γ_I (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.1(3)). Vrednosti faktorja pomembnosti za različne kategorije pomembnosti so podane v preglednici 4.

Preglednica 4: Kategorije pomembnosti za stavbe in pripadajoči faktorji pomembnosti (SIST EN 1998-1, 2006, 4.2.5(4))

Kategorija pomembnosti	Stavbe	Faktor pomembnosti
I	Stavbe manjše pomembnosti za varnost ljudi, npr. kmetijski objekti in podobno	$\gamma_I = 0,8$
II	Običajne stavbe, ki ne sodijo v druge kategorije	$\gamma_{II} = 1,0$ se nadaljuje ...

... nadaljevanje preglednice 4

III	Stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice porušitve, npr. šole, dvorane za srečanja, kulturne ustanove in podobno	$\gamma_{III} = 1,2$
IV	Stavbe, katerih integriteta med potresi je življenjskega pomena za civilno zaščito, npr. bolnišnice, gasilske postaje, elektrarne in podobno	$\gamma_{IV} = 1,4$

Faktor obnašanja konstrukcije q je odvisen od tipa in vrste konstrukcije. Z ekonomskega vidika bi bilo namreč nesmotrno graditi objekte, ki bi prenesli dejansko potresno obremenitev v elastičnem področju. Zmanjšanje dejanske potresne obremenitve je zaradi duktilnosti materialov in dodatne nosilnosti.

Faktor obnašanja q se določi po naslednji enačbi (SIST EN 1998-1, 2006, 5.2.2.2(1)P):

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (2)$$

kjer sta:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja, ki je odvisna od vrste konstrukcijskega sistema in njegove pravilnosti po višini; v preglednici 5 so podane osnovne vrednosti faktorja obnašanja, ki veljajo za betonske konstrukcije,

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami.

Preglednica 5: Osnovne vrednosti faktorja obnašanja za sisteme, ki so pravilni po višini (SIST EN 1998-1, 2006)

Vrsta konstrukcije	DCM	DCH
Okvirni sistem, mešani sistem, sistem povezanih sten (sten z odprtini)	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistem nepovezanih (konzolnih) sten	3,0	4,0 α_u/α_1
Torzijsko podajen sistem	2,0	3,0
Sistem obrnjenega nihala	1,5	2,0

Če faktor α_u/α_1 ni izpeljan z eksplicitnim računom, se lahko za stavbe, ki so v tlorisu pravilne, uporabijo naslednje približne vrednosti za α_u/α_1 pri okvirih ali mešanih sistemih, ki so ekvivalentni okvirnemu (SIST EN 1998-1, 2006, 5.2.2.2(5)):

- enoetažne stavbe: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$,
- večetažni okviri z enim poljem: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$,
- večetažni okviri z več polji ali večetažni mešani sistemi, ekvivalentni okvirnemu: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$.

Za stavbe, ki niso pravilne v tlorisu in za katere vrednost faktorja α_u/α_1 ni izpeljana eksplicitno, se za približno vrednost faktorja α_u/α_1 lahko vzame povprečna vrednost med 1,0 in vrednostjo, ki je navedena v prejšnjem odstavku (SIST EN 1998-1, 2006, 5.2.2.2(6)).

Faktor k_w , ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami, se določi, kot sledi (SIST EN 1998-1, 2006, 5.2.2.2(11)P):

$$k_w = \left. \begin{array}{l} 1,00 \text{ za okvire in okvirom enakovredne mešane sisteme} \\ (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1, \text{ toda ne več kot } 0,5 \\ \text{za stenaste, stenam enakovredne mešane in torzijsko fleksibilne sisteme} \end{array} \right\} \quad (3)$$

kjer je:

a_0 prevladujoče razmerje med višino in dolžino sten v konstrukcijskem sistemu.

Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005, 4.2(3)P) pravi, da lahko ne glede na tip konstrukcije in tlorisno pravilnost ali nepravilnost za projektni spekter upoštevamo vrednost $q = 1,5$ in $2,0$ za armiranobetonske in jeklene konstrukcije. Možne so tudi višje vrednosti faktorja q , ki se določijo skladno s pravili, določenimi zgoraj.

3.2 Določanje mas

Pri kombiniranju potresnega vpliva je treba upoštevati vse mase, povezane z vsemi težnostnimi silami, ki so vključene v naslednji kombinaciji vplivov (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.4(2)P):

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

kjer je:

$\psi_{E,i}$ koeficient za kombinacijo za spremenljiv vpliv i , ki se izračuna s pomočjo naslednjega izraza:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (5)$$

kjer je:

φ faktor prisotnosti koristne obtežbe po celotni konstrukciji med potresom; vrednosti so prikazane v preglednici 6,

$\psi_{2,i}$ faktor za navidezno stalno vrednost spremenljivega vpliva, vrednosti so podane v standardu EC0. Vrednosti, ki jih upoštevamo v računu, so podane v poglavju 4.3.2.

Preglednica 6: Vrednosti φ za določitev $\psi_{E,i}$ (SIST EN 1998-1:2005/A101, 2006)

Vrsta spremenljivega vpliva	Etaža	φ
Kategorija A–C	Vrhnja etaža	1,0
	Zasedenost nekaterih etaž je povezana	0,8
	Etaže so zasedene neodvisno	0,5
Kategorija D–F in arhivi		1,0

Vrednosti faktorja $\psi_{E,i}$ so navedene pri posameznih obtežbah, ki so definirane v nadaljevanju.

3.3 Kombinacija učinkov komponent potresnega vpliva

Med potresom delujeta vodoravni komponenti potresnega vpliva sočasno, zato nam standard naroča, da lahko vpliv zaradi kombinacije vodoravnih komponent potresnega vpliva izračunamo z naslednjima kombinacijama (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.5.1):

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (6)$$
$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$$

kjer so:

"+" "kombinirano z",

E_{Edx} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž izbrane vodoravne smeri x-konstrukcije,

E_{Edy} učinek potresnega vpliva zaradi delovanja potresnega vpliva vzdolž pravokotne vodoravne smeri y-konstrukcije.

3.4 Modeliranje konstrukcije

Model mora biti izdelan tako, da lahko za vsak element določimo učinke vplivov posameznih obtežnih kombinacij. Pri modeliranju upoštevamo Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006), ki nam narekuje upoštevanje slučajne ekscentričnosti mase in daje priporočila glede upoštevanja sekundarnih konstrukcijskih elementov.

3.4.1 Slučajna ekscentričnost

Poleg upoštevanja dejanske ekscentričnosti je treba zaradi negotovosti, povezanih s položajem mas in s prostorskim spreminjanjem potresnega gibanja, premakniti masno središče v vsaki etaži i iz nazivne lege v vsaki smeri za slučajno ekscentričnost e_{ai} (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.2):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (7)$$

kjer je:

L_i tlorisna dimenzija etaže pravokotna na smer potresnega vpliva.

Slučajna ekscentričnost se upošteva v isti smeri v vseh etažah. Če se za analizo uporablja prostorski model, se lahko vplivi naključne torzije določijo kot ovojnica rezultatov, dobljenih s statično analizo, pri kateri obtežbo predstavljajo torzijski momenti M_{ai} okrog navpične osi v vsaki etaži i (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.3.3):

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (8)$$

kjer sta:

e_{ai} naključna ekscentričnost mase v etaži i za vse relevantne smeri,

F_i vodoravna sila v etaži i za vse relevantne smeri.

Program Tower omogoča, da se v preračunu jemlje v obzir tudi slučajni torzijski učinek, ki je opisan v tem poglavju. Program pri preračunu naredi dve seizmični obtežbi – eno s pozitivno levo in drugo z negativno desno ekscentriciteto. V modelu za obdelovanje rezultatov imajo taki seizmični obtežni primeri zraven svojega imena tudi znake + in – (Tower 7, 2016).

3.4.2 Razpokanost elementov

Pri betonskih, sovprežnih (jeklo in beton) in zidanih stavbah je treba pri določanju togosti nosilnih elementov upoštevati vpliv razpokanosti prerezov (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.1(6)). Če se ne izvede natančnejše analize razpokanih elementov, je mogoče za elastično upogibno in strižno togost betonskih in zidanih elementov vzeti polovično vrednost ustrezne togosti nerazpokanih elementov (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.1(7)).

V programu Tower je možno vzeti polovično upogibno in strižno togost s pomočjo faktorjev, ki se določijo pri modalni analizi. V osnovi so faktorji enaki 1 (polna togost). Da zagotovimo zahtevam standarda, ustrezne vrednosti reduciramo za polovico.

3.4.3 Upoštevanje opečnih polnil

V drugem modelu smo želeli upoštevati vpliv opečnih polnil na obnašanje konstrukcije. Obstaja več načinov, kako zajeti vpliv polnil na okvirno konstrukcijo v računskem modelu. V grobem obstaja delitev na mikromodele (lokalni modeli) in makromodele (globalni modeli) (Dolšek, 2002). V našem primeru mikromodel ni primeren, saj bi model postal zelo obsežen, čas računa pa občutno daljši. Nasploh pretirana natančnost pri risanju geometrije modela v mejah 10–20 cm nima nikakršnega praktičnega smisla, ker bi tako risanje povzročilo nepotrebno veliko število končnih elementov, ki bi upočasnili račun in kasnejšo obdelavo rezultatov preračuna v programu Tower. Zato smo za analizo uporabili makromodel, kjer polnilo predstavimo z nadomestnim elementom, ki mu določimo globalne mehanske lastnosti in implicitno zajamemo stik okvir–polnilo. Obstaja veliko globalnih modelov. Zelo razširjena je metoda z nadomestno diagonalo, ki je nosilna le v tlaku, pri čemer nastane pri tem porušnem mehanizmu diagonalna natezna razpoka (Dolšek, 2002). Zaradi cikličnega vpliva potresa modeliramo polnilo z dvema takšnima tlačnima diagonalama. Po nastanku poškodb se okvir obnaša kot kombinacija povezanega zidanega panela in poševno podprtega AB okvira (Tomaževič, 2009). Obstajajo različne variante te metode, ki se predvsem razlikujejo po položaju priključnih členkov in številu diagonal. Za naš primer smo izbrali metodo z eno diagonalo, ki je na okvir pritrjena v vogalih, kot je to prikazano na sliki 2.

Na temo uporabe nadomestnih diagonal, ki zajamejo vpliv opečnih polnil, je bilo narejenih že nekaj diplomskih in drugih nalog. Zato smo tudi enačbe in dognanja povzeli po nalogah avtorjev Jamšek (2014) in Zajc (2009). Pri linearni elastični analizi je najpomembnejši parameter zidanega polnila togost nadomestne diagonale. Nadomestna diagonala je na okvir priključena na stičišču stebra in prečke. Začetna horizontalna togost nadomestne diagonale je povzeta po priporočilih Fardisa (1996), ko je bilo izvedenih veliko število eksperimentov na armiranobetonskih okvirih s polnili na potresnih mizah, psevdodinamičnih preiskav na preizkušancih v naravnem merilu ter parametričnih analiz z matematičnim modeliranjem (Jamšek, 2014):

$$K_{el,h} = \frac{G_w \cdot A_w}{h_w} \quad (9)$$

kjer so:

G_w strižni modul polnila,

A_w horizontalni prerez polnila,

h_w višina polnila.

Ker imamo med nadomestno diagonalo in horizontalno ravnino določen kot, moramo njeno začetno horizontalno togost pretvoriti po formuli (Jamšek, 2014). Na ta način dobimo togost nadomestne diagonale, ki se upošteva v izračunu:

$$K_{el,d} = \frac{K_{el,h}}{\cos^2 \theta_d} \quad (10)$$

Program Tower nam ne omogoča, da palici neposredno pripišemo nadomestno togost. Zato smo za posamezno palico dolžine l_i predpostavili prerez $A = 100 \text{ cm}^2$ in določili ustrezen elastični modul E_i , ki ga lahko neposredno vnesemo v program. Togost nadomestne diagonale dodatno pomnožimo s faktorjem 0,5 zaradi razpokanosti prerezov in z dodatnim faktorjem 0,5 zaradi dejstva, da bomo na mestu opečnega polnila uporabili dve diagonali. Program Tower 7 pri modalni analizi ne omogoča izključitve nategov v linijskih elementih. Ker se je izkazalo, da so natezne sile v primerjavi s tlakom majhne, smo analizo vseeno izvedli na tak način.

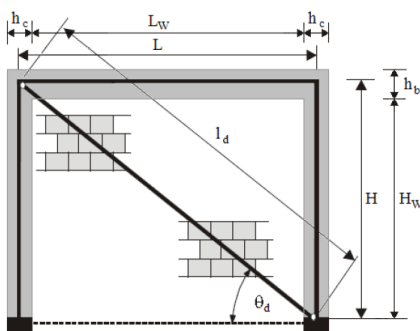
$$E_i = \frac{K_{el,d} \cdot l_i}{4 \cdot A_i} \quad (11)$$

kjer so:

l_i dolžina diagonal,

A_i prerez diagonale (izberemo konstantno vrednost $A = 100 \text{ cm}^2$),

E_i elastični modul diagonale.



Slika 2: Geometrijske karakteristike polnila (Jamšek, 2014)

3.5 Metode analize po standardu Evrokod 8-3

Za določitev učinkov seizmičnih vplivov, ki so kombinirani z ostalimi vplivi, lahko uporabimo naslednje metode analize (SIST EN 1998-3, 2005, 4.4.1(1)):

- metoda s horizontalnimi silami (linearna metoda),
- modalna analiza s spektri odziva (linearna metoda),
- nelinearna statična analiza,
- nelinearna dinamična analiza časovnega odziva,
- metoda z upoštevanjem faktorja obnašanja q (angl. *q-factor approach*).

V zgoraj naštetih metodah je treba upoštevati elastičen spekter odziva (spekter, ki ni reduciran s faktorjem obnašanja q), kot je opisan v Evrokodu 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 3.2.2.2). To pa ne velja za metodo z upoštevanjem faktorja obnašanja q (q faktor metoda), kjer se upošteva projektni spekter odziva (SIST EN 1998-3, 2005, 4.4.1(2)P).

Za potrebe te naloge smo izbrali metodo z upoštevanjem faktorja obnašanja q . Ta metoda nam dopušča uporabo metode s horizontalnimi silami in modalno analizo s spektri odziva. Metodi sta povzeti iz standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.2 in 4.3.3.3). V nalogi bomo uporabili

obe metodi. Prvo bomo uporabili kot hiter način za dokaz, da potres predstavlja merodajnejši vpliv na konstrukcijo v horizontalni smeri, drugo metodo pa bomo uporabili pri analizi obnašanja konstrukcije s programom Tower 7.

3.5.1 Metoda z vodoravnimi silami

To vrsto analize je mogoče uporabiti za stavbe, pri katerih višje nihajne oblike v nobeni od glavnih smeri ne vplivajo pomembno na odziv. Ta zahteva je izpolnjena, kadar veljata spodnji predpostavki (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.2.1):

- $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases}$,
- izpolnjeni so pogoji za pravilnost po višini.

Celotna prečna sila F_b se izračuna po enačbi (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.2.2):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (12)$$

kjer so:

$S_d(T_1)$ ordinata v projektnem spektru pri nihajnem času T_1 ,

T_1 osnovni nihajni čas konstrukcije za translacijsko gibanje v obravnavani smeri,

m celotna masa stavbe nad temelji ali nad togo kletjo,

λ korekcijski faktor, ki ima vrednost $\lambda = 0,85$, če velja $T_1 \leq 2 T_C$ in ima stavba več kot dve etaži. V drugih primerih velja $\lambda = 1,00$.

Približno vrednost osnovnega nihajnega časa za oceno celotne potresne sile lahko določimo s pomočjo enačbe, ki je podana v točki 4.3.3.2.2(3) standarda Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006), in sicer:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (13)$$

kjer sta:

C_t 0,085 za prostorske jeklene momentne okvire, 0,075 za prostorske betonske momentne okvire in za ekscentrično zavetrovane jeklene okvire ter 0,050 za vse druge konstrukcije,

H višina stavbe (v m), merjena od vrha temeljev ali od vrha toge kleti.

3.5.2 Modalna analiza s spektri odziva

Ta vrsta analize se uporablja v primerih, ko niso izpolnjeni pogoji za uporabo metode z vodoravnimi silami. Uporabi pa se lahko tudi, ko je analiza z vodoravnimi silami dovoljena (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.3.1(1)P).

Pri analizi s spektri odziva je treba upoštevati vse nihajne oblike, ki pomembno prispevajo h globalnemu odzivu konstrukcije. Ta pogoj je izpolnjen, če velja (SIST EN 1998-1, 2006, 4.3.3.3.1(3)):

- vsota efektivnih modalnih mas za nihajne oblike, ki se upoštevajo, znaša vsaj 90 odstotkov celotne mase konstrukcije,
- upoštevajo se vse nihajne oblike z efektivnimi modalnimi masami, večjimi od 5 odstotkov celotne mase.

3.6 Kontrola elementov

Q -faktor metoda predstavlja poseben primer v standardu Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Kontrola elementov se ne izvede na način kontrole upogibov oz. pomikov konstrukcij, kot je to primer pri ostalih metodah. Dejansko se za to metodo izvede analiza, ki je predvidena za nove konstrukcije.

Zakaj bi potem metodo sploh izbrali? Metoda je namenjena predvsem oceni potresne odpornosti objektov, za katere predvidevamo, da so predimenzionirani in zato ustrezajo pogojem, ki jih narekuje q -faktor metoda za oceno konstrukcije. To so na primer mlajši objekti (kot v našem primeru), zgrajeni nekaj let pred uveljavitvijo standardov Evrokod. Glede na način analize in kontrole elementov lahko rečemo, da je metoda zelo konservativna.

Za vse konstrukcijske elemente mora veljati pogoj, da je projektna obremenitev (angl. *demand*) manjša ali enaka projektni nosilnosti (angl. *capacity*), ki je določena na osnovi dejanskih podatkov o konstrukciji:

$$E_d \leq R_d \quad (14)$$

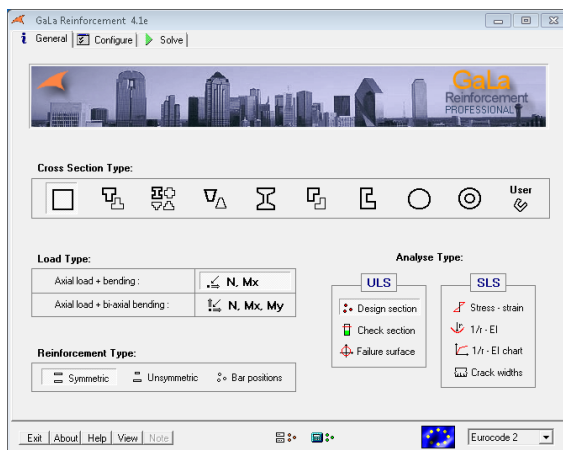
kjer sta:

E_d projektna vrednost učinka vpliva pri potresni kombinaciji,

R_d odgovarjajoča projektna nosilnost elementa, izračunana po pravilih, ki veljajo za uporabljen material (pri kontroli se upoštevajo srednje vrednosti materialnih karakteristik ustrezno korigirane z materialnimi varnostnimi faktorji in s faktorjem zaupanja).

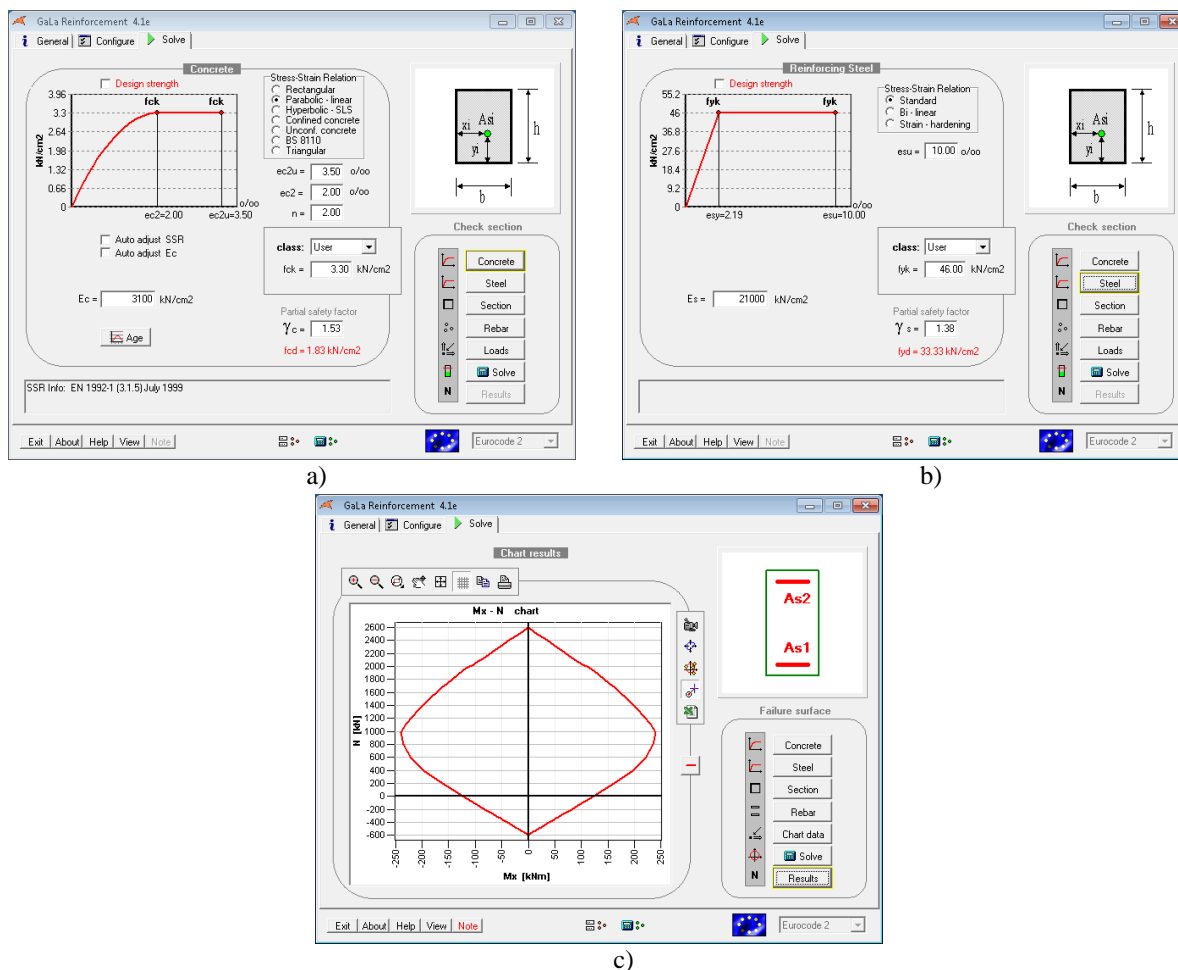
3.6.1 Upogibna nosilnost

Pri računu upogibne nosilnosti AB elementov smo uporabili program GaLa Reinforcement, ki omogoča hiter in natančen preračun upogibne nosilnosti elementov. Program omogoča kontrolo različnih oblik prerezov: pravokotni, T-prerezi, okrogli ... Prav tako nam omogoča upoštevanje dvoosnega upogiba. Na sliki 3 je prikazano osnovno okno z različnimi možnostmi za račun prerezov.



Slika 3: Osnovno okno programa GaLa Reinforcement

V programu je treba upoštevati ustrezne lastnosti betona (slika 4a) in jekla (slika 4b), ki veljajo za našo izbrano konstrukcijo. Eden izmed možnih načinov podajanja rezultatov programa je tudi interakcijski diagram, ki je za izbran pravokoten prerez prikazan na sliki 4c.



Slika 4: Pogovorna okna iz programa GaLa Reinforcement: a) vhodni podatki za beton, b) vhodni podatki za jeklo, c) interakcijski diagram

Sodelujočo širino pasnice smo upoštevali skladno z Evrokodom 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006, 5.4.3.1.1(3)). Obenem smo upoštevali ugotovitve znanstvenega članka Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe (Žižmond in Dolšek, 2014).

Glede na določila standarda in ugotovitve v znanstvenem članku smo za notranje grede upoštevali vrednosti sodelujoče širine pasnice:

$$b_{eff} = \max(b_w; b_c) + 4 \cdot h_f \quad (15)$$

za grede na zunanjem delu konstrukcije pa smo upoštevali

$$b_{eff} = \max(b_w; b_c) \quad (16)$$

pri tem so:

b_{eff} sodelujoča širina pasnice,

b_w širina grede,

b_c širina stebra,

h_f debelina plošče.

Vrednosti sodelujočih širin so podane pri kontroli gred.

3.6.2 Strižna nosilnost

Strižna nosilnost obstoječih elementov, skladno z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005, A.3.3.1), je definirana kot minimalna vrednost strižne nosilnosti, ki se določi, kot to predpisuje Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005) ali po enačbah, ki so definirane v dodatku A standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005, A.3.3.1(4)). V nadaljevanju so najprej prikazane enačbe za določitev strižne nosilnosti, kot jih predpisuje Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Z enačbo 17 je določena strižna nosilnost betonskega prereza, brez upoštevanja strižne armature.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (17)$$

Pri tem so:

$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$ reducirana natezna trdnost betona,

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$ delež ustrezno zasidrane vzdolžne armature,

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ [MPa] napetost zaradi tlačne osne sile,

$k = 1 + \sqrt{200/d} < 2,0$ koeficient višine prereza (d je v mm),

$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ vpliv koeficienta trdnostnega razreda betona,

$k_1 = 0,15$ priporočena vrednost,

f_{ck} karakteristična tlačna trdnost betona v Mpa,

A_{sl} ploščina natezne armature,

b_w najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza,

d statična višina prereza,

N_{Ed} osna sila v prerezu,

A_c ploščina prečnega prereza betona.

V elementih s strižno armaturo, kjer lahko predpostavimo tlačne diagonale pod kotom 45° se strižna nosilnost določi po naslednji enačbi (SIST EN 1992-1-1, 2005):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \quad (18)$$

kjer so:

A_w ploščina strižne armature,

s razdalja med palicami strižne armature,

$z = 0,9d$ ročica notranjih sil,

f_{ywd} projektna meja elastičnosti strižne armature.

Največja prečna sila, ki je določena z izkoriščenostjo tlačnih betonskih razpor, ne sme presegati vrednosti:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / 2 \quad (19)$$

kjer so:

v_l redukcijski faktor tlačne trdnosti strižno razpokanega betona (upoštevamo priporočeno vrednost 0,6),

α_{cw} koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačnem pasu, za konstrukcije brez prednapetja se upošteva vrednost 1,0.

Strižna nosilnost v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) pa je definirana z naslednjo enačbo:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\frac{h-x}{2 \cdot L_V} \cdot \min(N; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c) + \left(1 - 0,05 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \right. \\ \left. \cdot 0,16 \cdot \max\left(0,5; 100 \cdot \rho_{tot}\right) \cdot \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \quad (20)$$

kjer so:

γ_{el} je enak 1,15 za primarne potresne elemente,

h višina prereza,

x višina tlačne cone prereza,

N tlačna osna sila (ob nategih se upošteva vrednost 0),

L_V razmerje med momentom in prečno silo na koncu prereza,

A_c ploščina prečnega prereza betona, definiran kot $A_c = b_w \cdot d$,

f_c trdnost betona v MPa,

μ_{Δ}^{pl} razmerje med plastičnim delom rotacije in rotaciji na meji tečenja (da se izognemo določanju rotacije v prerezu, v računu izberemo največjo vrednost 5),

ρ_{tot} delež vzdolžne armature v prerezu,

V_w prispevek stremenske armature k strižni nosilnosti, ki se za pravokotne prereze določi z naslednjo enačbo

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (21)$$

kjer so:

ρ_w delež stremenske armature,

z ročica notranjih sil $z = 0,9 \cdot d$,

f_{yd} natezna trdnost stremenske armature.

3.6.3 Kontrola pomikov

Za konstrukcijo je treba kontrolirati tudi omejitve etažnih pomikov. Ti se pri analizi s q -faktor metodo, kot jo predpisuje standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), računajo za potres z manjšo povratno dobo, saj je zahteva, da so pomiki in poškodbe majhni pri potresih, ki so bolj pogosti. Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006) dopušča, da se potres z manjšo povratno dobo upošteva z uporabo redukcijskega faktorja ν . V splošnem se kontrola izvede na način, ki je predpisan v standardu Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006):

a) Za stavbe, ki imajo na konstrukcijo pritrjene nekonstrukcijske elemente iz krhkih materialov:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,005 \cdot h \quad (22)$$

b) za stavbe z duktilnimi nekonstrukcijskimi elementi:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h \quad (23)$$

c) za stavbe, pri katerih so nekonstrukcijski elementi pritrjeni na konstrukcijo tako, da deformacije konstrukcije nanje ne vplivajo:

$$d_r \cdot \nu \leq 0,01 \cdot h \quad (24)$$

kjer je:

d_r projektni etažni pomik, določen kot razlika med povprečnima vodoravnima pomikoma d_s na vrhu in na dnu obravnavane etaže,

h višina etaže,

ν redukcijski faktor, ki upošteva manjšo povratno dobo potresa, povezano z zahtevo po omejitvi poškodb.

Če je opravljena linearna analiza, se pomiki, ki jih povzroča projektni potresni vpliv, izračunajo s pomočjo elastične deformacije konstrukcijskega sistema ob uporabi naslednjega poenostavljenega izraza:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (25)$$

kjer so:

- d_s pomik točke konstrukcijskega sistema zaradi projektnega potresnega vpliva,
- q_d faktor obnašanja za pomike; predpostavljeno je, da je enak q , če ni drugače določeno,
- d_e pomik iste točke konstrukcijskega sistema, določen z linearno analizo z uporabo projektnega spektra.

4 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI POSLOVNE STAVBE V KRANJU

4.1 Opis konstrukcije

V Kranju na Planini je bila leta 1999 zgrajena nova podkletena dvonadstropna poslovna zgradba (objekt Infonet). Objekt je bil projektiran po takrat veljavnih jugoslovanskih predpisih JUS, še pred uveljavitvijo standardov Evrokod v Sloveniji.

Objekt je podkleten in ima poleg pritličja še dve etaži (K + P + 2N). Arhitekturno je objekt zelo razgiban. Tlorisne dimenzije kleti so 16,25 m · 13,70 m. Na JV delu kleti je stopniščno jedro tlorisnih dimenzij 4,50 m · 4,50 m. Tloris pritličja se dimenzijsko ujema s tlorisom kleti, le na JV strani imamo tri stebre za podpiranje eliptičnega dela konstrukcije. Tlorisne dimenzije prve in druge etaže so 16,25 m · 13,70 m, dodan pa je še eliptičen del velikosti 14,00 m · 3,50 m, ki se z višino nagiba izven objekta, kot je to razvidno iz slike 5. Etažna višina kleti in pritličja je 3,55 m, nadstropij pa 3,40 m.

Konstrukcija objekta je zgrajena kot klasičen AB skelet z AB ploščami debeline 14 cm za medetažne konstrukcije. Povezavo med etažami zagotavljajo triramne AB stopnice na južnem vogalu stavbe. Ob stopnišču je izveden AB vertikalni jašek, v katerem je nameščeno osebno dvigalo, ter jašek za elektro in strojne inštalacije. Obodni zidovi so med AB stebri zapolnjeni z opečnimi polnili. Streha objekta je ravna in nepohodna, med projektiranjem je bila predvidena tudi možnost ozelenitve, ki pa se ni nikoli izvedla.

Konstrukcija je bila med projektiranjem računana s programom "OKVIR," in sicer kot posamezni okviri v obeh glavnih smereh. V vzdolžni smeri imamo 4 okvire (2 zunanja in 2 notranja) na medsebojnem osnem razmiku 4,5 m in okvir v zunanji steni elipsastega dela (poenostavitev v računu). V prečni smeri so prav tako 4 okviri (2 zunanja in 2 notranja) na medsebojnem osnem razmiku 6,00 m, 4,70 m in 5,30 m. V kleti imamo AB obodne stene debeline 20 cm, ki zagotavljajo podprtost etaže v horizontalni smeri. Obodni zidovi pritličja in nadstropij so nosilni opečni zidovi debeline 19 cm.

Notranji nosilci v kleti so širine 35 cm in višine 44 cm (skupaj s ploščo debeline 14 cm), v pritličju in nadstropjih so širine 30 cm ter višine 34 cm in 44 cm v polju z razponom 6,00 m. Notranji stebri v kleti so kvadratni, dimenzij 35 cm · 35 cm, v pritličju in nadstropju 30 cm · 30 cm. Obodni nosilci v pritličju in nadstropjih so širine 19 cm in višine 69 cm. Stebri so v obodnih zidovih širine 20 cm in dolžine 40 cm. Elipsasti del stavbe se opira na tri pritlične okrogle stebre premera 40 cm. Preko njih imamo nosilec širine 40 cm in višine 34 cm. V nadstropjih so stebri širine 20 cm in dolžin od 30 do 50 cm, nosilci po obodu elipse so širine 35 cm in višine 34 cm.

Obodni zidovi pritličja in nadstropij ter notranji zidovi so nosilni opečni zidovi debeline 19 cm.

AB stene jaška za dvigalo so debeline 15 in 20 cm.

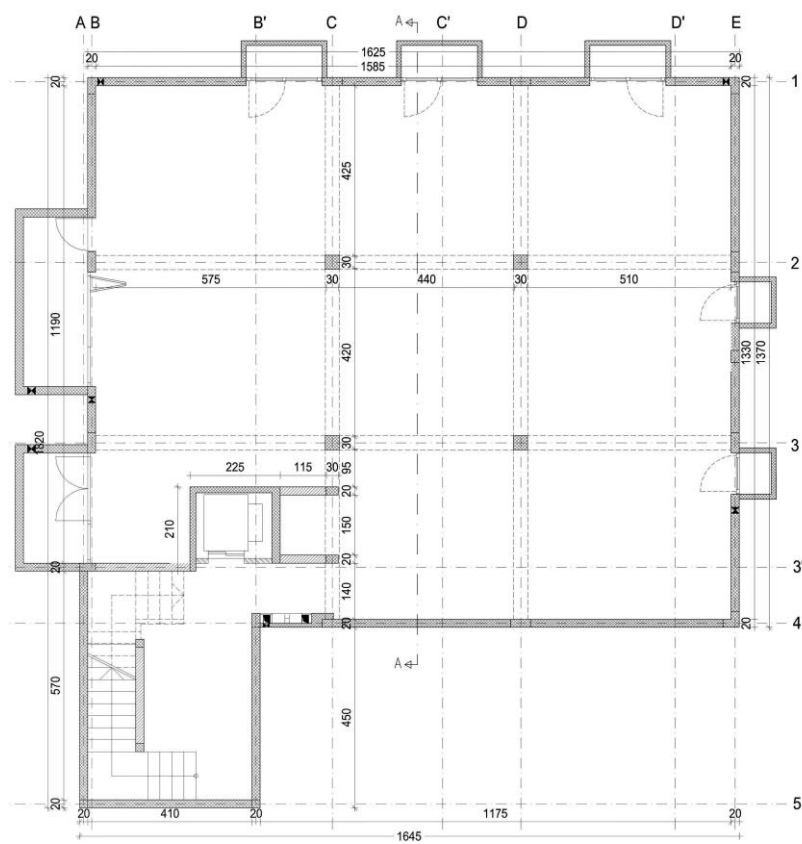
Stopnice so triramne in zavite. Rame so AB, debeline 15 cm in širine 120 cm. V širini podestov so oprte na zunanje zidove, na prehodu v plošče pa so vanje vpete.

Notranji stebri so temeljeni na točkovnih temeljih velikosti 240 cm · 240 cm, debeline 60 cm. Zunanji stebri izhajajo iz AB kletnih sten, ki so temeljene na pasovnih temeljih širine 75 cm in višine 50 cm. Pasovni in točkovni temelji so medsebojno povezani z veznimi gredami višine 50 cm in širine 50 cm. Stebri pod elipsastim delom so temeljeni na temeljnem nosilcu, ki je na višji ravni. Nosilec širine 75 cm in višine 50 cm je na konceh vpet v kletne stene, na sredini pa je stopničasto povezan z veznimi gredami. Jašek za dvigalo je temeljen na temeljni plošči debeline 30 cm.

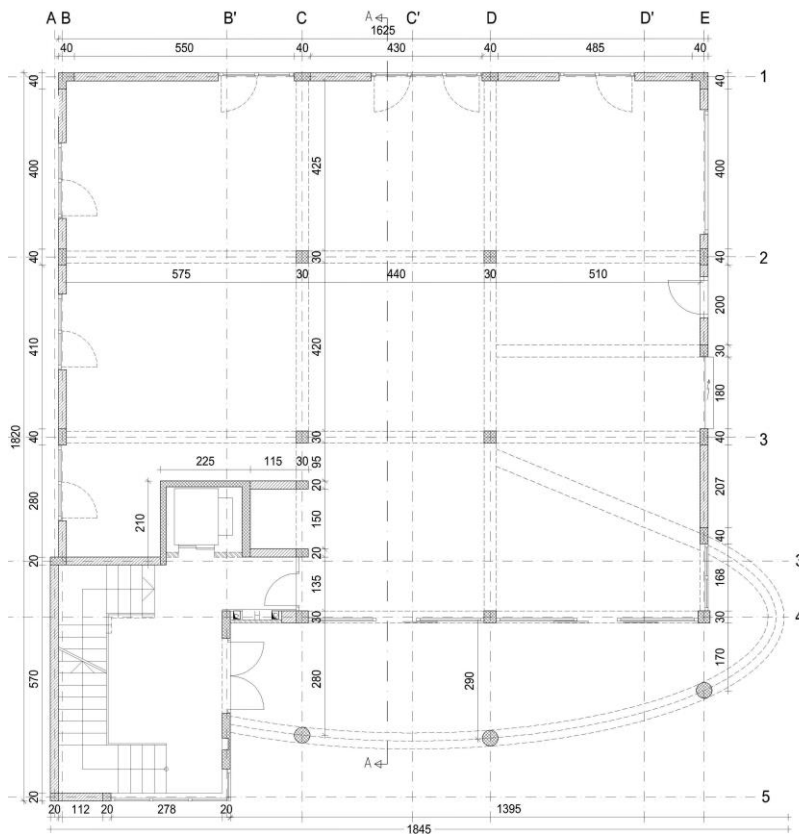
Pogled na razgibano arhitekturo konstrukcije je prikazan na sliki 5, kjer se lepo vidita glavni del objekta s stopnišnim jedrom v ozadju levo in izmaknjen elipsast del, ki je podprt s tremi stebri.



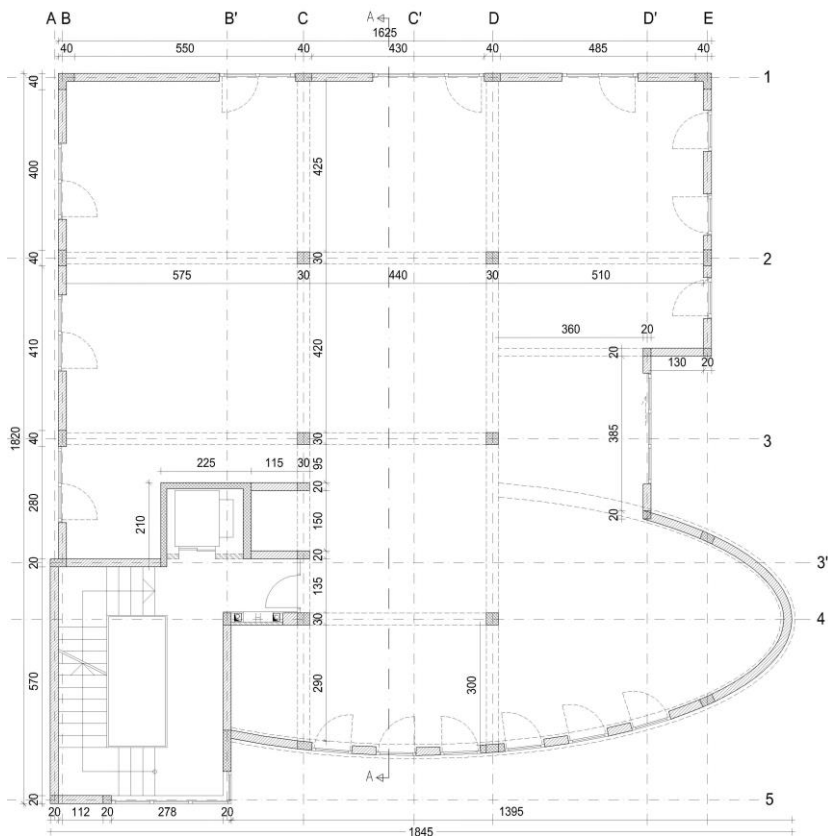
Slika 5: Pogled na JZ del fasade (RP investicije, d. o. o., 2016)



Slika 6: Tloris kleti

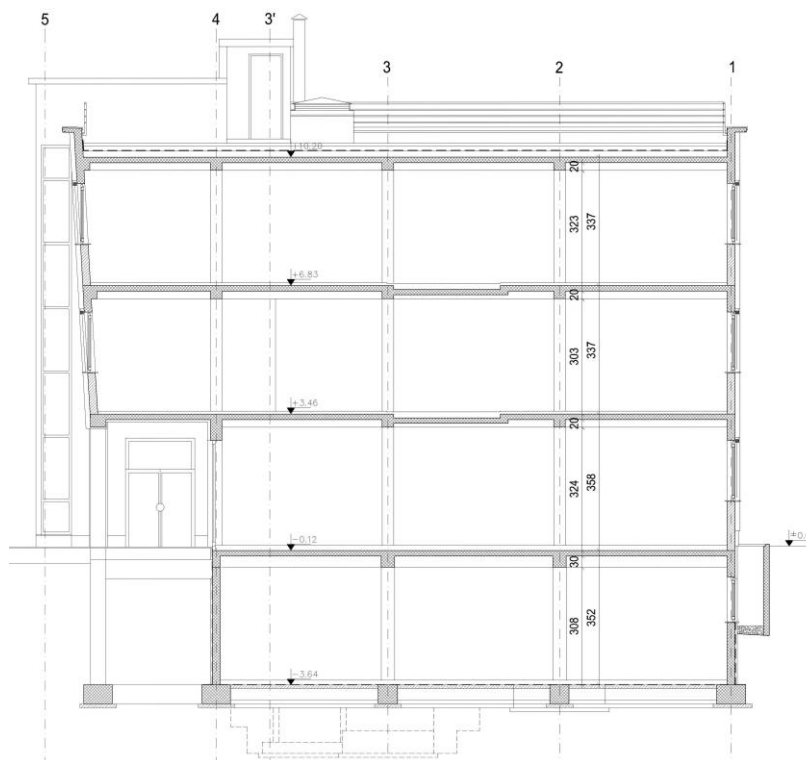


Slika 7: Tloris pritličja



Slika 8: Tloris prvega nadstropja

Tloris drugega nadstropja je zelo podoben tlorisu prvega nadstropja in ga zato ne prikazujemo. Razlika se pojavi le na delu objekta, kjer je stena v obliki elipse. Z višino se ta del nagiba navzven, kar lahko vidimo na prerezu A-A (slika 9).



Slika 9: Prerez A-A

Za obravnavan objekt smo pridobili originalno projektno dokumentacijo za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD) in projekt za izvedbo (PZI). Zato smo za stopnjo poznavanja konstrukcije izbrali stopnjo KL2, kar posledično pomeni, da moramo v računu nosilnosti elementov upoštevati faktor zaupanja $CF_{KL2} = 1,20$.

4.2 Materiali, uporabljeni v konstrukciji

Podatke o materialih, ki so uporabljeni v konstrukciji, smo dobili iz originalne projektne dokumentacije za pridobitev gradbenega dovoljenja. Glede na te podatke smo izbrali ustrezne karakteristike, ki so veljavne glede na trenutne standarde in jih bomo upoštevali v nadaljnjem računu.

Beton in armirani beton:

Oznake in karakteristike betona so podane glede na takrat veljaven predpis. Temelji, temeljni zidovi in temeljna in talna plošča so betonirani z betonom marke MB20. Vsi ostali elementi AB konstrukcije – nosilci, stebri, plošče, stopnice, preklade, horizontalne in vertikalne protipotresne vezi – so iz betona marke MB30 po JUS (PBAB, 1987), kar je ekvivalentno betonu C25/30. Karakteristike betona C25/30 so povzete po trenutno veljavnem standardu Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Uporabljene karakteristike betona so:

- elastični modul: $E_{cm} = 3100 \text{ kN/m}^2$,
- karakteristična tlačna trdnost: $f_{ck} = 2,50 \text{ kN/cm}^2$,
- specifična teža: $\gamma_{C25/30} = 25 \text{ kN/m}^3$,
- srednja vrednost tlačne trdnosti: $f_{cm} = 3,30 \text{ kN/cm}^2$.

Primerjava med takrat veljavnimi oznakami betona in oznakami po standardih Evrokod so povzete po Gradbeniškem priročniku (2008) in so prikazane v preglednici 7.

Preglednica 7: Primerjava oznak JUS (PBAB, 1987) proti EC2 (SIST EN 1992-1-1, 2005)

JUS	EC2
MB15	C12/15
MB20	C16/20
MB25	C20/25
MB30	C25/30
MB40	C35/45

Jeklo za armiranje:

Za armaturo je bila uporabljena rebrasta armatura kakovosti *RA400/500* in armaturne mreže kakovosti *MAG500/560*. Če karakteristike in oznake uporabljene armature prevedemo na oznake in karakteristike, ki jih predpisuje trenutno veljaven standard Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005), dobimo naslednje vrednosti:

- rebrasta armatura *S400*: $f_{yk} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$,
- armaturne mreže *S500*: $f_{yk} = 50,0 \text{ kN/cm}^2$,
- elastični modul: $E_s = 21000 \text{ kN/m}^2$.

V oceni potresne odpornosti smo kontrolirali grede in stebre konstrukcije, v katerih armaturo predstavljajo večinoma palice, mreže pa predstavljajo manjši del armature v sodelujoči širini pri gredah. Pri kontroli elementov smo zato upoštevali za celoten prerez samo karakteristike rebrastih armaturnih palic kakovosti *S400*.

Standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) predpisuje uporabo srednjih vrednosti materialnih karakteristik. Srednjo vrednost karakteristične tlačne trdnosti za beton smo povzeli po preglednici 3.1 standarda Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2005). Srednja vrednost za jeklo pa se v splošnem določi na osnovi in-situ preiskav. Ker teh preiskav nismo izvedli, smo za določitev srednje vrednosti upoštevali faktor povečanja karakteristične meje elastičnosti 1,15, ki je pričakovano za armaturo, uporabljeno v konstrukciji. V našem primeru tako dobimo:

$$f_{ym} = f_{yk} \cdot 1,15 = 40,0 \cdot 1,15 = 46,0 \text{ kN/cm}^2$$

Opečna polnila:

Opečna polnila so zidana iz opečnih modularnih blokov MO-15 v podaljšani cementni malto MM-5. Glede na podatke, ki smo jih pridobili iz projektne dokumentacije, lahko predpostavimo tlačno trdnost opeke $f_b = 15 \text{ MPa}$ in malto trdnosti $f_m = 5 \text{ MPa}$. Vrednosti E_w in G_w smo izbrali na osnovi eksperimentalnih podatkov v literaturi (Tomažević, 2009):

- elastični modul zidovja: $E_w = 550,00 \text{ kN/cm}^2$,
- strižni modul zidovja: $G_w = 55,00 \text{ kN/cm}^2$,
- karakteristična strižna trdnost zidovja: $f_k = 0,45 \text{ kN/cm}^2$.

Pri določanju karakteristik diagonale, ki nadomešča vpliv opečnega polnila, smo zaradi razgibanosti objekta dobili veliko število različnih vrednosti. Ker so že sami vhodni podatki vzeti iz priporočil, ki se iz različnih virov razlikujejo tudi za faktor 2, ne naredimo velike napake, če za več skupin podobnih polnil upoštevamo enake karakteristike nadomestnih diagonal. V nadaljevanju je prikazan račun nadomestne diagonale na mestu jaška dvigala. Vrednosti so podrobneje prikazane v preglednici 8. Za vse ostale diagonale po obodu konstrukcije smo predpostavili vrednost elastičnega modula 2700 kN/cm^2 .

$$K_{el,h} = \frac{55 \cdot 20 \cdot 112}{307} = 401 \text{ kN/cm},$$

$$\cos \theta_d = \frac{112}{327} = 0,34,$$

$$K_{el,d} = \frac{401}{0,34^2} = 3418 \text{ kN/cm}, \tag{26}$$

$$E_d = \frac{3418 \cdot 327}{100} = 11177 \text{ kN/cm}^2,$$

$$0,25 \cdot E_d = 2794 \text{ kN/cm}^2$$

Preglednica 8: Račun karakteristik nadomestnih diagonal

Oznaka polnila	H_w (cm)	L_w (cm)	t_w (cm)	l_d (cm)	$\cos \theta_d$	$K_{el,h}$ (kN/cm)	$K_{el,d}$ (kN/cm)	E_d (kN/cm ²)	$0,25 \cdot E_d$ (kN/cm ²)
P1 (jašek)	307	112	20	327	0,34	401	3416	5582	2791

Diagonale so v programu upoštevane kot linijski elementi, ki prenašajo le osne sile (natege in tlake), saj program Tower 7 ne omogoča, da se pri modalni analizi upošteva samo tlak v linijskih elementih. Ker so nategi v diagonalah manjši od tlakov, smo vseeno nadaljevali račun. Glede na to, da različni avtorji predpostavljajo togosti nadomestnih diagonal, ki se med seboj razlikujejo za faktor več kot dva, z našo poenostavitvijo modela ne bomo naredili prevelike napake. Razlike med posameznimi metodami določitve togosti diagonal in vhodnimi podatki za strižni in elastični modul so dobro razložene v diplomski nalogi avtorja Novak (2013).

4.3 Vplivi na konstrukcijo

Podrobneje prikazujemo določitev stalne, koristne in potresne obtežbe. Sneg in veter se v kombinaciji s potresno obtežbo ne upoštevata, zato določitev vpliva snega nismo prikazovali, medtem ko smo vpliv vetra na objekt vseeno določili, saj se v redkih primerih lahko izkaže, da veter predstavlja merodajnejši horizontalen vpliv. V nadaljevanju sledi tudi računski dokaz, da je potres merodajen horizontalen vpliv na konstrukcijo. Numerične vrednosti posameznih vplivov so prikazane v nadaljevanju.

4.3.1 Stalni vplivi

S pomočjo standarda Evrokod 1-1 (SIST EN 1991-1-1, 2004) smo določili vse stalne vplive, ki se s časom in prostorom zanemarljivo malo spreminjajo. Sem spadajo lastna teža konstrukcije in vsi sloji, ki se v življenjski dobi konstrukcije ne spreminjajo.

V nadaljevanju smo v preglednicah prikazali obtežbe posameznih konstrukcijskih sklopov. V preglednici 9 smo določili stalno obtežbo na strehi. Pri tem smo za naklonski estrih na strehi upoštevali srednjo vrednost debeline. Večino tlorisa etaž predstavljajo prostori za pisarne, le na manjšem delu so čajna kuhinja in sanitarije. Stalna obtežba sanitarij je prikazana v preglednici 10, obtežba pisarn v preglednici 11, preglednica 12 pa nam prikazuje obtežbo na stopnišču. Zelo lahki sloji, kot so premazi ali folije, v sestavah konstrukcijskih sklopov niso upoštevani.

Preglednica 9: Stalna obtežba na strehi

	Dimenzija (m)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Nasutje prodec	0,14	28,0		3,92
TI	0,12	2,0		0,24
HI (bitumenski premaz)			0,05	0,05
Estrih (v naklonu)	0,09	24,0		2,16
AB plošča	0,14	25,0		3,50
Inštalacije			0,20	0,20
Spuščen strop			0,30	0,30
Skupaj g =				10,37

Preglednica 10: Stalna obtežba medetažne plošče – sanitarije

	Dimenzija (m)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Keramika	0,01	20,0		0,20
Estrih	0,08	24,0		1,92
TI	0,07	2,0		0,14
AB plošča	0,14	25,0		3,50
Inštalacije			0,20	0,20
Spuščen strop			0,30	0,30
Skupaj g =				6,46

Preglednica 11: Stalna obtežba medetažne plošče – pisarne

	Dimenzija (m)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Finalni tlak	0,02	20,0		0,40
Armiran estrih	0,04	25,0		1,00
TI	0,04	2,0		0,08
AB plošča	0,14	25,0		3,50
Inštalacije			0,20	0,20
Spuščen strop			0,30	0,30
Skupaj g =				5,48

Med posameznimi prostori in hodniki se sloji minimalno spreminjajo. Za manjšo poenostavitev računa mas smo po celotnem tlorisu upoštevali vrednost $g_2 = 5,50 \text{ kN/m}^2$.

Preglednica 12: Stalna obtežba stopnic – podest

	Dimenzija (m)	Prost. teža (kN/m ³)	Površ. teža (kN/m ²)	Obtežba (kN/m ²)
Naravni kamen	0,02	28,0		0,56

... se nadaljuje

... nadaljevanje preglednice 12

Izravnalni beton	0,03	24,0		0,72
AB plošča	0,15	25,0		3,75
Omet	0,02	21,0		0,42
Skupaj g =				5,45

Sloji stopniščnih ram so enaki kot na podestih. Na stopniščnih ramah moramo dodatno upoštevati nastopne ploskve, ki doprinesejo dodatnih $2,13 \text{ kN/m}^2$ obtežbe, tako da znaša stalna obtežba na stopniščno ramo $7,58 \text{ kN/m}^2$. Upoštevali smo tudi težo sten, katerih obtežba je določena v preglednici 13. Kot poenostavitev smo za prostorninsko težo opečnega modularnega bloka vzeli nekoliko večjo vrednost, saj so v steni tudi dodatne AB preklade in vezi, ki jih s tem zajamemo pri obtežbi.

Preglednica 13: Stalna obtežba – zunanje stene

	Dimenzija (m)	Prost. teža (kN/m^3)	Površ. teža (kN/m^2)	Obtežba (kN/m^2)
Zunanji finalni sloj	0,01	24,0		0,24
TI	0,12	2,0		0,24
Opečni modularni blok	0,19	16,0		3,04
Notranji finalni sloj	0,03	24,0		0,71
Skupaj g =				4,23

4.3.2 Koristni vplivi

Če smo v prejšnjem poglavju govorili o vplivih, ki se s časom in prostorom ne spreminjajo, imamo tu obraten primer. Koristna obtežba predstavlja vse vplive, ki se s časom in prostorom lahko spreminjajo. Njihov vpliv lahko zajamemo kot statičen vpliv, ki pa se kombinira z večjim faktorjem varnosti, saj je vpliv nepredvidljiv. Če imamo na objektu tudi druge spremenljive vplive (npr. veter, sneg ...) je treba upoštevati celotno koristno obtežbo stavbe kot posamezni vpliv (SIST EN 1991-1, 2004).

Koristna obtežba v stavbah je odvisna od namena uporabe. Težja oprema (medicinska oprema, kuhinje ...) v vrednostih, ki jih podaja standard, ni zajeta in jo je treba obravnavati posebej z naročnikom in investitorjem. V našem primeru ni posebne opreme, ki bi zahtevala posebno obravnavo.

Kategorije površin, ki jih upoštevamo pri obravnavanem objektu, so navedene v spodnji preglednici 14. Streha se uvršča v kategorijo "H", saj je namenjena izključno vzdrževanju in popravilom. Tlorisne površine etaž se uvrščajo v kategorijo "B," saj so prostori namenjeni pisarnam. Stopnice se ob nezgodi uporabljajo za evakuacijo, zato na tem delu privzamemo kategorijo "C3." Točen opis posamezne kategorije, obtežbo in koeficiente za kombiniranje smo prikazali v spodnji tabeli.

Preglednica 14: Kategorije uporabe in faktorji ψ za stavbe (SIST EN 1991-1-1, 2004 in SIST EN 1990, 2004)

Kategorija	Opis uporabe	Obtežba (kN/m^2)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
B	Pisarne	3,0	0,7	0,5	0,3
C3	Površine, kjer se zbirajo ljudje – površine brez ovir za gibanje ljudi, npr. v muzejih, razstaviščih, dostopnih prostorih v javnih in upravnih stavbah, hotelih, bolnišnicah, preddverja železniških postaj	5,0	0,7	0,7	0,6
H	Strehe, dostopne le za normalno vzdrževanje in popravila	0,4	0	0	0

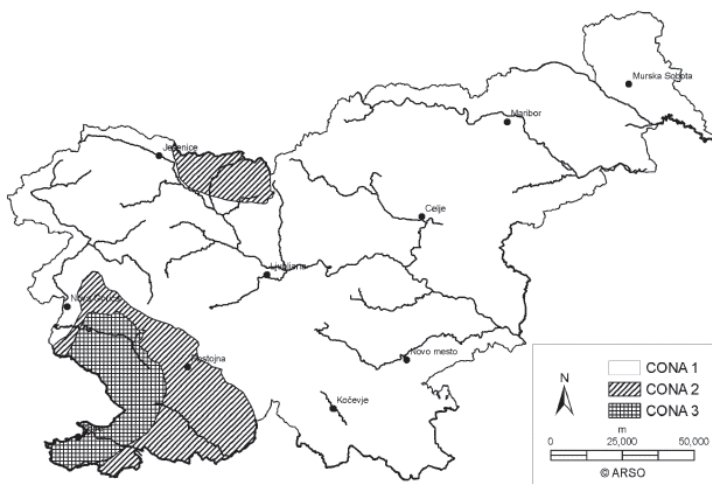
4.3.3 Vpliv snega

Pri kombiniranju snega in potresa se za sneg upošteva kombinacijski faktor 0. Poudariti je treba, da to ne velja vedno, izjeme so podrobneje opredeljene v Evrokodu 1-1-3 (SIST EN 1991-1-3, 2004) in ustreznem nacionalnem dodatku. Zaradi tega dejstva nismo podrobneje prikazovali določanja obremenitve snega.

4.3.4 Vpliv vetra

Podobno kot pri obtežbi snega se pri kombiniranju s potresnim vplivom tudi vetra ne upošteva, saj je kombinacijski faktor 0. Vendar tako kot potres tudi veter predstavlja horizontalen vpliv na objekt. V določenih primerih se lahko izkaže, da je vpliv vetra na konstrukcijo vplivnejši od potresa. Zato je treba preveriti velikost posameznih vplivov.

Za določitev vpliva vetra se upošteva določila standarda Evrokod 1-1-4 (SIST EN 1991-1-4, 2005) in ustreznega nacionalnega dodatka (SIST EN 1991-1-4:2005/A101, 2007). Konstrukcija je zgrajena v vetrni coni 1 (Kranj), kar je razvidno iz spodnje karte (slika 10), ki prikazuje cone z enako temeljno vrednostjo osnovne hitrosti vetra.



Slika 10: Karta hitrosti vetra (SIST EN 1991-1-4:2005/A101, 2007)

Temeljna vrednost osnovne hitrosti vetra za obravnavano cono znaša $v_{b,0} = 20,0$ m/s, kar predstavlja desetminutno srednjo hitrost vetra, ne glede na smer in letni čas, na višini 10 m nad odprtim terenom z nizkim rastlinjem (npr. travo) in s posameznimi ovirami v oddaljenosti najmanj dvajsetkratne višine ovir.

Osnovno hitrost vetra določimo po enačbi (SIST EN 1991-1-4 2005, 4.2.(2)P):

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (27)$$

kjer so:

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

c_{dir} smerni faktor (priporočena vrednost 1,0),

c_{season} faktor letnega časa (priporočena vrednost 1,0).

Sledi določitev osnovnega tlaka vetra, po izrazu (SIST EN 1991-1-4, 2005, 4.5.(1)):

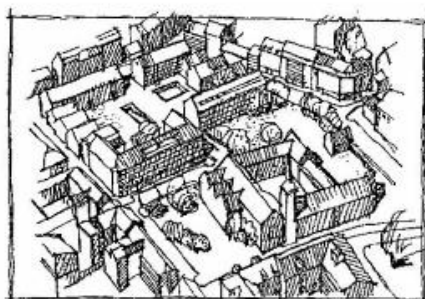
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (28)$$

kjer je:

ρ gostota zraka, ki je odvisna od nadmorske višine, temperature in zračnega tlaka, pričakovanega med neurjem na obravnavanem območju. Priporočena vrednost je $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 20^2 = 250,0 \text{ N/m}^2$$

Glede na dodatek A v Evrokodu 1-1-4 (SIST EN 1991-1-4, 2005) spada obravnavano območje v kategorijo terena IV (slika 11), to je področje, kjer je manj kot 15 odstotkov površine pokrite s stavbami s povprečno višino več kot 15 m.



Slika 11: Grafični prikaz kategorije terena IV (SIST EN 1991-1-4, 2005)

Na osnovi izbrane kategorije terena lahko sedaj iz grafa 4.2 v Evrokodu 1-1-4 (SIST EN 1991-1-4, 2005) odčitamo vrednost faktorja izpostavljenosti.

$c_e(z = 11,7 \text{ m}) = 1,25$ faktor izpostavljenosti za kategorijo terena IV in višino objekta 11,7 m

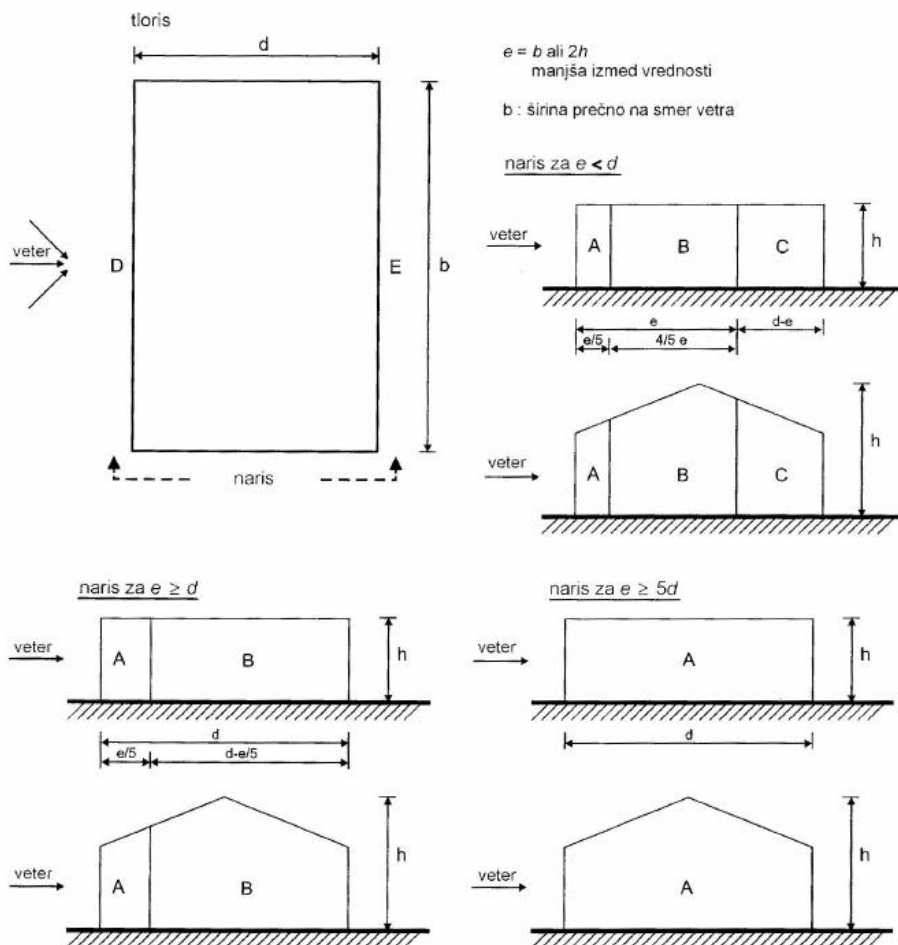
Tlak vetra na zunanje ploskve se izračuna po enačbi:

$$w_e = c_e(z) \cdot q_b \cdot c_{pe} \quad (29)$$

c_{pe} koeficient zunanje tlaka. Koeficienti so odvisni od velikosti obtežene površine A . Koeficienti zunanje tlaka so dani za obtežene površine A , velike 1 m^2 in 10 m^2 . Vrednosti $c_{pe,1}$ so namenjene projektiranju majhnih elementov in pritrditev velikih 1 m^2 ali manj. To so npr. obloge sten ali strešniki. Vrednosti $c_{pe,10}$ se lahko uporabijo za projektiranje celotne konstrukcije stavb. V našem primeru gledamo konstrukcijo kot celoto, zato upoštevamo faktorje $c_{pe,10}$.

Za določitev maksimalne horizontalne sile vetra smo upoštevali pritisk in srk na največji steni pravokotno na smer vetra. Na sprednji steni je območje D in je na celotni površini tlak. Na zadnji steni je območje E in se na celotni površini pojavlja srk. Vsota srka in tlaka na steni predstavlja maksimalno horizontalno obtežbo vetra. Podrobnejši prikaz območij srka in tlaka zaradi smeri delovanja vetra na objekte pravokotnega tlorisa je prikazan na sliki 12.

$$w_e = 1,25 \cdot 0,25 \cdot c_{pe} = 0,31 \cdot c_{pe}$$



Slika 12: Prikaz razdelitev sten na področja za stavbe s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4, 2005)

Pritiska vetra na stranske stene ne upoštevamo. Za določitev koeficientov zunanje tlaka upoštevamo razmerje med višino in širino vzporedno smeri vetra, ki v našem primeru znaša:

$$h/d = 11,70/16,25 = 0,72 \cong 1$$

Vrednosti faktorjev zunanje tlaka za posamezna območja, ki so prikazana na zgornji sliki, so podane v preglednici 15.

Preglednica 15: Priporočene vrednosti koeficientov zunanje tlaka za navpične stene stavb s pravokotnim tlorisom (SIST EN 1991-1-4, 2005)

Področje	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Maksimalen vpliv vetra je določen v preglednici 16, kjer smo prikazali tudi račun celotne obtežbe vetra na konstrukcijo.

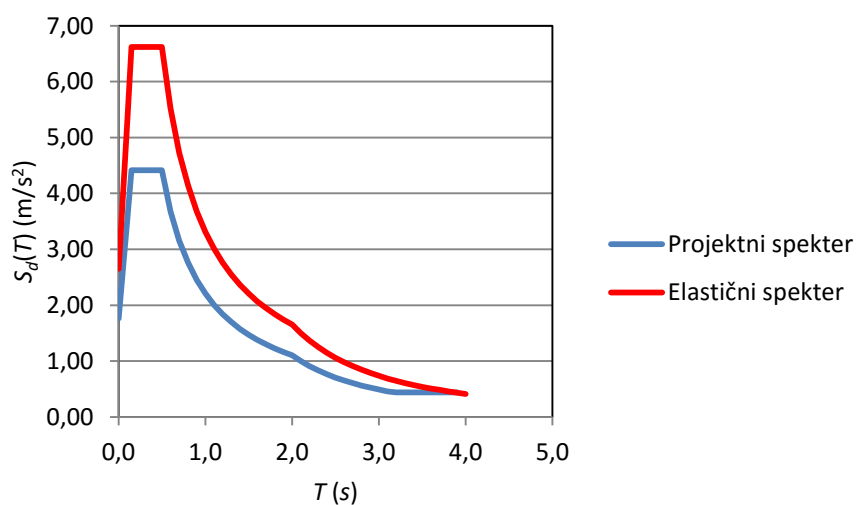
Preglednica 16: Račun vpliva vetra

	$q_b c_e(z)$	c_{pe}	w (kN/m ²)	A (m ²)	W (kN)
Čelna stena D	0,31	+0,8	0,25	16,3*11,7	47,8
Zadnja stena E	0,31	-0,5	-0,16	16,3*11,7	-30,5
					78,3

Minus pomeni srk (sila vetra deluje stran od stene), plus pa tlak (sila vetra deluje v steno). Maksimalno vrednost sile vetra smo dobili kot seštevek tlaka na čelni steni in srka na zadnji steni. Ta vrednost je manjša od sile potresa na objekt, kar smo dokazali v naslednjem poglavju.

4.3.5 Potresni vpliv

Točnih podatkov iz geomehanskega poročila o pogojih in načinu temeljenja nismo pridobili, zato smo za tip tal predpostavili tla, ki se pričakujejo na obravnavanem območju. Izbrali smo tip tal B, za katerega velja: $S = 1,20$, $T_B = 0,15$, $T_C = 0,5$, $T_D = 2,0$. Za določitev faktorja obnašanja smo upoštevali kar vrednost, ki jo priporoča Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Tako smo izbrali vrednost $q = 1,5$. Zaradi torzijske oblike nihanja konstrukcije v prvem tonu se je izkazalo, da bi tudi podrobnejši račun, skladen z Evrokodom 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006), podal enako vrednost. Vrednost projektne pospeška tal za lokacijo objekta (Kranj) znaša $a_{gR} = 0,225g$. Slika 13 prikazuje elastični in projektni spekter za izbrane podatke.



Slika 13: Elastični in projektni spekter pospeškov

Določitev mase konstrukcije po posameznih etažah

Pri določitvi mase konstrukcije smo upoštevali vse stalne vplive, ki delujejo na konstrukcijo. V maso na posamezni višinski koti objekta je tako vključena masa plošče z vsemi sloji in nosilci v plošči, stebri nad in pod ploščo (upoštevali smo polovico etažne višine) ter opečnimi stenami vključno z vsemi zaključnimi sloji na fasadi in znotraj. Vrednost koristne obtežbe smo upoštevali skladno z vrednostmi, ki smo jih določili v poglavju 4.3.2. Kombiniranje mas smo izvedli skladno s točko 3.2.

- masa na koti +10,4 m (streha):

Stalna obtežba:

plošča	$287,6 \cdot 10,37 =$	2982 kN
nosilci		210 kN

stebri	139 kN
stene	504 kN
<hr/>	
	$G_{III} = 3835 \text{ kN}$

Koristna obtežba: Se ne kombinira s potresom!

Skupna teža na koti +10,4 m: $W_{III} = 1,0 \cdot G_{III} = 3835 \text{ kN}$

$$\text{Masa: } m_{III} = \frac{W_{III} \cdot 10^2}{9,81} = 390928 \text{ kg} = 391 \text{ t}$$

- masa na koti +7,0 m (2. nadstropje):

Stalna obtežba:

plošča	$266,7 \cdot 5,50 =$	1467 kN
nosilci		160 kN
stebri		271 kN
stene		1001 kN
<hr/>		
		$G_{II} = 2899 \text{ kN}$

Koristna obtežba	$266,7 \cdot 3,00 \approx$	800 kN
<hr/>		
		$Q_{II} = 800 \text{ kN}$

Skupna teža na koti +7,0 m: $W_{II} = 1,0 \cdot G_{II} + 1,0 \cdot 0,3 \cdot Q_{II} = 3139 \text{ kN}$

$$\text{Masa: } m_{II} = \frac{W_{II} \cdot 10^2}{9,81} = 319980 \text{ kg} = 320 \text{ t}$$

- masa na koti +3,6 m (1. nadstropje):

Stalna obtežba:

plošča	$263,8 \cdot 5,50 =$	1451 kN
nosilci		174 kN
stebri		282 kN
stene		728 kN
<hr/>		
		$G_I = 2635 \text{ kN}$

Koristna obtežba	$263,8 \cdot 3,00 \approx$	790 kN
<hr/>		
		$Q_I = 790 \text{ kN}$

Skupna teža na koti +3,6 m: $W_I = 1,0 \cdot G_I + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_I = 2754 \text{ kN}$

$$\text{Masa: } m_I = \frac{W_I \cdot 10^2}{9,81} = 280734 \text{ kg} = 281 \text{ t}$$

- masa na koti ±0,0 m (pritličje):

Stalna obtežba:

plošča	$229,7 \cdot 5,50 =$	1263 kN
nosilci		429 kN
stebri		300 kN
stene		349 kN
<hr/>		
		$G_0 = 2341 \text{ kN}$

Koristna obtežba	$229,7 \cdot 3,00 \approx$	690 kN
<hr/>		
		$Q_0 = 690 \text{ kN}$

Skupna teža na koti ±0,0 m: $W_0 = 1,0 \cdot G_0 + 0,5 \cdot 0,3 \cdot Q_0 = 2445 \text{ kN}$

$$\text{Masa: } m_0 = \frac{W_0 \cdot 10^2}{9,81} = 249235 \text{ kg} = 249 \text{ t}$$

Celotna masa konstrukcije znaša $m = m_{III} + m_{II} + m_I + m_0 = 1241 \text{ t}$.

Ocena celotne potresne sile

S pomočjo enačbe (13) smo dobili približno vrednost osnovnega nihajnega časa, ki znaša $T_1 = 0,05 \cdot 11,7^{3/4} = 0,3165 \text{ s}$. Dobljena vrednost se za več kot 50 odstotkov razlikuje od nihajnega časa, ki ga dobimo pri modalni analizi osnovne konstrukcije, zato smo raje upoštevali vrednost iz modalne analize, ki znaša $T_I = 0,9704 \text{ s}$.

$$T_C = 0,5 \text{ s} \leq T_1 \leq T_D = 2,0 \text{ s} \rightarrow S_d(T_1) = 0,225 \cdot g \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot \left(\frac{0,5}{0,9704} \right) = 0,23g$$

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 0,23 \cdot g \cdot 1240,88 \cdot 0,85 = 2380 \text{ kN}$$

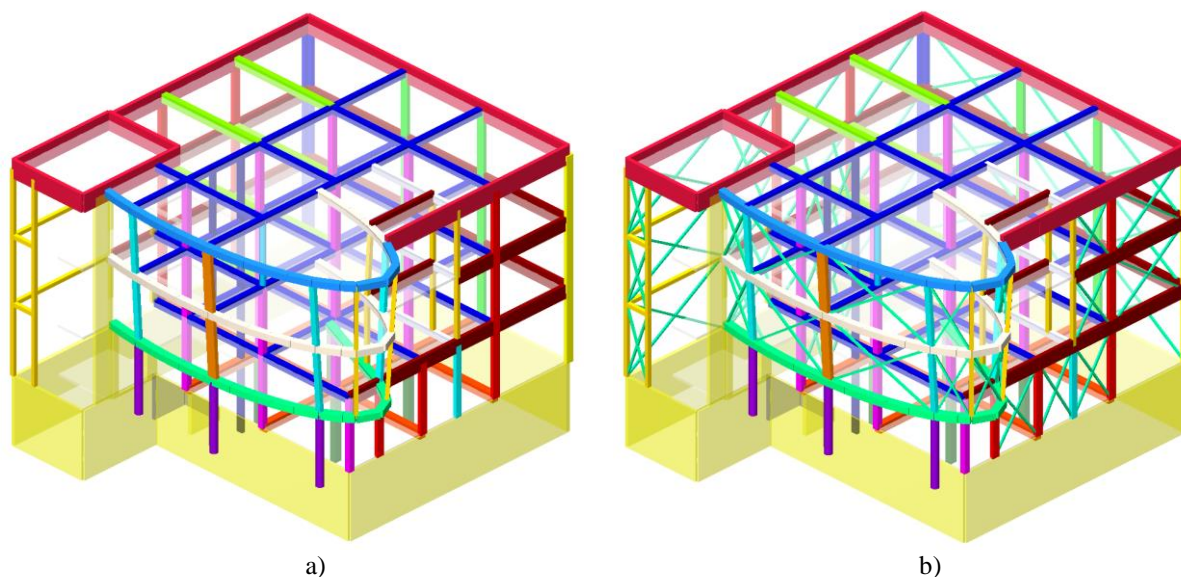
Kot je bilo pričakovano, predstavlja potres merodajen horizontalen vpliv na konstrukcijo.

4.4 Modeliranje konstrukcije v programu Tower

Program Tower 7 je izdelalo podjetje Radimpex iz Srbije. Podjetje je bilo ustanovljeno leta 1989 in se ukvarja izključno z razvojem programske opreme za uporabo v gradbeništvu. Program omogoča statično in dinamično analizo. Odlikuje ga preprost grafični vmesnik, ki omogoči hitro kreiranje konstrukcij za analizo. Vsebuje vgrajena orodja za dimenzioniranje jekla, betona in lesa po standardih Evrokod in ostalih (JUS, SNIP, ACI ...). Rezultati analize konstrukcije, obtežbe, notranje sile in rezultati dimenzioniranja se lahko uredijo v pregledna poročila z grafičnimi in besedilnimi izpisi, ki jih lahko hitro in preprosto vključimo kot pregledne izpise v statični račun načrta za pridobitev gradbenega dovoljenja. Program je zelo razširjen med slovenskimi inženirji. Pri izdelavi diplomske naloge smo ga uporabili predvsem zaradi preprostega grafičnega vmesnika za podajanje geometrije konstrukcije.

Obravnavano konstrukcijo smo modelirali kot 3D-model v programu Tower 7 (slika 14a). V modelu smo upoštevali ploskovne elemente (stene in plošče) in linijske elemente (stebri in nosilci v plošči). Poleg osnovne AB okvirne konstrukcije objekt sestavljajo tudi opečna polnila, zato smo v eni izmed variant modelov z nadomestnimi diagonalami upoštevali tudi vpliv opečnih polnil (slika 14b).

Program Tower predstavlja zmogljivo računsko orodje, s katerim lahko računamo geometrijsko kompleksne in razgibane konstrukcije, kar obravnavan objekt tudi predstavlja. V modelu smo kljub temu uporabili nekatere poenostavitve, in sicer nismo upoštevali stopniščnih ram in podestov. Njihove vplive na konstrukcijo smo nadomestili z linijskimi obtežbami, ki smo jih dobili iz ločenega modela.



Slika 14: Prikaz 3D-modelov v programu Tower: a) osnovni model konstrukcije, b) model z upoštevanjem opečnih polnil

Za lažje delo v programu si najprej nastavimo glavne osi, ki so naša osnova za risanje. Osi lahko med modeliranjem hitro prestavimo, zbrisemo ali dodamo nove. Ločeno se nastavijo tudi nivoji posameznih etaž. Ko smo zadovoljni z našo razporeditvijo pomožnih osi, lahko začnemo z modeliranjem. Obodne stene kleti, stropne plošče, jašek dvigala in manjše stene v delu stopnišča smo modelirali s ploskovnimi elementi ustrezne debeline. Za vse ostale elemente smo uporabili linijske elemente ustreznega prereza.

Program ima tudi pomanjkljivost, in sicer ne odšteje mase, ki jo ima nosilec na mestu, kjer je že plošča. Maso konstrukcije smo zato določili ročno in jo enakomerno razporediti po površini plošče. Le na tak način smo lahko dobili ustrezne notranje sile v linijskih elementih, ki smo jih kasneje uporabili pri kontroli elementov.

4.5 Nihajne oblike konstrukcije

V računu je bilo upoštevanih prvih 11 nihajnih oblik konstrukcije. Vsota efektivnih modalnih mas za upoštevane nihajne oblike je dosegla več kot 90 odstotkov celotne mase konstrukcije. V nadaljevanju je prikazana preglednica 17 z nihajnimi časi in vrednostmi efektivnih modalnih mas in prva nihajna oblika konstrukcije, ki razkriva, da je konstrukcija torzijsko podajna.

Preglednica 17: Nihajni časi in vsota efektivnih mas za osnovni model

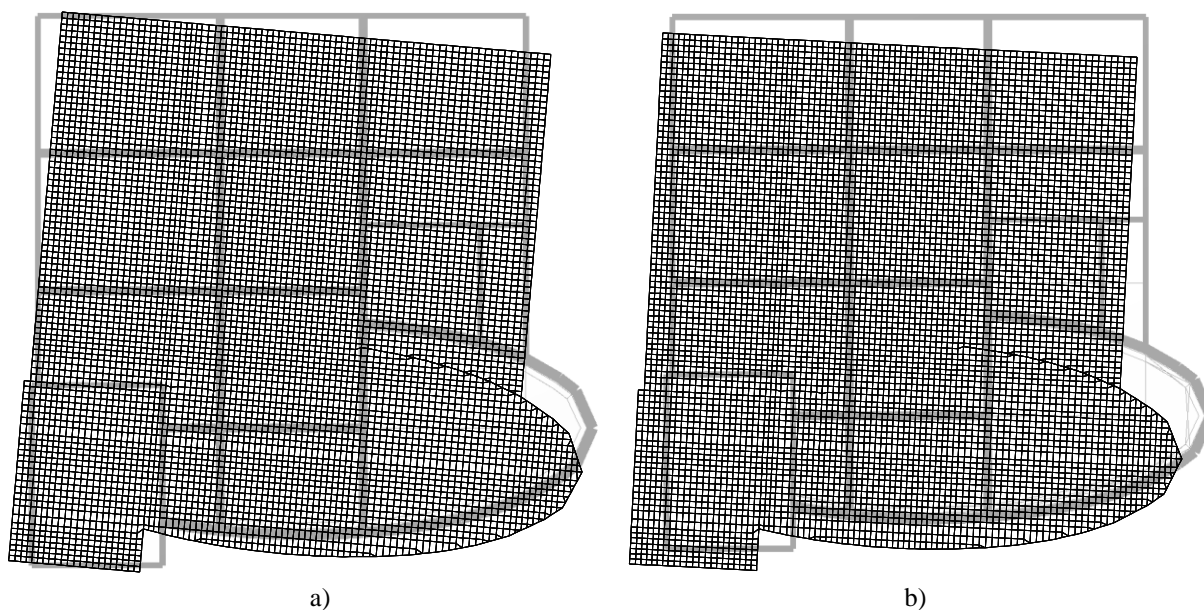
Nihajna oblika	T [s]	U_x [%]	U_y [%]	ΣU_x [%]	ΣU_y [%]
1	0.97	1.31	34.43	1.31	34.43
2	0.75	68.52	1.91	69.83	36.34
3	0.65	0.80	32.41	70.63	68.75
4	0.31	0.03	3.89	70.66	72.65
5	0.20	0.89	0.35	71.55	72.99
6	0.18	8.47	0.80	80.03	73.80
7	0.15	0.26	6.82	80.28	80.61
8	0.11	1.52	0.09	81.80	80.70
9	0.08	0.03	1.64	81.84	82.35
10	0.04	0.89	14.85	82.73	97.19
11	0.04	15.90	0.99	98.64	98.18

Pri modelu z upoštevanjem opečnih polnil smo pričakovali, da se bodo nihajni časi zmanjšali. V preglednici 18 je razvidno, da se je prvi nihajni čas zmanjšal za več kot 50 odstotkov.

Preglednica 18: Nihajni časi in vsota efektivnih mas za model z upoštevanimi opečnimi polnili

Nihajna oblika	T [s]	U_x (%)	U_y (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)
1	0,41	25.82	42.77	25.82	42.77
2	0,39	48.24	26.01	74.06	68.78
3	0,25	1.71	3.97	75.77	72.75
4	0,13	0.05	7.30	75.82	80.05
5	0,12	6.08	0.00	81.90	80.06
6	0,08	0.20	0.02	82.10	80.08
7	0,08	0.01	2.61	82.11	82.69
8	0,07	0.89	0.28	83.00	82.97
9	0,05	0.00	0.95	83.00	83.92
10	0,04	0.68	13.47	83.68	97.39
11	0,04	14.91	0.81	98.59	98.20

Na sliki 15a je prikazana prva nihajna oblika osnovne konstrukcije. Vidimo lahko, da je konstrukcija torzijsko podajna. Na sliki 15b pa je prikazana prva nihajna oblika konstrukcije, pri kateri smo upoštevali vpliv opečnih polnil z nadomestnimi diagonalami. Ker so opečna polnila po obodu konstrukcije približno enakomerno razporejena, se sama nihajna oblika ni veliko spremenila. Še vedno je konstrukcija torzijsko podajna, smo pa z upoštevanjem opečnih polnil zmanjšali nihajni čas.



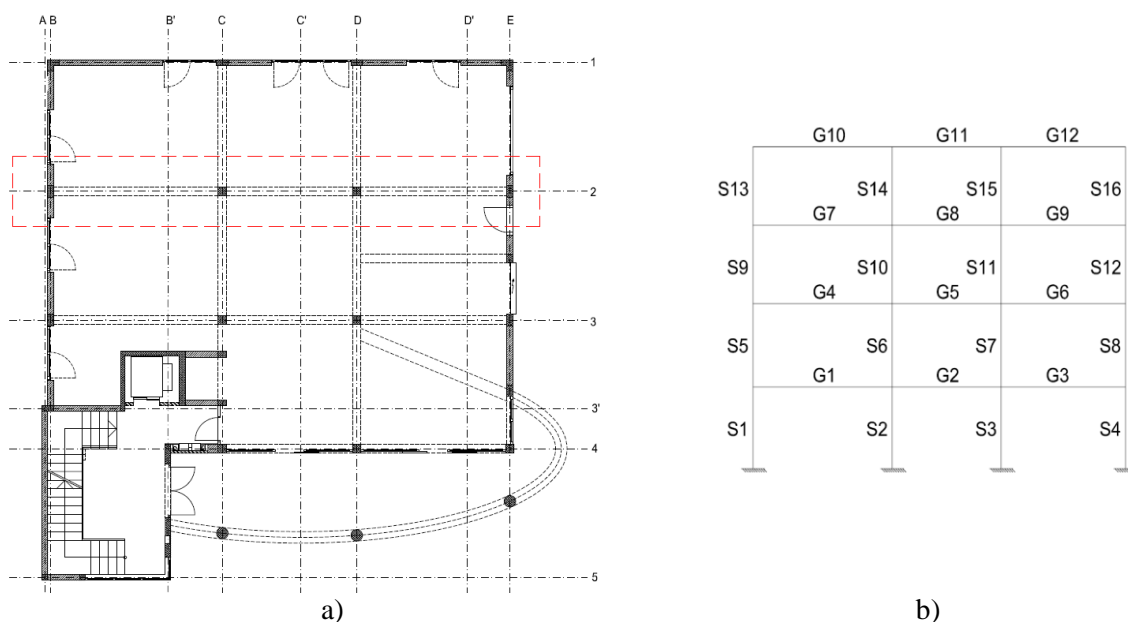
Slika 15: Prva nihajna oblika za a) osnovni model, $T_1 = 0,97$ s, b) model z upoštevanimi opečnimi polnili, $T_1 = 0,41$ s

4.6 Ocena potresne odpornosti

Izbrana metoda za oceno potresne odpornosti (q -faktor metoda) nam narekuje, da moramo za vse elemente v konstrukciji preveriti, ali ustrezajo pogojem nosilnosti, ki smo jih definirali v poglavju 3.6.

V nadaljevanju je prikazana določitev projektnih obremenitev konstrukcije, ki jih bomo primerjali z nosilnostjo AB prerezov. Kontrolo elementov smo izvedli na okviru v osi 2. V nadaljnjih računih

vozišče 1 vedno predstavlja levo vozišče pri gredah oziroma spodnje vozišče pri stebrih, vozišče 2 pa desno vozišče pri gredah oziroma zgornje vozišče pri stebrih.



Slika 16: Pozicija in lega elementov za kontrolo: a) prikaz izbranega okvira v tlorisu, b) pozicija gred in stebrov v okviru v osi 2

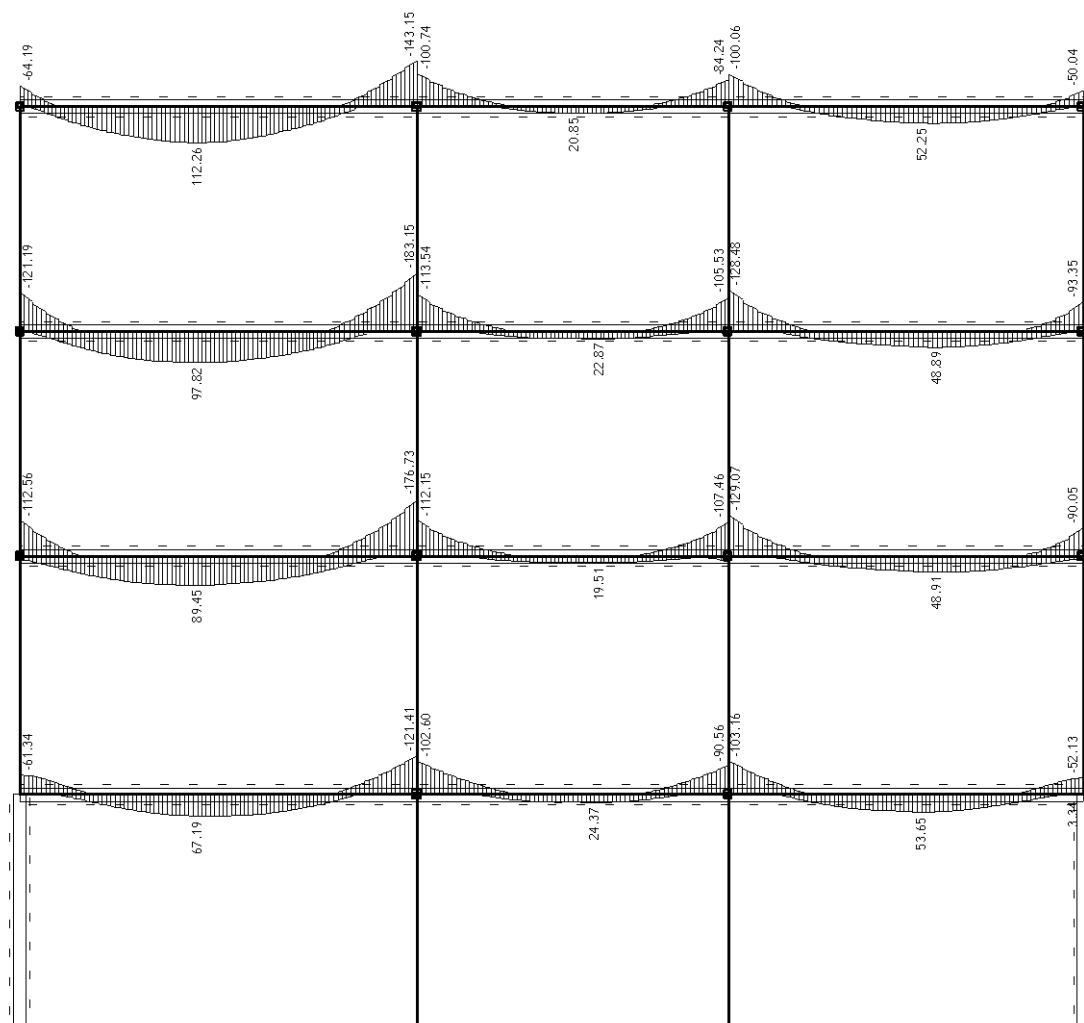
Upogibno nosilnost elementov smo določili s pomočjo programa GaLa Reinforcement, strižno nosilnost pa smo preverili ročno s pomočjo Excelove preglednice. Vsi podatki o obremenitvi in nosilnosti so podani v preglednicah v nadaljevanju. Upogibna nosilnost je določena skladno z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki nam dopušča, da se ta določi po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004). Za strižno nosilnost pa je, skladno z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), vzeta minimalna vrednost, ki jo dobimo iz Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), ali vrednost, ki jo dobimo iz enačb v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Pri kontroli nosilnosti upoštevamo sodelujočo širino plošče k nosilcu oz. sodelujočo širino pasnice T-nosilca. Kontrolo nosilnosti konstrukcijskih elementov smo določili na osnovi dejanskih armaturnih načrtov iz projektne dokumentacije (PZI) za obravnavan objekt.

4.7 Kontrola osnovne konstrukcije

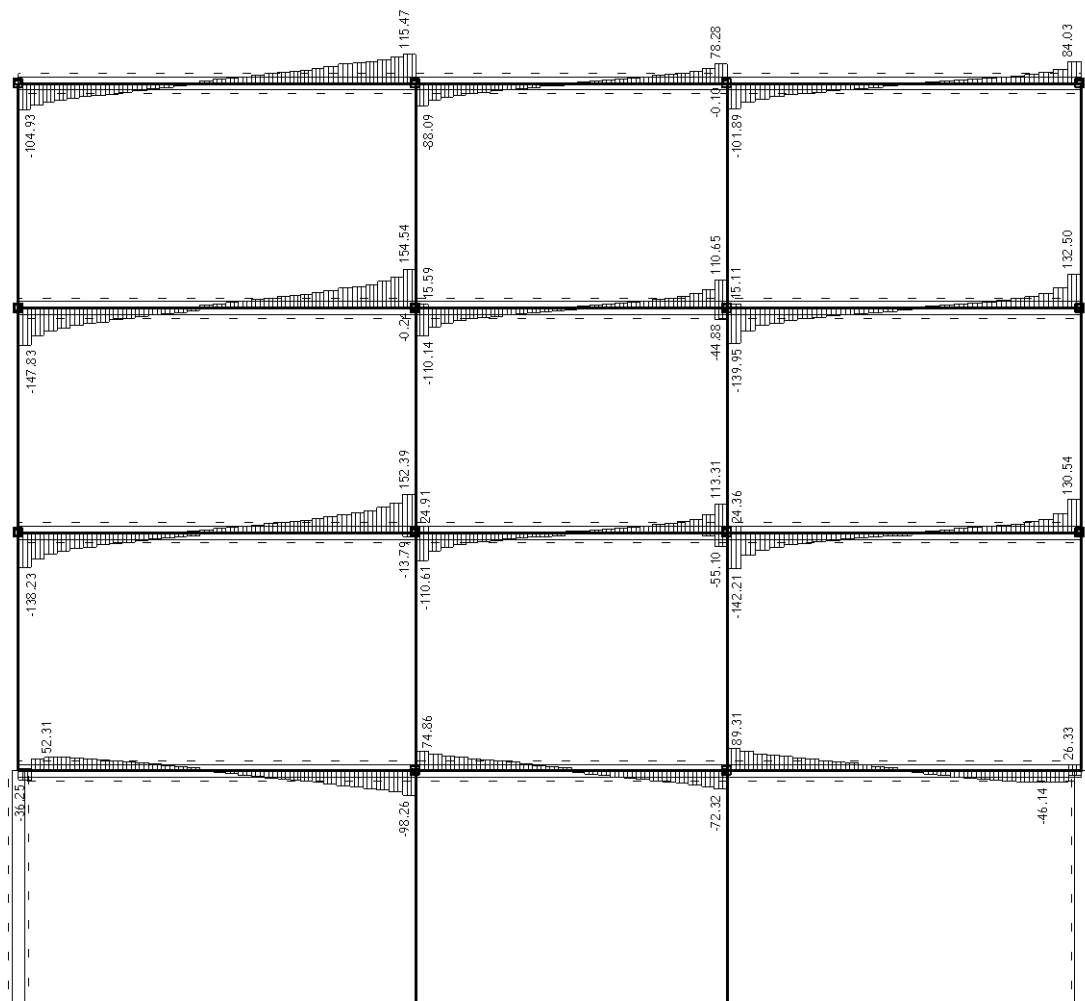
4.7.1 Grede

Upogibni momenti

Vrednosti upogibnih momentov dobimo iz ovojnice obtežnih kombinacij, ki smo jih upoštevali pri računu konstrukcije. Maksimalne vrednosti iz ovojnic preverimo na dejanski armaturi v elementu.



Slika 17: Ovojnica momentov za potresno kombinacijo

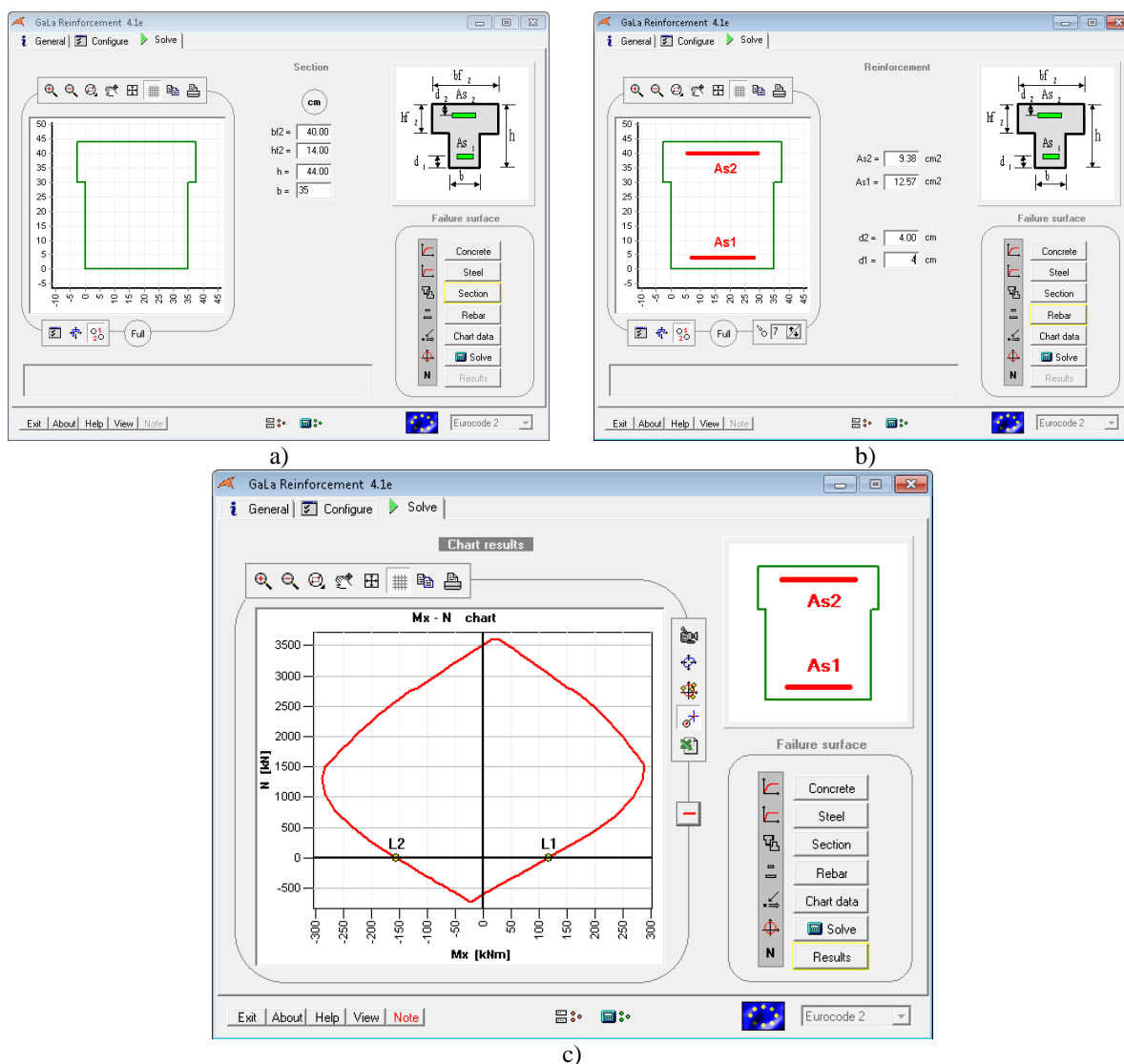
Strižna obremenitev

Slika 18: Ovojnica prečnih sil za potresne kombinacije

V nadaljevanju je prikazan račun nosilnosti na upogib in kontrola elementa G1. Vse ostale vrednosti nosilnosti gred so prikazane v preglednici. Za določitev upogibne nosilnosti posameznih gred smo najprej določili sodelujočo širino. Pri gredi G1 upoštevamo različni sodelujoči širini v vozlišču 1 in 2. Greda G1 je dimenzij $\bar{s}/v = 35/44$ cm, plošča je na tem delu debeline 14 cm.

$$b_{eff,1} = \max(35, 40) = 40 \text{ cm}$$

$$b_{eff,2} = \max(35, 35) + 4 \cdot 14 = 35 + 56 = 91 \text{ cm}$$



Slika 19: Določanje nosilnosti prereza v programu GaLa Reinforcement: a) okno za podajanje geometrije prereza, b) okno za podajanje armature, c) interakcijski diagram prereza

Točka L1 na sliki 19c ustreza maksimalnemu momentu nad podporo, in sicer 117 kNm, točka L2 pa maksimalnemu momentu v polju 156 kNm. Te in ostale vrednosti so prikazane v preglednici 19 v stolpcu upogibna nosilnost.

V nadaljevanju je prikazana kontrola strigov. Strižno nosilnost smo upoštevali skladno z Evrokodom 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005, A.3.3.1(4)), ki pravi, da upoštevamo minimalno nosilnost, izračunano po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004) ali Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Najprej se lotimo določitve strižne nosilnosti po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004) in preverimo, ali je betonski prerez dovolj za prevzem strigov.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 33)^{1/3} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 350 \cdot 400 = 80,6 \text{ kN},$$

$$V_{Rd1,min} = (0,4496 + 0,15 \cdot 0) \cdot 350 \cdot 400 = 62,9 \text{ kN},$$

$$C_{Rd,c} = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / 400} = 1,71 \leq 2,0,$$

$$\rho_l = 9,38 / (35 \cdot 40) = 0,0067 \leq 0,02,$$

$$f_{ck} = 33 \text{ MPa},$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = 0,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,71^{3/2} \cdot 33^{1/2} = 0,4496$$

Betonski prerez je zmožen prenesti 80,6 kN striga, kar ni dovolj, zato preverimo še nosilnost na strig z upoštevanjem strižne armature v prerezu.

$$V_{rd,s} = \frac{1,005}{10} \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 33,3 = 120,5 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 99 \text{ kN}$$

Strižna armatura v obstoječem nosilcu je zadostna za prevzem strigov pri potresnem vplivu. Preverimo še, da ni prekoračena nosilnost po tlačnih razporah.

$$V_{Rd,max} = 1,0 \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 0,6 \cdot 18,3 / 2 = 693,0 \text{ kN},$$

$$\alpha_{cw} = 1,0,$$

$$v_1 = 0,6$$

Nosilnost prereza grede po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004) tako znaša 120,5 kN. Sedaj določimo nosilnost po metodi iz Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

Ker je osna sila v gredi majhna, smo zanemarili prvi člen v oglatem oklepaju enačbe. Določitev člena μ_{Δ}^{pl} je zelo zamudna, zato smo zanj predpostavili maksimalno vrednost 5 in s tem nismo naredili velike napake. Račun ostalih členov je prikazan v nadaljevanju.

$$\rho_{tot} = \frac{9,38 + 12,57}{44 \cdot 35} = 0,014,$$

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,8^2 \cdot \pi \cdot 0,25}{44 \cdot 35} = 6,52 \cdot 10^{-4},$$

$$V_w = 6,52 \cdot 10^{-4} \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 46 = 37,8 \text{ kN},$$

$$V_R = \frac{1}{1,15} \cdot \left[(1 - 0,05 \cdot 5) \cdot 0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot 0,014) \cdot \right.$$

$$\left. \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{300}{44}\right) \right) \cdot \sqrt{1,83} \cdot 44 \cdot 35 + 37,84 \right] = 94,9 \text{ kN}$$

Glede na zgornjo kontrolo lahko trdimo, da greda G1 ustreza pogojem nosilnosti iz Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), ne ustreza pa zahtevi iz Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Ker smo za določitev nosilnosti po enačbi iz Evrokoda 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) uporabili poenostavitve in dobili manjši rezultat kot po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), smo v nadaljevanju kontrolo

strigov izvedli s pomočjo enačb iz Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004). Tako lahko rečemo, da prerez zadosti pogoju nosilnosti na prečno silo.

Vrednosti za vse ostale grede so prikazane v preglednici 19. Če se za posamezno gredo katera koli izmed kontrol ne izide, smo s tem dokazali, da greda ne izpolnjuje pogojev nosilnosti. Kot je razvidno iz preglednice, se nosilnost na upogib izide za vse grede. To smo pričakovali, saj so neseizmični vplivi na grede v vertikalni smeri veliko večji in zahtevajo večji prerez armature. Problem se pojavi pri strižni armaturi, ki ni zadostna pri vseh prerezih.

Če upoštevamo standard, kot smo omenili zgoraj, lahko že na tej točki rečemo, da je konstrukcija potrebna ustreznih ojačitev.

Preglednica 19: Kontrola nosilnosti gred v osi 2

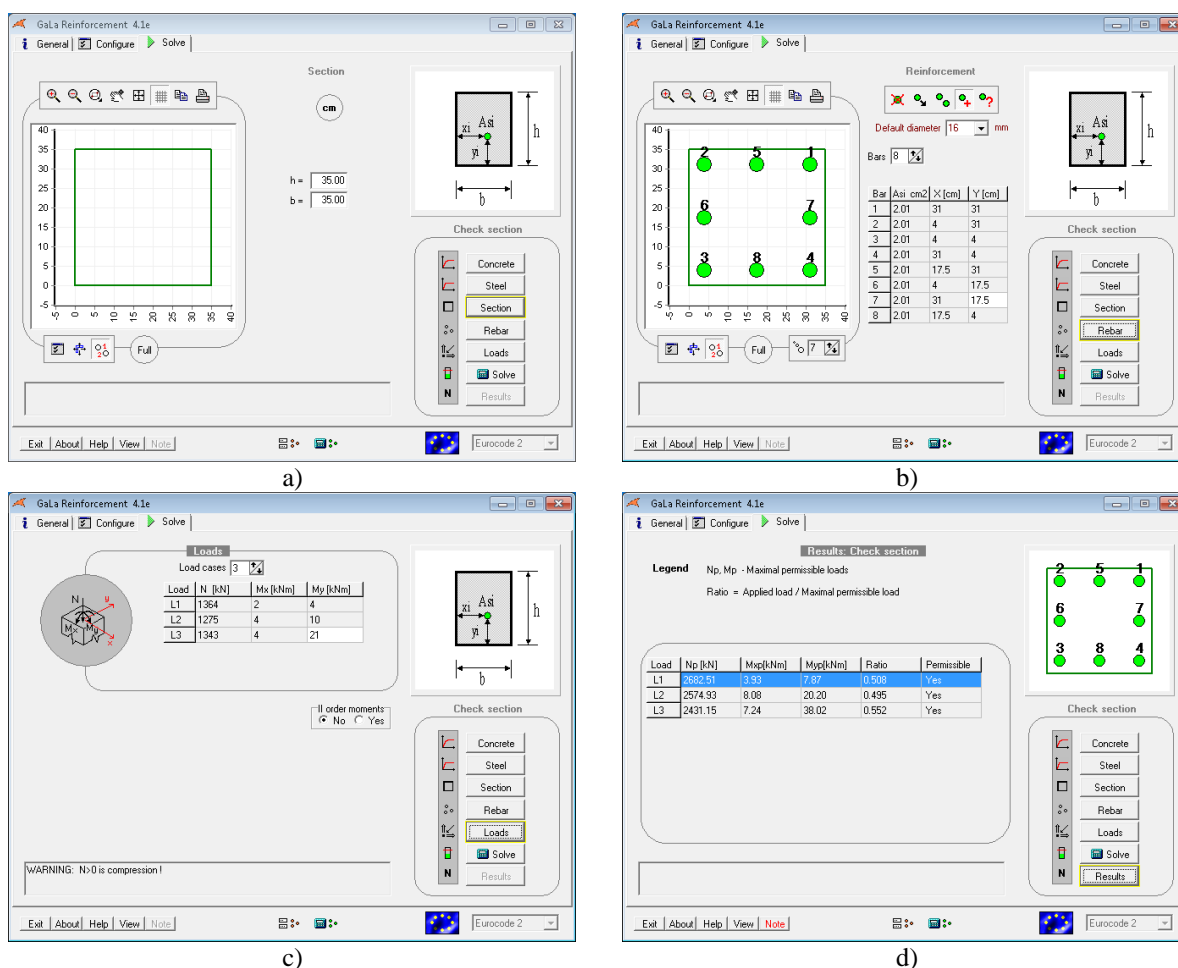
Geometrija grede		Uporabljena armatura		Obremenitve		Kontrola upogiba		Kontrola striga				Kontrola elementa						
Voz.	višina (cm)	širina (cm)	b _{eff} (cm)	Dejanska arm. (palice + mreža)	Dejan. arm. (cm ²)	streme	M _{d,max} (kNm)	V _{d,max} (kN)	Upogibna nosilnost	Izkoriščenost	Kontrola	V _{red} (kN)	V _{red,min} (kN)	V _{red,max} (kN)	V _{red,s} (kN)	Izkoriščenost	Kontrola	Kontrola elementa
G1	1	44	40	ZG: 3φ16+Q335 SP: 4φ20	ZG: 9,38 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-62	53	-117	0,53	OK	80	63	693	121	0,44	OK	OK
	2	35	91	ZG: 5φ20+Q424 SP: 4φ20	ZG: 19,95 SP: 12,57	φ8/10 5,03	68	-99	156	0,43	OK	80	63	693	121	0,82	OK	
G2	1	44	91	ZG: 5φ20+Q424 SP: 4φ16	ZG: 19,95 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-103	75	-242	0,43	OK	104	63	693	121	0,62	OK	OK
	2	35	91	ZG: 4φ20+Q524 SP: 4φ16	ZG: 17,81 SP: 8,04	φ8/10 5,03	25	-73	104	0,24	OK	104	63	693	121	0,61	OK	
G3	1	44	91	ZG: 4φ20+Q524 SP: 5φ16	ZG: 17,81 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-104	90	-217	0,48	OK	100	63	693	121	0,75	OK	OK
	2	35	40	ZG: 3φ16+R636 SP: 5φ16	ZG: 12,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	54	-47	129	0,42	OK	100	63	693	121	0,39	OK	
G4	1	44	40	ZG: 4φ16+R424 SP: 4φ20	ZG: 12,28 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-113	-139	-151	0,75	OK	79	54	594	121	1,15	NI OK	NI OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ20	ZG: 15,92 SP: 12,57	φ8/10 5,03	90	153	-194	0,57	OK	79	54	594	121	1,27	NI OK	
G5	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-113	-111	-141	0,80	OK	76	44	446	90	1,23	NI OK	NI OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	20	114	-141	0,26	OK	76	44	446	90	1,26	NI OK	
G6	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,92 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-130	-143	-142	0,92	OK	76	44	446	90	1,58	NI OK	NI OK
	2	30	40	ZG: 4φ16+R335 SP: 5φ16	ZG: 11,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	49	131	-103	0,51	OK	76	44	446	90	1,45	NI OK	
G7	1	44	40	ZG: 4φ16+R424 SP: 4φ20	ZG: 12,28 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-122	-148	-151	0,81	OK	79	54	594	121	1,23	NI OK	NI OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ20	ZG: 15,92 SP: 12,57	φ8/10 5,03	98	155	-194	0,62	OK	79	54	594	121	1,28	NI OK	
G8	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-114	-111	-141	0,81	OK	76	44	446	90	1,23	NI OK	NI OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	23	111	-141	0,29	OK	76	44	446	90	1,23	NI OK	
G9	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,92 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-129	-140	-142	0,91	OK	76	44	446	90	1,55	NI OK	NI OK
	2	30	40	ZG: 4φ16+R335 SP: 5φ16	ZG: 11,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	49	133	-103	0,51	OK	76	44	446	90	1,47	NI OK	
G10	1	44	40	ZG: 4φ14+R424 SP: 6φ16	ZG: 10,40 SP: 12,06	φ8/10 5,03	-65	-105	-128	0,51	OK	75	54	594	121	0,87	OK	OK
	2	30	86	ZG: 5φ16+Q335 SP: 6φ16	ZG: 13,40 SP: 12,06	φ8/10 5,03	113	116	-165	0,74	OK	75	54	594	121	0,96	OK	
G11	1	34	86	ZG: 5φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 13,40 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-101	-89	-120	0,84	OK	72	44	446	90	0,98	OK	OK
	2	30	86	ZG: 6φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,41 SP: 10,05	φ8/10 5,03	21	79	-137	0,22	OK	72	44	446	90	0,87	OK	
G12	1	34	86	ZG: 6φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,41 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-101	-102	-137	0,74	OK	75	44	446	90	1,13	NI OK	NI OK
	2	30	40	ZG: 4φ14+R335 SP: 5φ16	ZG: 9,51 SP: 10,05	φ8/10 5,03	53	85	-86	0,55	OK	75	44	446	90	0,94	OK	

4.7.2 Stebri

Upogibni momenti

Upogibne momente in pripadajoče osne sile določimo na osnovi analize konstrukcije v programu Tower 7. V stebrih imamo opravka z dvoosnim upogibom s pripadajočo osno silo. Program GaLa Reinforcement ima možnost kontrole prerezov na dvoosni upogib z osno silo. Prikazovanje notranjih sil v tem primeru ni smiselno, saj s tem prikažemo le maksimalne vrednosti za izbrano kombinacijo oziroma ovojnico. Za vsak steber smo preverili tri najbolj kritične primere, in sicer: maksimalno osno silo in pripadajoča momenta ter nato še maksimalna momenta s pripadajočo osno silo in z drugim momentom (maksimalna vrednost je v preglednici napisana odebeljeno, medtem ko sta pripadajoči vrednosti pisani z navadno pisavo). Te vrednosti smo dobili neposredno iz analize konstrukcije za ovojnico potresnega vpliva. Rezultati iz analize so podani v preglednici 20. Stebra S1 in S4 predstavljata del kletne stene, zato ju nismo kontrolirali in nista podana v preglednici z rezultati.

Kot rečeno smo za kontrolo upogibne nosilnosti stebrov ponovno uporabili program GaLa Reinforcement. Če smo pri gredah kontrolirali nosilnost s pomočjo interakcijskih diagramov, smo tokrat samo preverili, ali prerez ustreza. Razlika med prejšnjo in to analizo je tudi v dvoosnem upogibu, zato bi morali za vsako kombinacijo oziroma vsako vrednost osne sile določiti nov interakcijski diagram, kar pa je zamuden postopek.



Slika 20: Pogovorna okna programa GaLa Reinforcement pri kontroli stebrov na dvoosni upogib: a) pogovorno okno za podajanje geometrije, b) pogovorno okno za podajanje armature, c) pogovorno okno za vnašanje vplivov za preverjanje in d) okno z rezultati preračuna

Strižna nosilnost

Enako kot pri gredi smo kontrolo strigov najprej izvedli skladno s standardom Evrokod 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004). Prikazali smo račun strižne nosilnosti za en steber, in sicer S2. Vrednosti za ostale stebre so podane v naslednji preglednici.

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,80 \cdot (100 \cdot 0,0131 \cdot 33)^{1/3} + 0,15 \cdot 1,041 \right] \cdot 350 \cdot 310 = 99,29 \text{ kN},$$

$$V_{Rd1,min} = (0,4855 + 0,15 \cdot 1,041) \cdot 350 \cdot 310 = 69,62 \text{ kN},$$

$$C_{Rd,c} = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{200 / 310} = 1,80 \leq 2,0,$$

$$\rho_l = 16,08 / (35 \cdot 35) = 0,0131 \leq 0,02,$$

$$f_{ck} = 33 \text{ MPa},$$

$$k_1 = 0,15,$$

$$\sigma_{cp} = 1275 / (35 \cdot 35) = 1,041,$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,80^{3/2} \cdot 33^{1/2} = 0,4855$$

Betonski prerez je zmožen prenesti vso prečno silo, ki jo dobimo v stebru S2. Strižna armatura v stebrih je sposobna prevzeti le okoli 35 kN striga (odvisno od prereza stebra), zato v preglednici 20 prikazujemo le nosilnost betonskega prereza na strig. Sedaj preverimo nosilnost še po Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

$$\rho_{tot} = \frac{16,1}{35 \cdot 35} = 0,013,$$

$$\rho_w = \frac{2 \cdot 0,6^2 \cdot \pi \cdot 0,25}{35 \cdot 35} = 4,614 \cdot 10^{-4},$$

$$V_w = 4,614 \cdot 10^{-4} \cdot 35 \cdot 0,9 \cdot 31 \cdot 46 = 20,7 \text{ kN},$$

$$V_R = \frac{1}{1,15} \cdot \left[\frac{35 - 7,75}{2 \cdot 175} \cdot 0,55 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 3,33 + (1 - 0,05 \cdot 5) \cdot 0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot 0,013) \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{175}{35}\right) \right) \cdot \sqrt{3,33} \cdot 35 \cdot 35 + 20,7 \right] = 230 \text{ kN}$$

Enačba po Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) nam da višji rezultat. Kar je za pričakovati, saj zajema vpliv betona, armature in možnični učinek. Vendar smo se vseeno odločili, da nosilnost računamo po enačbah iz Evrokoda 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), ker smo za določitev V_R uporabili poenostavitev pri faktorju μ_{Δ}^{pl} .

Glede na zgornjo kontrolo lahko trdimo, da steber S2 ustreza pogojem nosilnosti, ki jih določa Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

Preglednica 20: Kontrola stebrov v osi 2

	Širina (cm)	Višina (cm)	Armatura	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	V _{ed} (kN)	Izkor.	Kontrola upogib	V _{Rd,c} (kN)	V _{Rd1,min} (kN)	Izkor.	Kontrola strigi	Kontrola elementa
S2	35	35	8φ16	1364	2	4	9	0,508	OK	99	70	0,09	OK	OK
			φ6/15	1275	4	10		0,495	OK					
			16,1 cm ²	1343	4	21		0,552	OK					
S3	35	35	8φ16	1206	4	7	6	0,462	OK	115	69	0,05	OK	OK
			φ6/15	1206	11	1		0,471	OK					
			16,1 cm ²	1190	8	13		0,472	OK					
S5	20	40	8φ16	509	39	55	52	1,027	NI OK	83	41	0,62	OK	NI OK
			φ6/15	506	99	7		0,843	OK					
			16,1 cm ²	385	44	58		1,15	NI OK					
S6	30	30	8φ16	1071	45	33	53	0,788	OK	97	53	0,55	OK	NI OK
			φ6/15	991	47	61		0,926	OK					
			16,1 cm ²	1015	11	96		1,028	NI OK					
S7	30	30	8φ16	945	73	58	50	1,056	NI OK	96	52	0,52	OK	NI OK
			φ6/15	925	75	40		0,964	OK					
			16,1 cm ²	941	9	92		0,972	OK					
S8	20	40	8φ16	458	157	5	93	1,404	NI OK	81	39	1,15	NI OK	NI OK
			φ6/15	209	177	3		1,851	NI OK					
			16,1 cm ²	394	37	50		0,96	OK					
S9	20	40	8φ16	334	125	51	87	1,702	NI OK	82	40	1,06	NI OK	NI OK
			φ6/15	275	148	15		1,521	NI OK					
			16,1 cm ²	277	47	67		1,429	NI OK					
S10	30	30	8φ16	750	60	20	58	0,715	OK	93	50	0,62	OK	OK
			φ6/15	748	61	24		0,74	OK					
			16,1 cm ²	728	14	98		0,99	OK					
S11	30	30	8φ16	653	80	55	51	1,091	NI OK	92	49	0,56	OK	NI OK
			φ6/15	640	81	55		1,099	NI OK					
			16,1 cm ²	652	15	86		0,88	OK					
S12	20	40	8φ16	312	234	10	138	2,433	NI OK	81	39	1,70	NI OK	NI OK
			φ6/15	312	234	10		2,433	NI OK					
			16,1 cm ²	249	21	55		1,086	NI OK					
S13	20	40	8φ16	162	117	49	84	1,705	NI OK	80	38	1,05	NI OK	NI OK
			φ6/15	161	146	30		1,748	NI OK					
			16,1 cm ²	146	37	71		1,676	NI OK					
S14	30	30	8φ16	391	57	2	56	0,559	OK	87	45	0,64	OK	NI OK
			φ6/15	359	62	1		0,622	OK					
			16,1 cm ²	378	15	99		1,106	NI OK					
S15	30	30	8φ16	337	20	77	48	0,879	OK	87	45	0,55	OK	NI OK
			φ6/15	331	66	45		0,949	OK					
			16,1 cm ²	330	22	86		1,006	NI OK					
S16	20	40	8φ16	161	155	19	94	1,746	NI OK	78	37	1,20	NI OK	NI OK
			φ6/15	53	163	22		1,976	NI OK					
			16,1 cm ²	116	37	59		1,413	NI OK					

4.7.3 Pomiki

Pomiki konstrukcije so ustrezni in izpolnjujejo pogoj, ki nam ga podaja standard Evrokod 8-1 (SIST EN 1998-1, 2006).

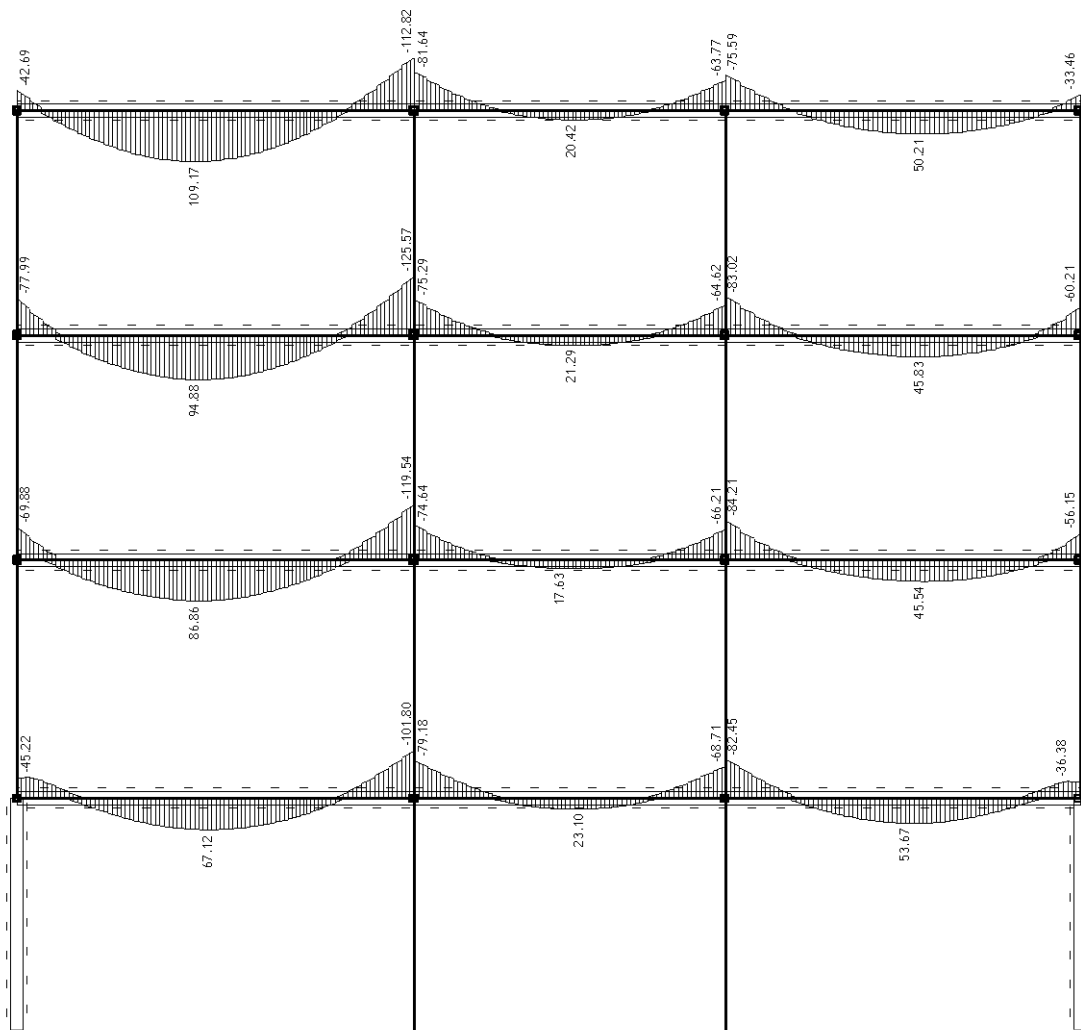
Preglednica 21: Kontrola pomikov konstrukcije

Etaža	d_{eX} (cm)	d_{eY} (cm)	h (cm)	0,005 h	Kontrola x/y
3	1,4	1,09	340	1,7	OK/OK
2	1,6	1,53	340	1,7	OK/OK
1	1,6	1,34	360	1,8	OK/OK

4.8 Konstrukcija z upoštevanjem opečnih polnil

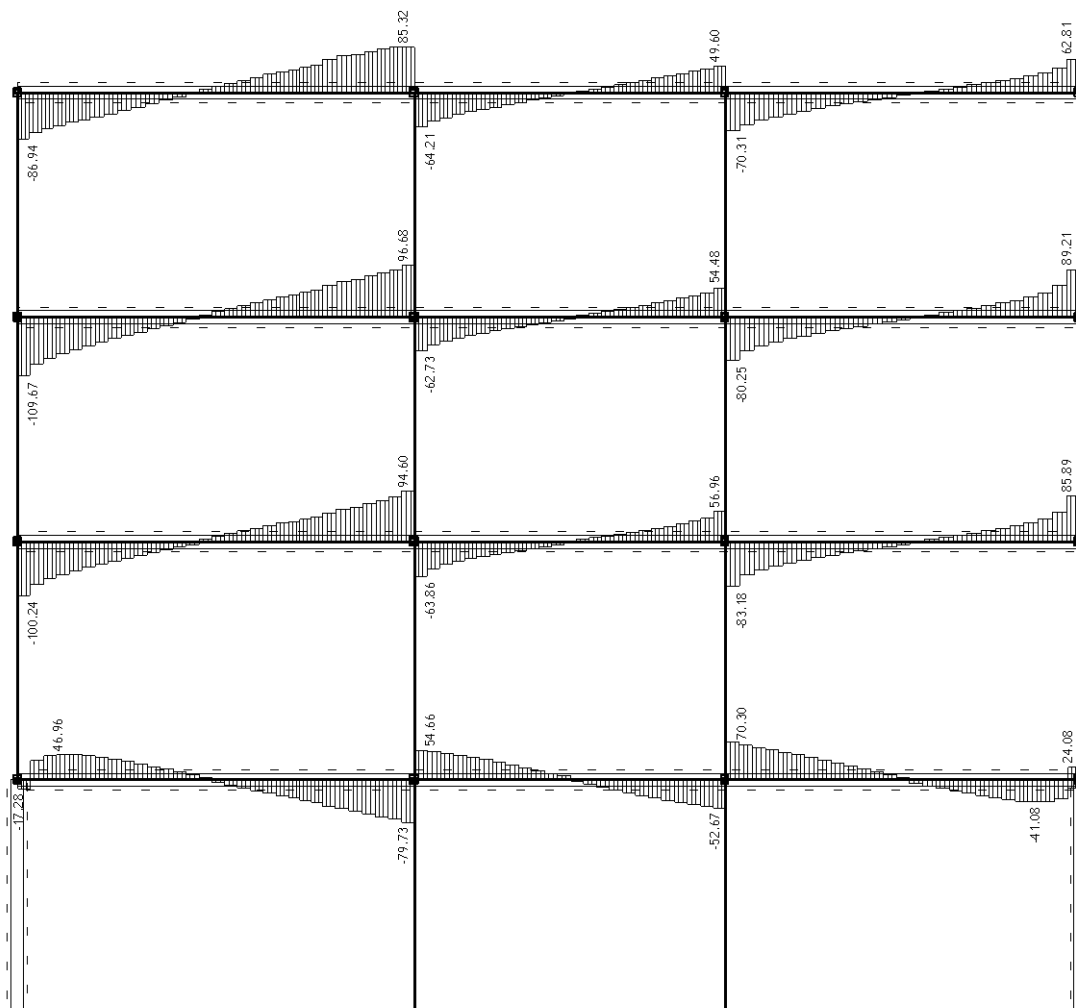
4.8.1 Grede

Upogibni momenti



Slika 21: Ovojnica momentov za potresne kombinacije za model z upoštevanjem opečnih polnil

Strižna obremenitev



Slika 22: Ovojnica prečnih sil za potresne kombinacije za model z upoštevanjem opečnih polnil

Preglednica 22: Kontrola nosilnosti gred za model z upoštevanjem opečnih polni

Geometrija grede			Uporabljena armatura		Obremenitve		Kontrola upogiba			Kontrola striga				Kontrola elementa				
Voz.	višina (cm)	širina (cm)	b _{ef} (cm)	Dejanska arm. (palice + mreža)	Dejan. arm. (cm ²)	streme	M _{d,max} (kNm)	V _{d,max} (kN)	Upogibna nosilnost	Izkoriščenost	Kontrola	V _{red,c} (kN)	V _{red,min} (kN)	V _{red,max} (kN)	V _{red,s}	Izkoriščenost	Kontrola	Kontrola elementa
G1	1	44	40	ZG: 3φ16+Q335 SP: 4φ20	ZG: 9,38 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-46	47	-117	0,39	OK	80	63	693	121	0,39	OK	OK
	2	35	91	ZG: 5φ20+Q424 SP: 4φ20	ZG: 19,95 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-102	-80	-243	0,43	OK	80	63	693	121	0,66	OK	
G2	1	44	91	ZG: 5φ20+Q424 SP: 4φ16	ZG: 19,95 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-80	55	-242	0,33	OK	104	63	693	121	0,46	OK	OK
	2	35	91	ZG: 4φ20+Q524 SP: 4φ16	ZG: 17,81 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-69	-53	-217	0,23	OK	104	63	693	121	0,44	OK	
G3	1	44	91	ZG: 4φ20+Q524 SP: 5φ16	ZG: 17,81 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-83	71	-217	0,38	OK	100	63	693	121	0,59	OK	OK
	2	35	40	ZG: 3φ16+R636 SP: 5φ16	ZG: 12,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-37	-42	-159	0,42	OK	100	63	693	121	0,35	OK	
G4	1	44	40	ZG: 4φ16+R424 SP: 4φ20	ZG: 12,28 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-70	-101	-151	0,46	OK	79	54	594	121	0,84	OK	OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ20	ZG: 15,92 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-120	95	-194	0,55	OK	76	44	446	90	0,79	OK	
G5	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-75	-64	-141	0,53	OK	76	44	446	90	0,71	OK	OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-67	57	-141	0,23	OK	76	44	446	90	0,63	OK	
G6	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,92 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-85	-84	-142	0,60	OK	76	44	446	90	0,93	OK	OK
	2	30	40	ZG: 4φ16+R335 SP: 5φ16	ZG: 11,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-57	86	-103	0,48	OK	76	44	446	90	0,95	OK	
G7	1	44	40	ZG: 4φ16+R424 SP: 4φ20	ZG: 12,28 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-78	-110	-151	0,52	OK	79	54	594	121	0,91	OK	OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ20	ZG: 15,92 SP: 12,57	φ8/10 5,03	-126	97	-194	0,60	OK	79	54	594	121	0,80	OK	
G8	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-76	-63	-141	0,54	OK	76	44	446	90	0,70	OK	OK
	2	30	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 4φ16	ZG: 15,92 SP: 8,04	φ8/10 5,03	-65	55	-141	0,28	OK	76	44	446	90	0,61	OK	
G9	1	34	86	ZG: 4φ20+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,92 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-84	-81	-142	0,59	OK	76	44	446	90	0,90	OK	OK
	2	30	40	ZG: 4φ16+R335 SP: 5φ16	ZG: 11,39 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-61	90	-103	0,48	OK	76	44	446	90	0,99	OK	
G10	1	44	40	ZG: 4φ14+R424 SP: 6φ16	ZG: 10,40 SP: 12,06	φ8/10 5,03	-43	-87	-128	0,34	OK	75	54	594	121	0,72	OK	OK
	2	30	86	ZG: 5φ16+Q335 SP: 6φ16	ZG: 13,40 SP: 12,06	φ8/10 5,03	-113	86	-165	0,72	OK	75	54	594	121	0,71	OK	
G11	1	34	86	ZG: 5φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 13,40 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-82	-65	-120	0,68	OK	72	44	446	90	0,72	OK	OK
	2	30	86	ZG: 6φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,41 SP: 10,05	φ8/10 5,03	21	50	-137	0,22	OK	72	44	446	90	0,55	OK	
G12	1	34	86	ZG: 6φ16+Q335 SP: 5φ16	ZG: 15,41 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-76	-71	-137	0,47	OK	75	44	446	90	0,78	OK	OK
	2	30	40	ZG: 4φ14+R335 SP: 5φ16	ZG: 9,51 SP: 10,05	φ8/10 5,03	-34	63	-96	0,53	OK	75	44	446	90	0,70	OK	

Pri gredah opazimo, da se nam ne izide ena greda. Če bi se odločili za sanacijo in ojačitve posameznih elementov konstrukcije, bi bilo smiselno upoštevati opečna polnila v modelu.

4.8.2 Stebri

V stebrih dobimo boljše rezultate kot v prvem modelu. Vrednosti so podane v preglednici 23.

Preglednica 23: Kontrola nosilnosti stebrov za model z upoštevanjem opečnih polnil

	Širina (cm)	Višina (cm)	Armatura	N (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	V _{ed} (kN)	Izkor.	Kontrola upogib	V _{Rd,c} (kN)	V _{Rd1,min} (kN)	Izkor.	Kontrola strigi	Kontrola elementa
S2	35	35	8φ16	1356	3	5	7	0,509	OK	99	70	0,07	OK	OK
			φ6/15	1279	5	8		0,492	OK					
			16,1 cm ²	1350	4	15		0,537	OK					
S3	35	35	8φ16	1201	2	5	5	0,452	OK	115	69	0,04	OK	OK
			φ6/15	1193	4	2		0,446	OK					
			16,1 cm ²	1193	1	9		0,46	OK					
S5	20	40	8φ16	545	25	26	19	0,565	OK	81	39	0,24	OK	OK
			φ6/15	214	28	31		0,642	OK					
			16,1 cm ²	251	10	36		0,607	OK					
S6	30	30	8φ16	1064	26	3	25	0,606	OK	97	53	0,26	OK	OK
			φ6/15	993	28	31		0,665	OK					
			16,1 cm ²	1052	9	45		0,703	OK					
S7	30	30	8φ16	939	20	36	21	0,636	OK	96	53	0,22	OK	OK
			φ6/15	937	34	25		0,644	OK					
			16,1 cm ²	939	18	37		0,635	OK					
S8	20	40	8φ16	478	41	6	32	0,436	OK	81	39	0,40	OK	OK
			φ6/15	201	59	14		0,632	OK					
			16,1 cm ²	462	33	31		0,642	OK					
S9	20	40	8φ16	367	37	38	25	0,772	OK	80	38	0,31	OK	OK
			φ6/15	151	37	25		0,639	OK					
			16,1 cm ²	176	16	42		0,849	OK					
S10	30	30	8φ16	743	27	12	25	0,484	OK	92	49	0,27	OK	OK
			φ6/15	693	27	11		0,46	OK					
			16,1 cm ²	704	8	42		0,545	OK					
S11	30	30	8φ16	649	12	30	18	0,461	OK	92	49	0,20	OK	OK
			φ6/15	643	28	23		0,494	OK					
			16,1 cm ²	649	11	31		0,464	OK					
S12	20	40	8φ16	351	52	21	30	0,631	OK	78	37	0,38	OK	OK
			φ6/15	26	51	21		0,78	OK					
			16,1 cm ²	242	16	34		0,604	OK					
S13	20	40	8φ16	183	29	42	27	0,884	OK	79	37	0,34	OK	NI OK
			φ6/15	89	30	46		1,107	NI OK					
			16,1 cm ²	105	13	48		1,107	NI OK					
S14	30	30	8φ16	388	23	18	26	0,355	OK	87	45	0,30	OK	OK
			φ6/15	362	26	22		0,39	OK					
			16,1 cm ²	382	6	46		0,467	OK					
S15	30	30	8φ16	335	23	22	17	0,407	OK	87	45	0,20	OK	OK
			φ6/15	332	26	25		0,407	OK					
			16,1 cm ²	332	12	31		0,363	OK					
S16	20	40	8φ16	232	36	26	22	0,611	OK	77	36	0,29	OK	OK
			φ6/15	-42	36	29		0,892	OK					
			16,1 cm ²	142	11	40		0,839	OK					

Podobno kot pri gredah se nam tudi tukaj ne izide samo en stebel. To ponovno pomeni, da bi investitor imel velik prihranek pri izvajanju ojačitev konstrukcije.

4.8.3 Pomiki

Pomiki v x-smeri so manjši za 1 cm, v y-smeri pa za približno 0,6 cm. Kontrola pomikov je bila izpolnjena že pri osnovnem modelu, zato spodaj samo podajamo velikost pomikov konstrukcije z upoštevanimi nadomestnimi diagonalami.

Preglednica 24: Pomiki konstrukcije za model z upoštevanjem opečnih polnil

Etaža	d_{eX} [cm]	d_{eY} [cm]
3	0,4	0,46
2	0,5	0,62
1	0,8	0,72

Model, pri katerem upoštevamo vpliv opečnih polnil, nam da manjše obremenitve na elemente in s tem posledično zmanjša potrebo po ojačitvi elementov konstrukcije. Se pa pojavi vprašanje, ali res želimo tako natančen model. Čeprav imamo opraviti z obstoječo konstrukcijo, se v praksi projektant raje odloči za analizo, kot smo jo naredili v prvem primeru, kjer nismo upoštevali opečnih polnil. Opečna polnila lahko skrivajo velike napake v materialu in kakovosti gradnje (malta je večinoma izdelana na gradbišču po občutku in težko dosežemo konstantno kakovost, izvedba pa je odvisna od delavcev in nadzora). Prav tako ne vemo, brez natančnih preiskav, ali so polnila izvedena do AB okvira ali je med njima dilatacija. Po drugi strani pa raziskave in opažanja v potresu poškodovanih konstrukcij kažejo, da so opečna polnila prva linija obrambe, ko govorimo o sipanju potresne energije (Penalis G. George, Penalis G. Gregory, 2014). Standard trenutno ne predpisuje načina upoštevanja polnil v analizi, vendar gre razvoj naprej in se v prihodnosti pričakuje tudi to. Predvsem na področju obstoječih konstrukcij, kjer lahko z in-situ preiskavami dobimo dejanske karakteristike zidovja na izbranem objektu.

5 ZAKLJUČKI

V nalogi smo izvedli oceno potresne odpornosti poslovne stavbe, ki je bila zgrajena pred uveljavitvijo standardov Evrokod. Za oceno smo upoštevali standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) in metodo analize z upoštevanjem faktorja obnašanja q . Poleg še štirih metod analize, ki jih lahko uporabimo, je q -faktor edina metoda, pri kateri se uporabi projektni spekter in linearna elastična analiza. Q -faktor metoda nam omogoča določitev kritičnih elementov v konstrukciji, ki jih je treba utrditi glede na obremenitve potresnega vpliva. Za samo analizo konstrukcije smo uporabili računalniški program Tower 7.

Q -faktor metoda je osnovana na linearno elastični analizi, zato bi smatrali, da je njena uporaba v praksi enostavna, vendar se ob podrobnem branju standarda pojavijo nekatere dileme glede aplikacije te metode. Že pri sami kontroli elementov, je predpisano, da se kontrola izvede na način, kot je to predpisano za nove konstrukcije. V splošnem to pomeni, da bi morali upoštevati načrtovanje nosilnosti in kontrolo vseh detajlov za zagotavljanje lokalne in globalne duktilnosti, česar pa obstoječe konstrukcije, ki niso bile grajene po standardu Evrokod 8, ne izpolnjujejo. Takšne pomanjkljivosti standarda bi bilo smiselno odpraviti v novi različici. V našem primeru smo se odločili, da pri določitvi obremenitve elementov ne upoštevamo metode načrtovanja nosilnosti, saj smo v analizi upoštevali q -faktor 1,5. Upogibno in strižno nosilnost smo določili po Evrokodu 2 (SIST EN 1992-1-1, 2004), ki ga dopušča Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

Glede na rezultate kontrol elementov se je izkazalo, da konstrukcija ne ustreza določilom standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005). Povedati je potrebno slednje. Za namen te naloge ni bil izveden noben in-situ test, prav tako ni bilo podrobnega ogleda konstrukcije in konstrukcijskih detajlov. Izhajali smo izključno iz podatkov, ki smo jih dobili iz projektne dokumentacije (PGD, PZI, 1999). Zaradi slabega poznavanja konstrukcije smo morali posledično uporabiti strožji faktor zaupanja (1,20), ki pripada običajni stopnji poznavanja konstrukcije. Že z bolj podrobnim pregledom konstrukcije in s testi na konstrukciji bi lahko ta faktor zmanjšali na 1,0. S tem bi se računski rezultati za nosilnost elementov v večini primerov izšli, saj je pri kontroli elementov razvidno, da je nosilnost minimalno prekoračena. Vendar se je izkazalo, kot smo že povedali, da glede na zbrane podatke, izbran način analize in kontrole elementov konstrukcija ne ustreza določilom standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005).

Ob pisanju naloge smo opazili, da je standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005) na določenih mestih napisan dvoumno, kar pa ni najboljša lastnost standarda. Ena izmed težav pri analizi je bila, ali se q -faktor metoda lahko uporabi pri stopnji poznavanja KL1. Pri tej stopnji poznavanja je možna uporaba metode s horizontalnimi silami ali modalna analiza. Kot eno izmed možnih analiz, naštetih v Evrokodu 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), pa pri tej stopnji poznavanja ne dovoljuje uporabe q -faktor metode. Ta določila sta v neskladju, saj q -faktor metoda temelji na metodi s horizontalnimi silami ali modalni analizi, ki sta dovoljeni pri stopnji poznavanja KL1. Poraja se nam vprašanje, zakaj potem q -faktor metoda ne more biti ena od možnih analiz pri stopnji poznavanja konstrukcije KL1. V pripravi je že nova različica standarda Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), ki bo, vsaj tako upamo, dopolnila besedilo standarda do te mere, da ne bo več dileme, kakšen je postopek kontrole pri posamezni metodi.

Standard v trenutni obliki tudi ne predvideva delne sanacije objekta. S tem bi se zagotovilo znatno izboljšanje obnašanja konstrukcije med potresom, obenem pa to ne bi bil prevelik strošek za investitorja. Utrjevanje in sanacija elementov je namreč velik strošek za investitorja in tudi zahteven poseg v samo konstrukcijo.

Prav tako nismo našli veliko ustrezne literature glede q -faktor metode. Večina virov, ki smo jih uporabili pri izdelavi naloge, večji del pozornosti namenja ostalim metodam analize, ki jih predpisuje standard Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3, 2005), med njimi najpogosteje nelinearni N2-metodi. Razlogov za pomanjkanje literature je več, med njimi so: nejasno opisana metoda v standardu, metoda poda samo podatek o nosilnosti elementa, ne dobimo pa podatka o celotnem obnašanju konstrukcije, in metoda ne odkrije šibkih mest v konstrukciji. Zato je za oceno potresne odpornosti primernejša nelinearna metoda analize. Ta nam da boljši vpogled v obnašanje celotne konstrukcije in oceno poškodovanosti konstrukcije.

Kako bo tekel razvoj q -faktor metode v prihodnosti, težko ocenimo. Glede na njene pomanjkljivosti bo metoda zagotovo deležna večjih sprememb, ali pa bo v celoti izključena iz standarda, saj so za oceno potresne odpornosti bolj primerne nelinearne metode analize, katere pa ni možno izvajati s programsko opremo, ki smo jo uporabili v okviru diplomske naloge.

VIRI

Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., Fardis, M., Franchin, P., Kreslin, M., Pecker, A., Pinto, P., Plumier, A., Somja, H., Tsionis, G., 2012. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings. Worked examples. str. 257–276.

Beg D. (ur.), Pogačnik A. (ur.), 2009. Priročnik za projektiranje konstrukcij po evrokod standardih, Ljubljana, Inženirska zbornica Slovenije: 1077 str.

Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Dolšek, M.): 220 str.

Jamšek, A., 2014. Ocena potresne odpornosti dvoetažnega poslovnega objekta na območju Kamnika. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 37 str.

Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje. 2016.
http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektne_pospesek_tal.html (Pridobljeno 23. 4. 2016.)

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta A 269/95, 1999. Ržišnik & Perc, d. o. o., PGD.

Načrt gradbenih konstrukcij, št. projekta A 269/95, 1999. Ržišnik & Perc, d. o. o., PZI.

Novak, L., 2013. Analiza armiranobetonskih okvirov s polnili na potresno obtežbo. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo. (mentor Dolšek, M.): 35 str.

Penelis, G. George, in Penelis G. Gregory, 2014, Concrete buildings in seismic regions. Boca Raton, CRC Press: 826 str.

Pravilnik o tehničnih normativih za beton in armiran beton (Uradni list SFRJ, št. 11/87), 1987

RP investicije, d. o. o.. 2016
http://www.rpinvesticije.si/resources/files/pic/galerije/mtn_dsc00132.jpg (Pridobljeno 9. 2. 2016.)

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe. Ljubljana, Tehnis: 301 str.

Zajc, I. 2009. Primerjava programov za analizo in dimenzioniranje konstrukcij. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba Zajc, I.): 109 str.

Žitnik, J., Žitnik, D., Berdajs, A., idr. 2008. Gradbeniški priročnik. Ljubljana. Tehniška založba Slovenije: 693 str.

Žižmond, J., Dolšek, M. 2014. Modeliranje efektivne širine pasnice grede za nelinearno analizo armiranobetonske okvirne stavbe. Gradbeni vestnik. 36, 26–38.

Standardi

SIST EN 1990:2004. Evrokod – Osnove projektiranja konstrukcij.

SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb.

SIST EN 1991-1-1:2004/A101. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1. del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1991-1-4:2005. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Vpliv vetra.

SIST EN 1991-1-4:2005/A101:2007. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-4. del: Splošni vplivi – Obtežbe vetra – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1992-1-1:2005. Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – 1-1. del: Splošna pravila in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe.

SIST EN 1998-1:2005/A101:2006. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1. del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe – Nacionalni dodatek.

SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.

SIST EN 1998-3:2005/A101:2007. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb – Nacionalni dodatek.

Ostali viri

AEC Constructions, program GaLa Reinforcement. 2016.

<http://www.alashki.com/software.htm> (Pridobljeno 8. 4. 2016.)