

*Fakulteta za
gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

GJORGJIJA PANDEV

**OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČE
ARMIRANOBETONSKE STAVBE Z UPORABO
OSNUTKA NOVE RAZLIČICE EVROKODA 8**

Magistrsko delo št.:

**ASSESSMENT OF EARTHQUAKE
RESISTANCE OF AN EXISTING
BUILDING ACCORDING TO NEW
DRAFT VERSION OF EUROCODE 8**

Master thesis No.:

Mentor/-ica:

Prof. dr., Matjaž Dolšek

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

Doc. dr., Anže Babič

Član komisije:

Ljubljana, _____

POPRAVKI – ERRATA

Stran z napako	Vrstica z napako	Namesto	Naj bo
----------------	------------------	---------	--------

»Ta stran je namenoma prazna«

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Matjažu Dolšku in somentorju doc. dr. Anžetu Babiču za strokovne nasvete in usmerjanje ter za nesebično namenjene ure pri nastajanju tega magistrskega dela. Hvaležen sem jima tudi za vse, kar sta me med študijem naučila na področju potresnega inženirstva.

Zahvaljujem se tudi vodji tehnično-vzdrževalne službe pri Fakulteti za elektrotehniko Univerze v Ljubljani Tomažu Plestenjaku za pridobitev dokumentacije in tehničnih načrtov stavbe.

Posebna zahvala je namenjena tudi sodelavcem, ki so me s svojo predanostjo poklicu navdihovali pri prizadevanju za doseganje ciljev.

Hvala družini, ki je do konca verjela vame. Brez njene podpore mi ne bi uspelo.

»Ta stran je namenoma prazna«

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	006.065:624.042.7(043.3)
Avtor:	Gjorgjija Pandev, dipl. inž. grad. (UN)
Mentor:	prof. dr. Matjaž Dolšek, univ. dipl. inž. grad.
Somentor:	doc. dr. Anže Babič, univ. dipl. inž. grad.
Naslov:	Ocena potresne odpornosti obstoječe armiranobetonske stavbe z uporabo osnutka nove različice Evrokoda 8
Tip dokumenta:	magistrsko delo
Obseg in oprema:	96 str., 43 pregl., 55 sl., 70 en., 31 vir.
Ključne besede:	preliminarna analiza, linearna analiza, metoda na podlagi pomikov, mejno stanje, Evrokod 1998-3, obstoječe stavbe, potresna odpornost, potresna utrditev, armiranobetonske stene

Izvleček

Namen magistrske naloge je bil na konkretnem primeru obstoječe armiranobetonske stavbe preučiti postopek za oceno potresne odpornosti stavb, ki ga podaja delovna različica novega standarda Evrokod 1998-3. Obravnavana stavba sodi v stavbni fond Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani in je bila zgrajena na začetku šestdesetih let prejšnjega stoletja. Skladno s delovno različico novega Evrokoda 1998-3 smo najprej preučili razpoložljivo projektno in tehnično dokumentacijo stavbe. Na podlagi pridobljenih podatkov smo v programu ETABS izdelali linearni model konstrukcije. Izvedli smo preliminarno potresno analizo na osnovi linearne-elastične analize in v skladu s standardom za vsa kritična mesta preverili koeficient ρ_i , ki je definiran kot razmerje med potresnim vplivom in odpornostjo, izraženo s posplošenimi silami v prerezu konstrukcijskega elementa. Iz razmerja med maksimalno in minimalno vrednostjo koeficienta ρ_i smo ugotovili, da ocena potresne odpornosti z linearnimi metodami na podlagi pomikov ni upravičena in da je treba za natančnejšo oceno potresne odpornosti stavbe uporabiti nelinearno potresno analizo. Ne glede na to smo za tri izbrane stebre ocenili njihovo potresno odpornost na osnovi ocenjeno rotacijsko kapaciteto v vozliščih stebrov. Dobljene odpornosti smo primerjali z obremenitvami iz preliminarne analize in ugotovili, da dva od izbranih stebrov ne izpolnujeta zahtev kriterijev po delovni različici novega Evrokoda 1998-3. Iz te ugotovitve smo sklepali, da stavba ni potresno odporna in zasnovali potresno utrditev stavbe z armiranobetonskimi stenami. Ob ponovni oceni potresne odpornosti z uporabo linearne analize se izkaže, da bi bila tako utrjena stavba potresno bistveno bolj odporna, vendar je treba takšne zaključke preveriti z izvedbo potresne analize utrjene stavbe.

»Ta stran je namenoma prazna«

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 006.065:624.042.7(043.3)
Author: Gjorgjija Pandev, B. Sc. Civil Engineering
Supervisor: Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.
Co-supervisor: Assist. Prof. Anže Babič, Ph.D.
Title: Assessment of earthquake resistance of an existing building according to new draft version of Eurocode 8
Document type: Master Thesis
Notes: 96 p., 43 tab., 55 fig., 70 eq., 31 ref.
Keywords: preliminary analysis, linear analysis, displacement based method, limit state, Eurocode 1998-3, existing buildings, earthquake resistance, retrofitting for earthquake resistance, reinforced concrete walls

Abstract

The aim of the master's thesis was to examine, using a specific case of an existing reinforced concrete building, the procedure for assessing the seismic performance of buildings as presented by the working version of the new standard Eurocode 1998-3. The building under consideration is a part of the building stock of the Faculty of Electrical Engineering at the University of Ljubljana and was constructed in the early 1960s. In accordance with the working draft of the new Eurocode 1998-3, we first examined the available project and technical documentation of the building. Based on the acquired data, we created a linear model of the structure using the ETABS program. We conducted a preliminary seismic analysis based on linear-elastic analysis and, following the working draft of the standard, verified the coefficient ρ_i , which is defined as the ratio between seismic demand and resistance expressed by generalized forces in the cross-section of the structural element. From the ratio between the maximum and minimum values of the ρ_i , we concluded that assessing the building's earthquake resistance using linear methods and displacements is not justified, and a nonlinear seismic analysis should be used for a more accurate assessment of the building's earthquake resistance. Nevertheless, we assessed the earthquake resistance of three selected columns based on the estimated rotational capacity at the column ends. The obtained resistances were compared with the demand from the preliminary analysis. We found that two of the selected columns did not meet the criteria of the working draft of the new Eurocode 1998-3. Based on this finding, we inferred that the building is not earthquake-resistant and proposed strengthening the building using reinforced concrete walls. Upon re-assessing the building's earthquake resistance using linear analysis, it was evident that the strengthened building would be significantly more earthquake-resistant. However, such conclusions should be verified by a pushover-based seismic performance assessment of the reinforced building.

»Ta stran je namenoma prazna«

KAZALO VSEBINE

POPRAVKI – ERRATA.....	I
.....	II
ZAHVALA.....	III
.....	IV
BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	V
.....	VI
BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	VII
KAZALO SLIK.....	XI
KAZALO PREGLEDNIC	XIII
LIST OF FIGURES	XV
LIST OF TABLES	XVII
OKRAJŠAVE IN SIMBOLI / ABBREVIATIONS AND SYMBOLS.....	XIX
1 UVOD	1
2 OPIS POSTOPKA OCENE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH STAVB	3
2.1 Opis standardov	3
2.2 Predstavitev standarda prEN 1998-1-1_2021_ENQ (wd Evrokod 1998-1-1)	4
2.2.1 Osnove potresno odpornega projektiranja	4
2.2.2 Modeliranje, analiza in kontrola	5
2.2.3 Potresna obtežba	9
2.3 Predstavitev standarda EN-1998-3 SC8 28-02-2021	15
2.3.1 Informacije za oceno konstrukcije in stopnje vedenja	16
2.3.2 Preliminarna analiza	20
2.3.3 Modeliranje, analiza in kontrola	21
2.3.4 Linearna metoda na podlagi pomikov.....	32
2.3.5 Projektiranje konstrukcijskih posegov	34
2.4 Povzetek postopka ocenjevanja in prenove objektov.....	36
3 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA	39
3.1 Splošni opis stavbe.....	39
3.2 Opis konstrukcijskega sistema.....	41
3.3 Podroben opis levega (vzhodnega) dela stavbe.....	45
3.4 Opomba k dokumentaciji.....	47
3.5 Stopnje vedenja stavbe	48
3.5.1 Geometrija	48
3.5.2 Detajli.....	49
3.5.3 Materiali.....	49
3.5.4 Podroben opis materialov	49
4 MODELIRANJE	53
4.1.1 Modeliranje stebrov	55

4.1.2	Modeliranje grede	55
4.1.3	Modeliranje opečnate stene	57
4.2	Modeliranje obtežbe in mase	60
4.2.1	Lastna in stalna obtežba	60
4.2.2	Koristna obtežba	61
4.2.3	Modeliranje mase	62
4.2.4	Potresna obtežba	62
5	ANALIZA IN REZULTATI	65
5.1	Rezultati modalne analize	65
5.1.1	Analiza lastnega nihanja	65
5.1.2	Etažne prečne sile in pomiki po višini konstrukcije	68
5.1.3	Vpliv naključne torzije	69
5.2	Nosilnosti stebrov in razmerja ρ	70
5.3	Ocena potresne odpornosti stebrov v smislu mejne povprečne rotacije	72
5.3.1	Steber v pritličju	72
5.3.2	Steber v prvem nadstropju	80
5.3.3	Steber na vrhu stavbe	82
5.4	Ugotovitve na osnovi kontrole mejnih stanj	84
6	PREDLOGI ZA POTRESNO UTRDITEV IN NADALJNJE OBRAVNAVANJE STAVBE	85
6.1	Dodajanje novih sten kot ukrep potresne sanacije stavbe	86
6.1.1	Različica 1	87
6.1.2	Različica 2	91
7	ZAKLJUČEK	93
VIRI		95

KAZALO SLIK

Slika 1: Definicija povprečne rotacije glede na standard wd Evrokod 1998-1-1 (wd Evrokod 1998-1-1, 2022)	7
Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva (horizontalni spekter) (wd Evrokod 1998-1-1, 2022).....	15
Slika 3: Steber z gladko armaturo s preklopom na nivoju nadstropja, geometrija in oznake: (a) vmesne etaže, (b) spodnja etaža (slika privzeta iz wd Evrokod 1998-3, 2021 in dopolnjena z dodatnimi oznaki)	24
Slika 4: Definicija krovnega sloja, palice in razdalja med njimi (wd Evrokod 1998-3, 2021)	25
Slika 5: Pravila za krovni sloj – A je potencialna cona porušitve (vir: wd Evrokod 1998-3).....	26
Slika 6: Definicija dimenzij prečne armature (FprEN 1992-1-1:2021, 2021).....	29
Slika 7: Primerjava zahteve in kapacitete v formatu pospešek-pomik; upoštevano je pravilo enakih pomikov (Fajfar, 2021)	33
Slika 8: Idealizirana relacija med silo in pomikom v primeru predpostavke pravila enakosti pomikov (Fajfar, 2021).....	34
Slika 9: Pregled postopka ocenjevanja ter prenove stavb in mostov.....	37
Slika 10: Potek postopka ocenjevanja in prenove glede na standard (korak za korakom).....	38
Slika 11: Stavba Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani	39
Slika 12: Stavba Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani pred dograditvijo (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2022)	39
Slika 13: Tloris pritličja (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2021)	40
Slika 14: Tloris prvega nadstropja (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2021)	40
Slika 15: Vzdolžni prerez stavbe (Lutman, 2015).....	41
Slika 16: Tloris tipične etaže (Lutman, 2015).....	41
Slika 17: Prečni prerez stavbe; razpored in dimenzije gred	42
Slika 18: Prikaz rebričastega stropa v predavalnicah	43
Slika 19: Prikaz rebričastega stropa na območju s pisarnami	43
Slika 20: Shematski prikaz armature v stebrih (stebrih v pritličju).....	44
Slika 21: Tloris temeljev	45
Slika 22: Shematski prikaz armature v temelju in sidranje stebra.....	45
Slika 23: Tloris nosilne konstrukcije pri prvem nadstropju (levi del).....	46
Slika 24: 3D-model konstrukcije (Tekla Structures).....	47
Slika 25: Shema s sklerometrom preizkušenih stebrov (prvo nadstropje) (ZRMK LRS, 1961).....	50
Slika 26: Linearni 3D-model konstrukcije (ETABS).....	53
Slika 27: Primer diafragme (četrto nadstropje)	54
Slika 28: Definicije l_{ob} za izračun efektivne širine pasnice	55
Slika 29: Parametri, ki določajo efektivne širine pasnice	56

Slika 30: Prikaz tipične grede, ki je transformirana v gredo s sodelujočo pasnico	56
Slika 31: Sodelujoča širina pasnice T-elementa v delu s predavalnicami	57
Slika 32: Tloris gred s sodelujočimi širinami pasnic na vrhu prve etaže	57
Slika 33: Vzhodno pročelje stavbe	58
Slika 34: Vzhodno pročelje zidane stene, definirane z linijskimi elementi.....	59
Slika 35: Horizontalni spekter pospeškov na lokaciji analizirane stavbe	64
Slika 36: Prva nihajna oblika.....	66
Slika 37: Druga nihajna oblika	66
Slika 38: Peta nihajna oblika	67
Slika 39: Etažne prečne sile.....	68
Slika 40: Maksimalni pomik po višini stavbe	69
Slika 41: Račun odpornosti prereza stebra na upogib	71
Slika 42: Prečni prerez za steber Ps11 (steber v pritličju)	73
Slika 43: Steber v pritličju – deformirana oblika.....	73
Slika 44: Prečni prerez stebra, razpored vzdolžnih palic.....	76
Slika 45: Ukrivljenost na meji tečenja (spodnji del stebra)	76
Slika 46: Povprečna rotacija stebra – uporabljene količine.....	78
Slika 47: Pomiki in rotacije v krajiščih stebra v pritličju (levo – zgornji del, desno – spodnji del).....	79
Slika 48: Prečni prerez za steber Is11 (steber v prvem nadstropju).....	80
Slika 49: Steber v prvem nadstropju – deformirana oblika	80
Slika 50: Prečni prerez za steber IIIIs6a (steber v tretjem nadstropju)	82
Slika 51: Steber v tretjem nadstropju – deformirana oblika	82
Slika 52: Predlog razporeditve dodanih sten – različica 1.....	87
Slika 53: Minimalna debelina zidu na koncih s prečno armaturo (vir: wd Evrokod 1998-1-2)	88
Slika 54: 3D-model utrjene konstrukcije (ETABS).....	88
Slika 55: Predlog razporeditve dodanih sten – različica 2.....	91

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Minimalne vrednosti ϕ za izračun $\psi_{E,i}$	5
Preglednica 2: Razpon vrednosti $S_{\alpha,475}$, ki definirajo nivo seizmičnosti	10
Preglednica 3: Faktorji zmogljivosti	11
Preglednica 4: Povratne dobe potresnega vpliva (v letih).....	11
Preglednica 5: Vrednosti δ za stavbe	12
Preglednica 6: Razpon vrednosti S_{δ} , ki definirajo razred potresnega vpliva.....	12
Preglednica 7: Vrednosti parametrov, ki definirajo standard elastičnega spektra.....	13
Preglednica 8: Amplifikacijska faktorja F_{α} in F_{β} za teren standardne kategorije	14
Preglednica 9: Amplifikacijski faktor topografije za enostavne topografske nepravilnosti.....	14
Preglednica 10: Oprelitev stopnje vedenja o geometriji konstrukcije (KLG) na podlagi zbranih informacij	18
Preglednica 11: Oprelitev stopnje vedenja o konstrukcijskih detajlih (KLD na podlagi zbranih informacij).....	18
Preglednica 12: Oprelitev stopnje vedenja o konstrukcijskih materialih (KLM) na podlagi zbranih informacij	19
Preglednica 13: Minimalne zahteve za različne ravni raziskave za vertikalne elemente	20
Preglednica 14: Faktorji efektivnosti za prečne armature (objetja) $k_{\text{conf},b}$ in $k_{\text{conf},s}$	29
Preglednica 15: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za rebrasto armaturo s kratkimi preklopi	30
Preglednica 16: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za gladko armaturo s kljuko	30
Preglednica 17: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za gladke palice z ravnim preklpom	31
Preglednica 18: Vrednosti za parcialni faktor γ_{Rd} , ki upošteva negotovosti strižne odpornosti za mejno stanje NC, ki se lahko povečajo s prenovo stavbe	31
Preglednica 19: Rezultati raziskav tlačne trdnosti za vzorce betonskih kock	51
Preglednica 20: Rezultati sklerometrične raziskave	51
Preglednica 21: Referenčne vrednosti za mehanske karakteristike zidovja iz opeke NF; srednje vrednosti in koeficienti variacije	52
Preglednica 22: Površinska obtežba	61
Preglednica 23: Linijske obtežbe	61
Preglednica 24: Seizmološki podatki $S_{\alpha,\text{ref}}$ in $S_{\beta,\text{ref}}$ iz leta 2021 za izbrane lokacije (Maučec, 2022)	63
Preglednica 25: Rezultati modalne analize	65
Preglednica 26: Pomiki središč diafragm velikih etaž	69
Preglednica 27: Maksimalne in minimalne nosilnosti stebrov v posameznih etažah v X in Y smeri ...	71

Preglednica 28: Vhodni podatki in rezultat pri računu maksimalne napetosti $f_{o,b}$ in $f_{o,b0}$, ki jo lahko prenese gladka palica (spodnji del stebra)	75
Preglednica 29: Vhodni podatki in rezultat pri računu minimalne sidrne dolžine $l_{0y,min}$, s katero mora biti sidrana gladka palica, da lahko doseže napetost na meji tečenja (spodnji del stebra)	75
Preglednica 30: Vhodni podatki in rezultat pri računu fiksne rotacije na koncu elementa zaradi zdrsa nateznih palic (spodnji del stebra)	75
Preglednica 31: Vhodni podatki in rezultat pri računu povprečne rotacije strižnega razpona L_v na meji tečenja (spodnji del stebra)	76
Preglednica 32: Vhodni podatki in rezultat pri računu plastičnega dela mejne povprečne rotacije (spodnji del stebra)	77
Preglednica 33: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v pritličju ..	79
Preglednica 34: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v spodnjem delu stebra v prvem nadstropju	81
Preglednica 35: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v prvem nadstropju	81
Preglednica 36: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v spodnjem delu stebra v tretjem nadstropju	83
Preglednica 37: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v tretjem nadstropju	83
Preglednica 38: Prečne sile v vpetju stene	89
Preglednica 39: Rezultati modalne analize za stavbo, utrjeno s stenami	89
Preglednica 40: Primerjava obremenitve in odpornosti na podlagi povprečne rotacije	90
Preglednica 41: Prečne sile v vpetju stene	91
Preglednica 42: Rezultati modalne analize za utrjeno stavbo s stenami	92
Preglednica 43: Primerjava obremenitve in odpornosti na podlagi povprečne rotacije	92

LIST OF FIGURES

Figure 1: Definition of a chord rotation according to wd Eurocode 1998-1-1 (wd Eurocode 1998-1-1, 2022)	7
Figure 2: Elastic response spectrum shape (with horizontal log scale) (wd Eurocode 1998-1-1, 2022).....	15
Figure 3: Column with smooth bars lap-spliced at floor levels, geometry and notation: (a) intermediate storeys of multi-storey column; (b) lower most storey (figure taken from wd Eurocode 1998-3, 2021 supplemented with additional labels).....	24
Figure 4: Definition of bars cover and spacing (wd Eurocode 1998-3, 2021)	25
Figure 5: Concrete cover rules – A is a potential splitting cone (source: wd Eurocode 1998-3).....	26
Figure 6: Definition of dimensions of confinement reinforcement (FprEN 1992-1-1:2021, 2021).....	29
Figure 7: Comparison of the demand and capacity in the acceleration-displacement (AD) format; equal displacement rule is assumed (Fajfar, 2021)	33
Figure 8: Idealised force-displacement relationship in the case when the equal displacement rule is applied (Fajfar, 2021).....	34
Figure 9: Overview of the procedure for assessment and retrofitting of buildings and bridges	37
Figure 10: Step-by-step procedure for assessment and retrofitting according to this standard.....	38
Figure 11: Building of the Faculty of Electrical Engineering of the University of Ljubljana.....	39
Figure 12: Building of the Faculty of Electrical Engineering of the University of Ljubljana, before adding the last floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2022).....	39
Figure 13: Floor plan of the ground floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2021).....	40
Figure 14: Floor plan of the first floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2021)	40
Figure 15: Longitudinal view of the building in elevation (Lutman, 2015).....	41
Figure 16: Floor plan of a typical floor (Lutman, 2015)	41
Figure 17: Cross section of the building; arrangement and dimension of beams	42
Figure 18: Representation of ribbed slab in classrooms.....	43
Figure 19: Representation of ribbed slab in the office area.....	43
Figure 20: Schematic representation of rebar in columns (columns on the ground floor).....	44
Figure 21: Floor plan of the foundations.....	45
Figure 22: Schematic view of rebar foundations and anchoring of the column.....	45
Figure 23: Floor plan of bearing structure (first floor) (left part of the building)	46
Figure 24: 3D model of structure (Tekla Structures)	47
Figure 25: Outline of tested columns with sclerometer (first floor) (ZRMK LRS, 1961)	50
Figure 26: Linear 3D model of the structure (ETABS).....	53
Figure 27: Example of a diaphragm (fourth floor).....	54
Figure 28: Definitions of l_{ob} for the calculation of the effective flange width	55
Figure 29: Effective flange width parameters	56

Figure 30: Representation of a typical beam transformed into a beam with an effective flange	56
Figure 31: Effective flange width of a T-beam in the area with classrooms	57
Figure 32: Floor plan of beams including the effective width of flanges at the top of the first storey..	57
Figure 33: East facade of the building.....	58
Figure 34: Masonry walls of the east facade defined with linear elements	59
Figure 35: Horizontal acceleration spectrum at the location of the analysed building.....	64
Figure 36: First vibration mode	66
Figure 37: Second vibration mode.....	66
Figure 38: Fifth vibration mode.....	67
Figure 39: Storey shears	68
Figure 40: Maximum displacement along the building elevation	69
Figure 41: Calculation of the flexural resistance of the column section	71
Figure 42: Cross section of Ps11 (column on the ground floor).....	73
Figure 43: Column on the ground floor – deformed shape	73
Figure 44: Cross section of a column, arrangement of longitudinal bars	76
Figure 45: Yield curvature at the end section (bottom part of the column).....	76
Figure 46: Chord rotation of column – used variables	78
Figure 47: Displacement of column ends of a ground floor column (left – upper part, right – lower part)	79
Figure 48: Cross section of Is11 (column on the first floor)	80
Figure 49: Column on the first floor – deformed shape	80
Figure 50: Cross section of IIS6a (column on the third floor)	82
Figure 51: Column on the third floor – deformed shape	82
Figure 52: Proposal arrangement of added walls – variant 1	87
Figure 53: Minimum thickness of the confined boundary of the wall (source: wd Eurocode 1998-1-2)	88
Figure 54: 3D model of strengthened structure (ETABS).....	88
Figure 55: Proposal arrangement of added walls – variant 2	91

LIST OF TABLES

Table 1: Minimum value of ϕ for calculating $\psi_{E,i}$	5
Table 2: Range of $S_{\alpha,475}$ values to define level of seismicity.....	10
Table 3: Performance factors	11
Table 4: Return periods of seismic action in years	11
Table 5: δ values for buildings.....	12
Table 6: Range of S_{δ} values to define seismic action classes.....	12
Table 7: Values of parameters defining the standard elastic response spectrum	13
Table 8: Site amplification factors F_{α} and F_{β} for a standard category site	14
Table 9: Topography amplification factors for simple topographic irregularities	14
Table 10: KLG of geometry as a function of collected information	18
Table 11: KLD on construction details as a function of collected information	18
Table 12: KLM on materials as a function of collected information on concrete or steel reinforcement	19
Table 13: Minimum requirements for different levels of survey (vertical elements)	20
Table 14: Effectiveness factors $k_{\text{conf},b}$ and $k_{\text{conf},s}$ for confinement reinforcement.....	29
Table 15: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for ribbed bars with short lappings.....	30
Table 16: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for smooth bars with hooks	30
Table 17: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for smooth bars with straight lappings	31
Table 18: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the shear strength at NC limit state possibly increased by retrofitting	31
Table 19: Results of testing for compressive strength of concrete cubes.....	51
Table 20: Results of sclerometric testing	51
Table 21: Reference values for mechanical properties of masonry structures made of NF bricks; mean values and coefficient of variation	52
Table 22: Area loads	61
Table 23: Line loads.....	61
Table 24: Seismological information for $S_{\alpha,\text{ref}}$ and $S_{\beta,\text{ref}}$ for selected locations from 2021 (Maučec, 2022)	63
Table 25: Results of modal analysis.....	65
Table 26: Diaphragm center displacements of large floors.....	69
Table 27: Maximum and minimum bearing capacity of colcolumns by storey in X and Y directions.	71

Table 28: Input and output of the calculation of the maximum stress f_0 that a smooth vertical bar can develop (bottom of the column)	75
Table 29: Input and output of the calculation of the minimum straight length $l_{0y,min}$ a smooth bar needs to develop its yield stress (bottom part of the column)	75
Table 30: Input and output of the calculation of the fixed-end rotation of the end section due to slippage of the tension bars (bottom part of the column)	75
Table 31: Input and output of the calculation of the chord rotation of the shear span L_v at yielding of the end section (bottom part of the column).....	76
Table 32: Input and output of the calculation of the plastic part of the ultimate chord rotation (bottom part of the column)	77
Table 33: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the ground floor	79
Table 34: Input and output of the calculation of the resistance of the bottom of the column on the first floor	81
Table 35: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the first floor.....	81
Table 36: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the third floor.....	83
Table 37: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on third floor	83
Table 38: Shear forces at the base of the walls.....	89
Table 39: Results of modal analysis for the building strengthened with walls	89
Table 40: Comparison of resistance and actions according to chord rotations	90
Table 41: Shear forces at base of the walls	91
Table 42: Results of modal analysis for the building strengthened with walls	92
Table 43: Comparison of resistance and actions according to chord rotations	92

OKRAJŠAVE IN SIMBOLI / ABBREVIATIONS AND SYMBOLS

a_{bars}	redukcijski faktor, ki upošteva tip armature in način preklopa palic pri računu povprečne rotacije prereza
a_{sw}	skupna površina prečne armature, ki poteka čez cono porušitve na enoto dolžine prikrivanja
b	širina armiranobetonskega prereza
b_w	širina ene stojine prečnega prereza (tudi če gre za škatlasti prerez z več vzporednimi stojinami) pravokotno na smer striga
b_{w0}	širina zidu
b_{eff}	efektivna širina pasnice
c_{min}	manjša dimenzija od minimalne debeline krovnega sloja in polovice najmanjše razdalje med dvema vzdolžnima preklopljenima palicama
c_{max}	večja dimenzija od minimalne debeline krovnega sloja in polovice najmanjše razdalje med dvema vzdolžnima preklopljenima palicama
c_x	debelina krovnega sloja v smeri x
c_y	debelina krovnega sloja v smeri y
d_{bL}	premer armature (vzdolžne palice)
d_{et}^*	ciljni pomik SDOF sistema s sposobnostjo neskončne elastične deformacije
d_{NC}^*	pomik ekvivalentnega modela SDOF, ki ustreza mejnemu stanju NC
d_{t}^*	ciljni pomik SDOF sistema
d_u	vrednost kontrolnega pomika, ko je dosežena končna deformacija
$e_{0,i,j}$	razlika med masnim središčem in središčem togosti
$e_{\text{min},i,j}$	minimalna ekscentričnost mase
f_c	povprečna vrednost tlačne trdnosti betona
f_{cm}	povprečna vrednost tlačne trdnosti betona
f_h	razmerje med $S_{\alpha,\text{ref}}$ in $S_{\beta,\text{ref}}$
f_o	napetost gladke palice s standardno kljuko 180°
$f_{o,b}$	maksimalna napetost, ki jo palica lahko razvije pri kljuki
$f_{o,b0}$	maksimalna napetost, ki jo lahko gladka palica prenese pri sidrišču v tleh
$f_{o,t}$	največja obremenitev, ki jo lahko gladka palica razvije na sidrne dolžine pri kljuki
f_t	povprečna natezna trdnost opečnate stene
f_{α}	razmerje med $S_{\alpha,v}$ in S_{α}
f_{β}	razmerje med $S_{\beta,v}$ in S_{β}
f_{vo}	povprečna strižna trdnost zidovja iz opeke NF
f_y	povprečna vrednost natezne trdnosti na meji tečenja vzdolžnih palic
f_{yw}	srednja vrednost trdnosti na meji tečenja za streme
h	višina prečnega prereza
$h_{b,i}$	višina grede na vrhu i -te etaže
h_{eff}	efektivna višina zidu
$h_{s,cl}$	svetla višina zidu
k_{corr}	korekcijski faktor za izračun f_o .

k_{conf}	faktor efektivnosti objekta, ki je odvisen od konfiguracije prečne armature glede na razpoke, ki se zgodijo v coni prikrivanja palic
$k_{\text{conf},b}$	faktor efektivnosti prečne armature (efektivnost objekta)
$k_{\text{conf},s}$	faktor efektivnosti prečne armature (efektivnost objekta)
$l_{b,0}$	dolžina začetne palice, ki povezuje steber s temelji
l_o	dolžina preklopa palic
$l_{o,i}$	dolžina preklopa armature na dnu stebra i -te etaže
$l_{oy,min}$	minimalna dolžina preklopa palic, do katere ni treba reducirati povprečne rotacije
l_w	dolžina zidu
m	masa konstrukcije SDOF
n	skupno število istega tipa elementov v konstrukciji
n_b	število parov palice, ki se prikrivajo v potencialni coni porušitve
p	število elementov, pri katerih je treba preveriti stopnje vedenja za določen KL
s_w	razdalja med stremeni (glede na težišče)
s	koeficient, odvisen od vrste cementa; medosna razdalja stremen
t	starost betona v dnevih
u	faktor redukcije sile, ki je enak $S_e(T^*)/S_y$
A_s	površina armature
A_{sw}	površina ene plasti prečne armature v smeri prečne sile
A_c	površine bruto betonskega prereza
A_e	elastični spekter pospeškov
A_{in}	neelastični spekter pospeškov
A_w	površina prečnega prereza zidu
D	dolžina zidu
D_e	elastični pomik na grafu spektra pospešek-pomik
D_{in}	neelastični pomik na grafu spektra pospešek-pomik
E	modul elastičnosti betona/modul elastičnosti opečnate stene
E_{cm}	srednja vrednost sekantnega modula elastičnosti betona
E_d	projektna potresna obremenitev
E_{Edx}	potresni vpliv v smeri osi X
E_{Edy}	potresni vpliv v smeri osi Y
E_{Edz}	potresni vpliv v smeri osi Z
E_s	modul elastičnosti jekla (armature)
F_A	razmerje med S_a in spektralnim pospeškom pri nihajnem času 0
F_e	elastična nosilnost/sila
F_y	nosilnost/sila na meji tečenja
F_{in}	neelastična (plastična) sila/nosilnost
$F_{i,j}$	horizontalna sila, ki deluje na etaži j v smeri i
F_T	amplifikacijski faktor tal, odvisen od topografije
F_α	amplifikacijski faktor tal za kratke nihajne čase
F_β	amplifikacijski faktor tal za srednje dolge nihajne čase ($T = T_\beta$)
$G_{k,j}$	karakteristična vrednost lastne in stalne obtežbe
G	strižni modul

H_{800}	globina trdne skale, definirana s strižno hitrostjo valovanja $v_s > 800$ m/s
H_i	celotna višina i -tega nadstropja
$H_{n,i}$	svetla višina i -tega nadstropja
I_c	vztrajnostni moment armiranobetonskega prereza
I_w	vztrajnostni moment stene
K_{eff}	efektivna togost zidu
$L_{i,j}$	dolžina etaže j pravokotno na smeri obtežbe i
$M_{i,j}$	torzijski moment v j -ti etaži okrog navpične osi
N	tlačna osna sila na prerezu
$Q_{k,i}$	karakteristična vrednost spremenljivega vpliva
R_d	projektna odpornost
S_α	največji spektralni pospešek ob upoštevanju pet odstotnega dušenja, ki ustreza konstantnemu delu spektra
$S_{\alpha,v}$	največji spektralni pospešek ob upoštevanju pet odstotnega dušenja, ki ustreza konstantnemu delu vertikalnega spektra odziva
$S_{\alpha,475}$	vrednost S_α za tip tal A in povratno dobo 475 let
$S_{\alpha,ref}$	vrednost S_α za tip tal A in referenčno povratno dobo T_{ref}
$S_{\alpha,RP}$	vrednost S_α za tip tal A in generično vrednost povratne dobe RP
$S_{\alpha,ref,X}$	vrednost $S_{\alpha,ref}$ za tip tal X, različen od A
S_β	spektralni pospešek pri nihajnem času T_β
$S_{\beta v}$	spektralni pospešek pri nihajnem času T_β za vertikalni spekter odziva
$S_{\beta,ref}$	vrednost S_β za tip tal A in referenčno povratno dobo T_{ref}
$S_{\beta,RP}$	vrednost S_β za tip tal A in generično vrednost povratne dobe RP
$S_{\beta,ref,X}$	vrednost $S_{\beta,ref}$ za tip tal X, različen od A
$S_e(T)$	elastični spekter pospeškov
S_δ	indeks potresnega vpliva
S_y	pospešek na meji tečenja za ekvivalentni SDOF-model, ki znaša F_y^*/m^*
T	nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo
T_A	meja kratkih nihajnih časov, povezana s spektralnim pospeškom ničelne periode
T_B	spodnja meja konstantnega spektralnega pospeška
T_{Bv}	spodnja meja konstantnega spektralnega pospeška (vertikalni spekter pospeškov)
T_C	zgornja meja nihajnih časov v območju konstantnih spektralnih pospeškov
T_{Cv}	zgornja meja nihajnih časov v območju konstantnih spektralnih pospeškov (vertikalni spekter pospeškov)
T_D	nihajni čas na začetku območja konstantnih spektralnih pomikov
T_β	nihajni čas, ki določa elastični spekter; kadar ni drugače definiran, je $T_\beta = 1$ s
$T_{LS,CC}$	povratna doba potresa za mejno stanje LS in razred posledic CC
T_{ref}	referenčna povratna doba, ki ustreza mejnemu stanju SD in razredu posledic CC2
V_R	projektna odpornost krhkih mehanizmov
$V_{R,NC}$	odpornost krhkih mehanizmov pri mejnem stanju NC
α	globalni faktor efektivnega objekta, ki je enak produktu $k_{conf,b}k_{conf,s}$ kot je podano v standardu prEN 1992-1-1:2021
α'	koeficient, odvisen od robnih pogojev zidu

$\beta_{cc}(t)$	funkcija, s katero definiramo časovno naraščanje tlačne trdnosti betona
$\gamma_{LS,CC}$	faktor zmogljivosti, povezan z mejnim stanjem LS in razredom posledic CC
γ_{Rd}	parcialni faktor, ki upošteva negotovost pri določitvi končne deformacije (odpornosti) elementa, dobljen na podlagi stopnje vedenja (KL)
$\gamma_{Rd,NC,d}$	parcialni faktor kapacitete pomikov pri mejnem stanju NC
$\gamma_{Rd,NC,\theta}$	parcialni faktor odpornosti plastičnega mehanizma pri mejnem stanju NC
$\gamma_{Rd,NC,V}$	parcialni faktor odpornosti za krhke mehanizme pri mejnem stanju NC
γ_{sd}	parcialni faktor, ki upošteva negotovosti modeliranja obtežb glede na stanje konstrukcije (1,0 za nepoškodovane in 1,15 za poškodovane konstrukcije)
δ	koeficient, odvisen od razreda pomembnosti oz. razreda posledic obravnavane stavbe
δ_{NC}	deformacijski parameter, povezan s plastičnim mehanizmom v mejnem stanju NC
δ_y	deformacijski parameter z vrednostjo na meji tečenja
δ_u^{pl}	plastični del celotne deformacije
η	korekcijski faktor dušenja z vrednostjo $\eta = 1$ pri pet odstotnem dušenju
θ	povprečna rotacija armiranobetonskega elementa
θ_{u0}^{pl}	osnovna vrednost plastičnega dela rotacijske kapacitete elementa
θ_u^{pl}	plastični del povprečne rotacije
θ_u	končna povprečna rotacija armiranobetonskega elementa
θ_y	povprečna rotacija na meji tečenja
$\theta_{y,slip}$	povprečna rotacija zaradi zdrsa armature na meji tečenja
κ_{axial}	korekcijski faktor za končno rotacijo, ki upošteva osno silo
$\kappa_{confinment}$	korekcijski faktor za končno rotacijo, ki upošteva objetje zaradi prečne armature
$\kappa_{conformt}$	korekcijski faktor za končno rotacijo, ki upošteva neskladja s pravili za potresno projektiranje na osnovi ciljne duktilnosti
κ_{reinf}	korekcijski faktor za končno rotacijo betonskega elementa za asimetrično armaturo
$\kappa_{shearspan}$	korekcijski faktor za končno rotacijo, ki se nanaša na strižni razpon, drugačen od 2,5
λ	razmerje med povprečno rotacijo iz obremenitve in povprečno rotacijo elementa na meji tečenja (preliminarna analiza)
v	normalizirana osna sila
v_i	vrednost hitrosti strižnega valovanja v_s za i-to plast zemljine
ρ	prostorninska teža
ρ_i	razmerje med projektno odpornostjo in projektno obremenitvijo v prerezu.
ρ_{max}	največja vrednost izmed razmerij ρ_i
ρ_{min}	najmanjša vrednost izmed razmerij ρ_i
ρ_{sw}	razmerje $A_{sw}/b_w s_w$ prečne armature v smeri striga
ρ_{tot}	stopnja armiranja (A_s/A_c)
ϕ	koeficient, ki se upošteva pri računu $\Psi_{E,i}$, odvisen od kategorije objekta
ϕ_y	ukrivljenost na meji tečenja
χ	faktor, s katerim vrednotimo T_B na podlagi T_C
$\psi_{2,i}$	koeficient za kombinacijo, ki upošteva navidezno stalno stanje

$\psi_{E,i}$	koeficient za kombinacijo, ki upošteva, da obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po celotni konstrukciji
ω'	mehanski volumski delež vzdolžne armature v tlaku
ω_{tot}	mehanski volumski delež vzdolžne armature
AB	armirani beton
ARSO	Agencija Republike Slovenije za okolje
CC	angl. consequence class – razred posledic
CQC	angl. complete quadratic combination – popolna kvadratna kombinacija
Č	srb. čelik – jeklo
DC1	angl. ductility class 1 – razred duktilnosti 1
DC2	angl. ductility class 2 – razred duktilnosti 2
DC3	angl. ductility class 3 – razred duktilnosti 3
DL	angl. damage limitation – omejitev poškodb
FE	Fakulteta za elektrotehniko
GA	gladka armatura
KL	angl. knowledge level – stopnja poznavanja
KLD	angl. knowledge level of details – stopnja poznavanja detajlov
KLG	angl. knowledge level of geometry – stopnja poznavanja geometrije
KLM	angl. knowledge level of materials – stopnja poznavanja materialov
LS	angl. limit state – mejno stanje
MB	marka betona
MSN	mejno stanje nosilnosti
MSU	mejno stanje uporabnosti
NC	angl. near collapse – blizu porušitve
NF	naravni format
OP	angl. fully operational – polna uporabnost
PGD	projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja
PZI	projekt za izvedbo
SDOF	angl. single degree of freedom – ena prostostna stopnja
SRSS	angl. square root of sum of the squares – kvadratni koren vsote kvadratov
UL	Univerza v Ljubljani
ZAG	Zavod za gradbeništvo Slovenije
ZRMK	Zavod za raziskavo materiala in konstrukcij

»Ta stran je namenoma prazna«

1 UVOD

Zaradi katastrofalnih posledic potresov le-te uvrščamo med najnevarnejše naravne pojave, čeprav se lahko z ustreznim projektiranjem in gradnjo stavb dovolj dobro zaščitimo pred močnimi potresi. Potres, ki je 6. februarja 2023 prizadel Turčijo in Sirijo in v katerem je umrlo več kot 57.000 ljudi, porušenih ali močno poškodovanih pa je bilo več kot 164.000 stavb, vključno z novimi, kaže, da se družbe še vedno premalo zavedajo posledic močnih potresov, kar zavira aktivnosti v smeri krepitev potresne odpornosti družbe predno pride do močnih potresov.

Seizmološki podatki, zgodovinski potresi in potresi, ki so se nedavno zgodili v sosednjih državah, pričajo o tem, da je tudi Slovenija na seizmološko aktivnem območju. Iz poročila Seizmični stresni test stavbnega fonda Slovenije (Dolšek in sod., 2020) izhaja, da je stavbni fond v Sloveniji potresno neodporen. Simulacija ljubljanskega potresa iz leta 1895 nakazuje, da bi ta, če bi se zgodil v letu 2020, prizadel od 42 do 102 tisoč stavb ter povzročil škodo 7,2 milijarde evrov (mediana ocene izgub), kar je za državo, kot je Slovenija, zelo velika vsota, ki bi bila v letu 2023 zaradi inflacije in povečanih cen gradbenih del še precej večja.

S ciljem preventivnega ukrepanja je bila pripravljena in predana v javno obravnavo resolucije o krepitevi potresne varnosti z naslovom Prehitimo potres. Njen namen je vzpostaviti pravni okvir za ureditev tega področja, ozaveščati javnost o posledicah potresov in pomembnosti vlaganja v potresne utrditve, usposabljanje in izobraževanje strokovnjakov, ki bodo skrbeli za oceno potresne odpornosti stavb ter planiranje in izvedbo protipotresnih ukrepov.

Postopek ocena potresne odpornosti obstoječih stavb je v Sloveniji predpisan s standardom Evrokod 8-3 (SIST EN 1998-3:2005). Zaradi številnih novih spoznanj na področju potresnega inženirstva v zadnjih desetletjih je v pripravi nova različica standarda Evrokod 8-3, ki bo v veljavo prišla v roku nekaj let. S ciljem povečati razumevanje postopka za oceno potresne odpornosti stavb, ki ga predpisuje nova različica standarda, v magistrski nalogi postopek prikažemo in apliciramo na izbrano armiranobetonsko stavbo. Obravnavana stavba spada v stavbni fond Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani in je bila zgrajena na začetku šestdesetih let prejšnjega stoletja pred vzpostavitvijo predpisov na področju potresnega inženirstva. Eden od ciljev je da za stavbo, na kateri do zdaj niso bile izvedene nobene protipotresne utrditve, predlagamo konceptualne ukrepe za povečanje potresne odpornosti.

Naloga je strukturno razdeljena v osem poglavij. V drugem poglavju je opisan postopek za oceno potresne odpornosti, ki ga predpisuje delovna različica novega Evrokoda 8-3 z oznako EN1998-3 SC8 28-02-2021 N1023 (v nadaljevanju wd Evrokod 1998-3). Ker se ta standard navezuje tudi na druge Evrokod standarde, predstavimo tudi pomembnejše dele delovne različice standarda prEN 1998-1-1_2021_ENQ N1141 (v nadaljevanju wd Evrokod 1998-1-1).

V tretjem poglavju je opisan obravnavani objekt. Na podlagi pridobljene dokumentacije, ki je večinoma sestavljena iz starih načrtov in poročila statičnih izračunov, ter na podlagi pregledov, izvedenih na terenu, smo določili materiale, detajle in geometrijo konstrukcijskega sistema. Določili smo tudi stopnje poznavanja stavbe (angl. knowledge levels). V tem poglavju so predstavljena tudi pojasnila glede

pridobljene dokumentacije in predpostavke, ki smo jih opredelili zaradi nezmožnosti pridobitve potrebnih informacij iz razpoložljivih virov.

Računski model je opisan v četrtem poglavju. V programskem orodju ETABS je bil izdelan linearni model za preliminarno potresno analizo stavbe. Predstavljeni so postopek modeliranja konstrukcije, obtežbe in masa. Opisani so robni pogoji in predpostavke, ki smo jih opredelili pri modeliranju.

V petem poglavju so zbrani rezultati. Na začetku so predstavljeni rezultati iz modalne analize. Nato je opisen postopek preverjanja odpornosti v stebrih, in sicer za duktilne mehanizme. Izbrali smo tri stebre na različnih lokacijah v stavbi, da bi prikazali posebnosti, ki se pojavijo v enačbi zaradi dejavnikov, odvisnih od lokacije stebra v konstrukciji. Pri tem smo dobljeni rezultati za odpornost primerjali z obremenitvami, dobljenimi iz predhodno izvedene linearne modalne analize. Na koncu tega poglavja je kratek povzetek dobljenih rezultatov.

V šestem poglavju so predlagani ukrepi, s katerimi lahko izboljšamo potresno obnašanje stavbe. Ukrepi za povečanje potresne odpornosti obsegajo nove armiranobetonske stene v smereh X in Y na v naprej predvidenih lokacijah stavbe. Za stavbo utrjeno z novimi AB stenami smo ponovno izvedli preliminarno potresno analizo na osnovi modalne analize in elastičnega spektra pospeškov. Dobljene rezultate smo primerjali s tistimi, ko konstrukcija ni bila utrjena, in ugotovitve ustrezno pokomentirali.

Sedmo poglavje je namenjeno zaključku, v zadnjem pa so zbrani viri.

2 OPIS POSTOPKA OCENE POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČIH STAVB

V Sloveniji in drugod v Evropi je veliko starih stavb, ki so bile zgrajene v obdobju, ko pravilnikov o potresno odpornem načrtovanju ni bilo oziroma, če so bili sprejeti, niso več v skladu s sodobnimi standardi. Omenjene objekte bo zato treba prej ali slej preveriti in obnoviti oz. nadomestiti z novimi, potresno varnejšimi, objekti. Obravnava starih objektov je kompleksen proces, saj je povezan s številnimi neznankami. Inženirji želimo, da so nam na voljo vsi podatki, ki jih potrebujemo pri oceni objektov, saj na tak način zmanjšamo število predpostavk in so tako izbrane rešitve kakovostnejše in zanesljivejše. Ocena potresne odpornosti in utrditve objekta obsega več faz, in sicer pridobivanje podatkov, obravnavo podatkov, izvedbo potresne analize, predlaganje ukrepov za utrditev objekta, verifikacija predlaganih ukrepov na osnovi potresne analize in izdelavo projektne dokumentacije ter izvajanje projekta na terenu. S ciljem olajšanja dela inženirjev, lažjega sledenja in enotnosti v procesu so bili izdelani standardi. V Sloveniji in drugod po Evropi so na področju projektiranja gradbenih konstrukcij veljavni standardi Evrokod. Trenutno so v veljavi še vedno standardi prve generacije, ki je v Sloveniji obvezna od leta 2008. Z razvojem strokovnega področja je povezana potreba po posodobitvi, zato je v pripravi druga generacija standardov.

V tem poglavju predstavimo ključne zahteve standardov, ki smo jih uporabili pri potresni analizi in oceni potresne odpornosti obravnavane armiranobetonske stavbe.

2.1 Opis standardov

Uporaba standardov Evrokod je v Sloveniji obvezna od 1. 1. 2008. Za zdaj je še v veljavi prva generacija standardov. V obdobju 2012–2014 se je začela priprava druge generacije standardov. Trenutno se izvaja revizija do zdaj pripravljenih delovnih osnutkov. Celoten umik prve generacije je predviden za leto 2028 (Evropska komisija, 2023). Obstaja deset standardov Evrokod, ki obravnavajo različno tematiko (po novem jih bo enajst). Standard EN 1998 Evrokod 8 se nanaša na potresno odporno projektiranje. EN 1998 Evrokod 8 je sestavljen iz petih delov, in sicer: EN 1998-1 definira potresno obtežbo in podaja splošna pravila za potresno odporno projektiranje konstrukcije, EN 1998-2 vsebuje posebnosti, ki se nanašajo na projektiranje mostov, EN 1998-3 je namenjen za oceno in prenovo obstoječih stavb in mostov, EN 1998-4 vsebuje posebna pravila, ki se nanašajo na projektiranje silosov, rezervoarjev, stolpov, jamborov in dimnikov, in EN 1998-5 obravnava temelje in geotehnične vidike potresno odpornega projektiranja. Vsi standardi so medsebojno povezani in se vsebinsko dopolnjujejo. Zaradi obsežnosti standardov opis omejujemo samo na dele, ki neposredno zadevajo obravnavani problem, in podrobneje predstavljamo wd Evrokod 1998-1-1 in wd Evrokod 1998-3. To sta zgolj osnutka novih standardov in se bosta še spreminjala do končne potrditve. Prvi je pomemben zato, ker je v njem definirana potresna obtežba, poleg tega pa podaja tudi nekaj splošnih pravil pri modeliranju in analizi konstrukcij. Drugi podrobno obravnava pravila in parametre, ki se nanašajo samo na obstoječe konstrukcije. Podrobno opisujemo splošni del, ki se nanaša na vse konstrukcije, in del, ki obravnava armiranobetonske konstrukcije. Glede na to, da analiziramo obstoječo stavbo, se največkrat sklicujemo na standard wd Evrokod 8-3. Zaradi obsega standarda so za opis izbrani samo deli, ki so nujni pri obravnavi obstoječih armiranobetonskih stavb, oziroma deli, ki smo jih uporabili pri konkretni stavbi.

2.2 Predstavitev standarda prEN 1998-1-1_2021_ENQ (wd Evrokod 1998-1-1)

Wd Evrokod 1998-1-1 vsebuje splošne zahteve za projektiranje potresno odporne konstrukcije. Obsega sedem poglavij in podaja navodila za modeliranje in kontrolo konstrukcije, izpostavljene potresni obtežbi, ter definira potresno obtežbo. Pokriva vse vrste konstrukcij razen specialnih. Standard dopolnjuje tudi sedem dodatkov (aneksov). V nadaljevanju opisujemo postopek določanja potresne obtežbe ter na kratko predstavljamo splošna pravila in zahteve, ki jih upoštevamo pri modeliranju, analizi in kontroli konstrukcij.

2.2.1 Osnove potresno odpornega projektiranja

Enako kot v veljavnem standardu je tudi v novi različici standarda osnovni cilj, da konstrukcije v primeru potresa z ustrezno stopnjo zanesljivosti izpolnjujejo naslednje zahteve:

- zaščita človeškega življenja,
- omejitev škode,
- zagotovitev, da ostanejo konstrukcije, pomembne za civilno zaščito, uporabne.

Obnašanje konstrukcije oziroma v kolikšni meri izpolnjujejo navedene zahteve, lahko merimo na podlagi stanja škode, ki lahko nastane pri potresu. Stanje škode dojamemo na podlagi mejnega stanja LS (angl. limit state). Po definiciji je mejno stanje tisto, pri katerem konstrukcija več ne izpolnjuje zahtevanih kriterijev (prEN 1990:2019, 2019). Novi predstandard razlikuje štiri mejna stanja:

- NC (angl. near collapse) – stanje blizu porušitve; stanje, pri katerem je konstrukcija močno poškodovana, z velikimi trajnimi pomiki, vendar je ohranjena njena vertikalna nosilnost (večina elementov je porušenih);
- SD (angl. significant damage) – stanje velikih poškodb; stanje, pri katerem je konstrukcija znatno poškodovana, z zmerno velikimi trajnimi pomiki, vendar je ohranjena njena vertikalna nosilnost (stene se niso porušile zunaj svoje ravnine, konstrukcijo je mogoče popraviti, vendar je to v večini primerov neekonomično);
- DL (angl. damage limitation) – stanje omejitve poškodb; stanje, pri katerem je konstrukcija rahlo poškodovana, z zanemarljivimi trajnimi pomiki, zmožnost, da konstrukcija prenese prihodnje potrese, ni zmanjšana (elementi ohranijo nosilnost, vendar z zmanjšano togostjo, vidne so lahko manjše razpoke na stenah, popravilo konstrukcije je ekonomično);
- OP (angl. fully operational) – stanje polne uporabnosti; stanje, pri katerem je konstrukcija rahlo poškodovana in je popravilo ekonomično (storitve ali bivanja v stavbi zaradi popravila ni treba zapreti oz. prekiniti in lahko obratuje nemoteno).

Pri tem se SD in NC nanašata na zahtevo po neporušitvi objekta, DL in OP pa na zahtevo o omejitvi poškodb.

V kolikšni meri konstrukcija izpolnjuje zahteve, je seveda odvisno tudi od potresne obtežbe, ki jo je treba določiti na podlagi povratne dobe. Povratna doba $T_{LS,CC}$ je vezana na navedena mejna stanja in na razred posledic konstrukcije.

Definicijo razreda posledic povzemamo po prEN 1990:2019 (2019) (angl. third revised draft) (v nadaljevanju wd Evrokod 1990). Stavbe so klasificirane na nekoliko drugačen način kot v obstoječi

različici. Do zdaj so bile stavbe po standardu razvrščane v štiri razrede pomembnosti, ki so označeni z rimskimi številkami I, II, III in IV. V novi različici razvrščanje poteka glede na razred posledic CC (angl. consequence class). Predvideni razredi so CC0, CC1, CC2, CC3 in CC4. Wd Evrokod 1998-1-1 se uporablja samo za stavbe razredov CC1, CC2 in CC3. Na podlagi posledic stavbe za civilno varnost po potresu razred CC3 loči še podskupini CC3-a in CC3-b. Če stavbe niso drugače klasificirane, spadajo v skupino CC2. V CC1 spadajo stavbe manjše pomembnosti. CC3-a so stavbe, katerih potresna odpornost je pomembna glede na posledice, povezane s poružitvijo. Mednje spadajo šole, dvorane, v katerih se zbirajo ljudje, kulturne ustanove itd. CC3-b so stavbe, ki so življenjskega pomena za civilno zaščito, kot so bolnišnice, gasilske postaje in vse stavbe, ki morajo po potresu ostati operativne. V skupino CC4 vštevamo specialne konstrukcije. To so v večini primerov stavbe, v katerih se shranjujejo nevarne snovi oziroma vsebujejo nevarne inštalacije. Zadnja skupina ni v celoti pokrita s standardom wd Evrokod 1998-1-1.

Vrednost povratne dobe $T_{LS,CC}$, ki se nanaša na mejno stanje SD in na razred pomembnosti CC2, se vzame za referenčno in ima vrednost $T_{ref}=475$ let. Če povratna doba ni znana, alternativno določitev potresne obtežbe lahko izvedemo s faktorjem zmogljivosti $\gamma_{LS,CC}$. Postopek določitve potresne obtežbe je podrobno predstavljen v razdelku 2.2.3.

2.2.2 Modeliranje, analiza in kontrola

Modeliranje je zelo pomemben del celotnega procesa, saj so rezultati odvisni od kakovosti modela. Standard wd Evrokod 1998-1-1 podaja splošna navodila za pravilno modeliranje. Če povzamemo: model konstrukcije mora biti tak, da ustrezno predstavlja distribucijo togosti in mase po konstrukciji s ciljem zajema vseh deformacijskih oblik, nastalih pod vplivom potresa. Treba je tudi upoštevati dušenje. Če za izračun uporabljamo nelinearne analize, je treba upoštevati tudi distribucijo nosilnosti in deformacijske kapacitete.

Poleg konstrukcije je treba modelirati tudi maso. Masa je sestavljena iz stalne in spremenljive obtežbe, določimo pa jo z naslednjim izrazom:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

V enačbi koeficient $\psi_{E,i}$ upošteva možnost, da koristna obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po celotni površini. Ta koeficient upošteva tudi nepopolno sodelovanje mase s konstrukcijo v primeru potresa zaradi šibke povezave med njima. Izračunamo ga z naslednjim:

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

Vrednost ϕ prevzamemo iz standarda prEN 1998-1-2:2020 N1100 (v nadaljevanju wd Evrokod 1998-1-2). Podatki so razvidni iz preglednici 1. Faktor $\psi_{2,i}$ prevzamemo iz standarda wd Evrokod 1990, aneksa A, tabele A.1.7.

Preglednica 1: Minimalne vrednosti ϕ za izračun $\psi_{E,i}$

Table 1: Minimum value of ϕ for calculating $\psi_{E,i}$

Tip spremenljive obtežbe	ϕ
Kategorije od A do C	(1) 0,5
Druge kategorije	1,0

Pri modeliranju potresne obtežbe je treba upoštevati negotovost glede lokacije mas in distribucije togosti. V standardu wd Evrokod 1998-1-2 je zahteva, da s projektno potresno obtežbo upoštevamo vsaj minimalni torzijski efekt okrog navpične osi. Standard za izpolnitev tega pogoja predvideva, da mora biti naravna ekscentričnost mase $e_{0,i,j}$ (razlika med masnim središčem in središčem togosti) večja od minimalne ekscentričnosti $e_{\min,i,j}$, izračunane z enačbo (3):

$$e_{\min,i,j} = 0,05L_{i,j} \quad (3)$$

Pri tem je $L_{i,j}$ dolžina etaže j , ki je pravokotna na smer potresne obtežbe i . Če je naravna ekscentričnost manjša od minimalne, jo, kadar uporabljamo pristop na podlagi sil, upoštevamo tako, da na vsako etažo dodamo dodaten torzijski moment, ki ga izračunamo z enačbo (4):

$$M_{i,j} = e_{i,j} \times F_{i,j} \quad (4)$$

Pri tem sta:

$F_{i,j}$	horizontalna sila, ki deluje na obravnavani etaži j v smeri i
$e_{i,j}$	večja vrednost od $e_{0,i,j}$ in $e_{\min,i,j}$, če uporabljamo ravninski model, in $e_{0,i,j}$ i $-e_{\min,i,j}$, če uporabljamo 3D-model

Če uporabljamo nelinearne analize, je ekscentričnost samodejno zajeta pri računanju ciljnih pomikov. V nekaterih računalniških programih ekscentričnost mase lahko upoštevamo tako, da središče mase umetno prestavimo po tlorisu.

Nekonstruktivske elemente modeliramo, če vplivajo na obnašanje stavbe pri potresu. Upoštevati je treba tudi konstrukcije, ki so v neposredni bližini in lahko ovirajo pomik stavbe med potresom.

V modelih za obstoječe konstrukcije upoštevamo srednje vrednosti materialnih karakteristik. Ko izvajamo linearne analize, je treba upoštevati sekantno efektivno togost materiala. Pri armiranobetonskih konstrukcijah upoštevamo razpokanost prereza. Lahko upoštevamo tudi pozitivni vpliv deformabilnosti temeljev. Pri nelinearni analizi je treba ustrezno upoštevati tudi plastično obnašanje elementov in vsaj bilinearno zvezo med silami in deformacijami. Pri armiranobetonskih konstrukcijah lahko upoštevamo tudi trilinearno zvezo, da natančneje prikažemo togost pred pojavom razpok in po njem. Na ustrezen način je treba upoštevati tudi ciklično degradacijo zaradi narave potresne obtežbe.

Učinke potresa v konstrukciji lahko preverjamo po dveh različnih pristopih. Prvi je osnovan na silah (angl. force-based approach), drugi pa na pomikih (angl. displacement-based approach). Za prvi pristop se uporabljajo linearne metode analize, in sicer metoda z vodoravnimi silami in modalna analiza s spektri odziva. Ti metodi se lahko uporabijo za verifikacijo mejnega stanja SD, pri čemer se uporabi reducirani spekter pospeškov. Spekter reduciramo s faktorjem q . Metodo lahko uporabimo tudi za izračun mejnih stanj DL in OP, vendar pri tem uporabimo elastičen oz. reduciran spekter s faktorjem obnašanja 1. Metoda na osnovi sil praviloma ni dovoljena za izračun obremenitev za verifikacijo mejnega stanja NC. Za NC uporabljamo metodo na osnovi pomikov. Ta pristop se v večini primerov izvaja z nelinearno potresno analizo, kot je potisna analiza.

Konstrukcija se smatra potresno odporna, če dokažemo, da projektna odpornost pod vplivom projektne potresne obtežbe ni presežena. Potresni vpliv in odpornost prikazujemo v obliki posplošenih sil ali

posplošenih pomikov, in sicer v odvisnosti od uporabljene metode. Za vsak element moramo preveriti, ali velja naslednje:

$$E_d \leq R_d \quad (5)$$

Pri tem sta:

E_d	projektna potresna obremenitev
R_d	projektna odpornost

Pri preverjanju elemente v konstrukciji razdelimo v dve skupini, in sicer elemente z duktilnim porušnim mehanizmom (grede, stebre in stene v upogibu, z osno silo ali brez nje) in elemente s krhkim porušnim mehanizmom (strižne mehanizme v gredah, stebre stene in spoje). V odvisnosti od tega izberemo tudi način preverjanja.

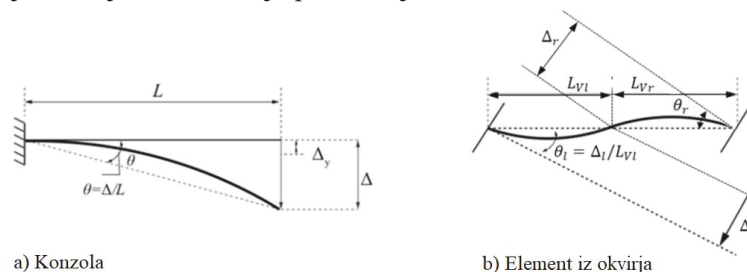
Pri metodi na podlagi sil primerjamo projektno odpornost s projektno obremenitev izraženo s posplošenimi silami v elementih. Uporabljamo metodo načrtovanja sil (angl. capacity design). Če uporabljamo pristop na podlagi pomikov, preveritev mejnega stanja SD oziroma NC izvedemo glede na:

- lokalne deformacije,
- pomike ekvivalentnega modela SDOF.

Pri mejnih stanjih SD in NC preverimo tudi globalno stabilnost konstrukcije (zdrs in prevrnitev).

Deformacije elementov, ki stečejo pri upogibni obremenitvi, so definirane s povprečno rotacijo θ (angl. chord rotation). Povprečna rotacija predstavlja kot med tetivo, ki povezuje konec elementa in točko elementa, v kateri je moment $M=0$ (prevojna točka), in tangento na os na koncu tega elementa (Mpampatsikos in sod., 2008). Razdalja med prevojno točko in koncem elementa je definirana kot strižni razpon $L_V = M/V$. Povprečna rotacija θ je sestavljena iz zasuka vozlišča in zasuka, ki se zgodi zaradi različnih premikov na obeh krajiščih elementa.

Račun povprečne rotacije je odvisen tudi od načina podpiranja krajiščnih elementov. V standardu wd Evrokod 1998-1-1 je za lažje razumevanje predstavljena slika 1.



Slika 1: Definicija povprečne rotacije glede na standard wd Evrokod 1998-1-1 (wd Evrokod 1998-1-1, 2022)

Figure 1: Definition of a chord rotation according to wd Eurocode 1998-1-1 (wd Eurocode 1998-1-1, 2022)

Ker za obstoječe konstrukcije velja priporočilo, da se preverjajo glede na mejno stanje NC, kot je navedeno v razdelku 2.3.3, so v nadaljevanju opisana pravila za to mejno stanje. Za preverjanje duktilnih mehanizmov pri pristopu s pomiki uporabimo naslednji izraz:

$$\delta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{Rd,NC,\theta}} (\delta_y + \delta_u^{pl}) \quad (6)$$

Pri tem je $\gamma_{Rd,NC,\theta}$ parcialni faktor, ki ustreza mejnemu stanju NC, in sicer za lokalne deformacije, δ_{NC} je deformacijski parameter, povezan s plastičnim mehanizmom v mejnem stanju NC, δ_y je deformacijski parameter z vrednostjo na meji tečenja in δ_u^{pl} je plastični del celotne deformacije. Za preverjanje krhkih mehanizmov se uporablja naslednji izraz:

$$V_{R,NC} = \frac{V_R}{\gamma_{Rd,NC,V}} \quad (7)$$

Pri tem je $\gamma_{Rd,NC,V,\theta}$ parcialni faktor, ki ustreza mejnemu stanju NC, V_R je projektna odpornost krhkih mehanizmov in $V_{R,NC}$ je odpornost krhkih mehanizmov pri mejnem stanju NC.

Če preverjanje izvajamo po pristopu s pomiki, in sicer na podlagi pomika ekvivalentnega modela SDOF, uporabimo naslednji izraz:

$$d_{NC}^* = \frac{d_u^*}{\gamma_{Rd,NC,d}} \quad (8)$$

Pri tem je $\gamma_{Rd,NC,d}$ parcialni faktor, ki ustreza mejnemu stanju NC, in sicer za globalno obnašanje konstrukcije, d_{NC}^* je pomik ekvivalentnega modela SDOF, ki ustreza mejnemu stanju NC, in d_u^* je vrednost kontrolnega pomika, ko je dosežena končna deformacija.

Krhke mehanizme preverimo ob upoštevanju metode načrtovanja sil. Podrobnejše informacije glede modeliranja in postopek preverjanja so predstavljeni v razdelku 2.3, kjer je opisan standard wd Evrokod 1998-3, ki se nanaša izključno na obstoječe objekte.

2.2.2.1 Modalna analiza

Ker smo se v magistrski nalogi omejili na linearne metode modeliranja, smo za iskane rezultate uporabili modalno analizo. Pri taki analizi je pogoj upoštevanje vseh nihajnih oblik, ki pomembno vplivajo na globalni odziv konstrukcije. Glede standarda wd Evrokod 1998-1-1 je ta princip izpolnjen, če je zadoščeno a) ali b):

- Upoštewane so vse nihajne oblike, za katere vsota efektivnih mas znaša vsaj 90 odstotkov celotne mase konstrukcije, nihajni čas zadnje upoštewane oblike pa je večji od T_A (meja kratkih nihajnih časov, povezana s spektralnim pospeškom ničelne periode).
- Upoštevene so vse nihajne oblike, katerih nihajni časi presegajo T_B (spodnja meja konstantnega spektralnega pospeška), in vsaj ena nihajna oblika, pri kateri nihajni čas ni daljši od T_B . Vse nadaljnje nihajne oblike se upoštevajo z rezidualno nihajno obliko, katere spektralni pospešek je enak spektralnemu pospešku zadnje upoštewane oblike.

Ko uporabljamo prostorski model, je treba ta pravila upoštevati za vse relevantne smeri.

2.2.2.1.1 Kombiniranje modalnih odzivov

Modalne odzive lahko kombiniramo z metodo kvadratnega korena vsote kvadratov (angl. square root of sum of the squares (SRSS)), če so izpolnjeni določeni pogoji standarda wd EN 1998-1-1.

Modalne odzive vedno lahko kombiniramo z metodo popolne kvadratne kombinacije (angl. complete quadratic combination (CQC)). Ker v današnjem času uporabljamo računalniške programe, v katerih sta metodi že vgrajeni, vedno lahko izberemo metodo CQC, za katero so pogoji vedno izpolnjeni.

2.2.2.1.2 Kombiniranje potresnega vpliva iz različnih smeri

Po standardu je horizontalne komponente vpliva mogoče kombinirati z metodo SRSS. Kot alternativa se lahko uporabljata tudi naslednji enačbi:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (9)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (10)$$

Pri tem so:

"+"	predznak, ki pomeni kombinacijo in ki ga moramo razumeti tako, da kombinacija daje najneugodnejše razmerje
E_{Edx}	potresni vpliv za izbrano os x
E_{Edy}	potresni vpliv za izbrano os y

To pomeni, da učinek obeh vodoravnih komponent potresnega vpliva upoštevamo tako, da predpostavimo 100-odstotno delovanje potresa v eni in 30-odstotno v drugi smeri ter nasprotno. Če upoštevamo še vertikalno komponento potresa, jo dodamo na naslednji način:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (11)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \quad (12)$$

$$0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \quad (13)$$

Pri tem je:

E_{Edz}	vertikalna komponenta projektnega potresnega vpliva
-----------	---

2.2.3 Potresna obtežba

2.2.3.1 Tipi tal

Za določanje potresne obtežbe je najprej treba določiti tip tal, na katerem je oziroma bo konstrukcija postavljena. Najprej ugotovimo, ali je teren stabilen. Teren lahko opredelimo kot stabilnega, če ni nevarnosti za trajne posedke zaradi likvefakcije, zloma na terenu, nestabilnosti zaradi nagnjenosti ali zgoščevanja zemljine pod vplivom potresa. Če taka nevarnost obstaja, morajo biti izvedene dodatne analize v skladu s prEN 1998-5:2021 (delovna različica standarda Evrokod 8 za geotehniko).

Na splošno lahko tla uvrstimo v eno izmed šestih kategorij (A–F). Če se zaradi specifik terena (trda skala, globoki bazeni, zelo mehka tla, neregularno plasten profil) pojavi potreba po dodatnih kategorijah, lahko na podlagi seizmične rajonizacije dodamo več kategorij. Kategorizacijo terena lahko izvedemo na podlagi hitrosti strižnega valovanja v_i in globine kamninske tvorbe H_{800} , pri čemer hitrost strižnega valovanja znaša najmanj 800 m/s. Če ta podatka manjkata, lahko to storimo tudi glede navodila v dodatku B tega standarda. Za določitev navedenih parametrov je treba izvesti raziskave do vsaj 30 m

globine pod površino terena. Pri dokumentirani omejeni variabilnosti terena standard dovoljuje, da se kategorizacija terena izvede tudi na podlagi meritev, izvedenih v neposredni bližini oziroma ne več kot 100 m oddaljenosti.

2.2.3.2 Spekter pospeškov

Kot referenčni prikaz je treba potresno nevarnost opisati z dvema spektralnima pospeškoma:

- $S_{\alpha, \text{ref}}$ je referenčni največji spektralni pospešek, ki ustreza območju konstantnega pospeška vodoravnega petodstotnega dušenega elastičnega odzivnega spektra, za tip tal A in povratno dobo T_{ref} .
- $S_{\beta, \text{ref}}$ je referenčni spektralni pospešek pri nihajnem času $T_{\beta} = 1$ s pri petodstotnem kritičnem dušenju za tip tal A in povratno dobo T_{ref} .

Parametra morajo določiti pristojni organi vsake države. Odgovorna institucija v Sloveniji je Agencija Republike Slovenije za okolje (ARSO). Ustrezni organ izvede kartiranje potresne nevarnosti, in sicer na čim gostejšo mrežo, kar omogoča pridobitev natančnejših podatkov. Podatki se nato lahko združujejo v seizmične cone, ki jih karakterizira določena stopnja seizmičnosti, ki lahko vpliva tudi na obilo spektra pospeškov. Razlikujemo štiri stopnje seizmičnosti, kot je prikazano v preglednici 2.

Preglednica 2: Razpon vrednosti $S_{\alpha, 475}$, ki definirajo nivo seizmičnosti

Table 2: Range of $S_{\alpha, 475}$ values to define level of seismicity

Stopnja seizmičnosti	$S_{\alpha, 475}$ [m/s ²]
zelo nizka	< 1,0
nizka	1,0–2,5
zmerna	2,5–5,0
visoka	> 5,0

Standard predvideva, da se parameter $S_{\beta, \text{ref}}$ lahko določi na dva načina:

- a) Izračunamo ga z enačbo (14):

$$S_{\beta, \text{ref}} = f_h S_{\alpha, \text{ref}} \quad (14)$$

Pri tem so:

- $f_h = 0,2$ za zelo nizke stopnje seizmičnosti,
- $f_h = 0,3$ za zmerno stopnje seizmičnosti,
- $f_h = 0,4$ za visoke stopnje seizmičnosti.

- b) Pridobimo ga iz študije potresne nevarnosti obravnavane lokacije in ga kartiramo sočasno s $S_{\alpha, \text{ref}}$.

V standardu je referenčna povratna doba $T_{\text{ref}} = 475$ let, ki ustreza mejnemu stanju SD in stavbi razreda pomembnosti CC2, za referenčni tip tal pa se izbere tip tal A. Za povratne dobe, ki so različne od T_{ref} , bodisi zaradi vpliva mejnega stanja bodisi zaradi vpliva razreda pomembnosti stavb, standard dodatno vpeljuje spektralna pospeška $S_{\alpha, \text{RP}}$ in $S_{\beta, \text{RP}}$, pri čemer RP predstavlja drugačno povratno dobo. $S_{\alpha, \text{RP}}$ in $S_{\beta, \text{RP}}$ ustrežata tipu tal A, izračunamo pa ju lahko na dva načina:

- a) iz kart spektralnih pospeškov za določene povratne dobe;

- b) iz faktorjev zmogljivosti $\gamma_{LS,CC}$, s katerimi pomnožimo referenčne spektralne pospeške, kot je prikazano z enačbama (15) in (16):

$$S_{\alpha,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\alpha,ref} \quad (15)$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} S_{\beta,ref} \quad (16)$$

Faktor $\gamma_{LS,CC}$ je podan v wd Evrokod 1998-1-2 in ga prikazujemo v preglednici 3.

Preglednica 3: Faktorji zmogljivosti

Table 3: Performance factors

Mejno stanje	Razred posledic (CC)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1,2	1,5	1,8	2,2
SD	0,8	1	1,2	1,5
DL	0,4	0,5	0,5	0,6

Povratne dobe v odvisnosti od mejnega stanja in razred posledic so podani tudi v standardu prEN 1998-1-2:2020, kar prikazujemo v preglednici 4.

Preglednica 4: Povratne dobe potresnega vpliva (v letih)

Table 4: Return periods of seismic action in years

Mejno stanje	Razred posledic (CC)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	800	1600	2500	5000
SD	250	475	800	1600
DL	50	60	600	100

Standard dovoljuje, da je referenčna potresna nevarnost izračunana tudi za tla, drugačna od tipa A. Pri tem se spektralna parametra $S_{\alpha,ref}$ in $S_{\beta,ref}$ spremenita v $S_{\alpha,ref,X}$ in $S_{\beta,ref,X}$. Tak pristop v Sloveniji za zdaj ni predviden, zato ga dodatno ne razlagamo (Maučec, 2022).

Preden opišemo spektralni pospešek, je treba izpostaviti, da standard predvideva razvrščanje potresne obtežbe v razrede. Razred obtežbe ni enak stopnji seizmičnosti. Določimo ga na podlagi indeksa S_δ , ki je definiran z naslednjo enačbo (17):

$$S_\delta = \delta F_\alpha F_T S_{\alpha,475} \quad (17)$$

Pri tem so:

δ	koeficient, odvisen od razreda pomembnosti oz. razreda posledic obravnavane stavbe
F_α	amplifikacijski faktor tal za kratke nihajne čase
F_T	amplifikacijski faktor tal, odvisen od topografije
$S_{\alpha,475}$	maksimalni spektralni pospešek za povratno dobo 475 let in tip tal A

Koeficient δ dobimo iz preglednice v standardu wd Evrokod 1998-1-2 in ga prikazujemo v preglednici 5.

Preglednica 5: Vrednosti δ za stavbe

Table 5: δ values for buildings

	Razred posledic (CC)			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
δ	0,60	1,0	1,25	1,60

Glede na S_δ so razredi potresnega vpliva definirani v skladu s podatki v preglednici 6.

Preglednica 6: Razpon vrednosti S_δ , ki definirajo razred potresnega vpliva

Table 6: Range of S_δ values to define seismic action classes

Razred obtežbe	razpon vrednosti S_δ (m/s ²)
zelo nizek	< 1,30
nizek	1,30–3,25
srednji	3,25–6,50
visok	> 6,50

Indeks S_δ je pomemben, ker vpliva na določitev tipa tal, faktorja amplifikacije zaradi tipa tal, na zahteve pri projektiranju (izbiro metode za analizo) konstrukcije, itd.

2.2.3.2.1 Spektralni pospešek

Potresno obtežbo na dani lokaciji je treba prikazati s horizontalnim in z vertikalnim elastičnim spektrom pospeškov. Elastični spekter je podan z obema parametroma $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$ ter amplifikacijskimi faktorji terena.

Horizontalni elastični spekter je definiran iz naslednje enačbe:

$$0 \leq T < T_A : S_e(T) = \frac{S_\alpha}{F_A} \quad (18)$$

$$T_A \leq T < T_B : S_e(T) = \frac{S_\alpha}{T_B - T_A} \left[\eta(T - T_A) + \frac{T_B - T}{F_A} \right] \quad (19)$$

$$T_B \leq T < T_C : S_e(T) = \eta S_\alpha \quad (20)$$

$$T_C \leq T < T_D : S_e(T) = \eta \frac{S_\beta T_\beta}{T} \quad (21)$$

$$T \geq T_D : S_e(T) = \eta T_D \frac{S_\beta T_\beta}{T^2} \quad (22)$$

Pri tem so:

$S_e(T)$	elastični spekter pospeškov
T	nihajni čas sistema z eno prostostno stopnjo
S_α	največji odzivni spektralni pospešek (petodstotno dušenje), ki ustreza konstantnemu delu spektra
S_β	spektralni pospešek pri nihajnem času $T_\beta (= 1 \text{ s})$
T_β	$= 1 \text{ s}$

T_A	nihajni čas, do katerega so vsi spektralni pospeški enaki spektralnemu pospešku pri nihajnem času 0 s in znaša 0,02 s
T_B	spodnja meja nihajnih časov v območju konstantnih spektralnih pospeškov, definirana z enačbami od (23) do (25); vrednost parametra χ je podana v preglednici 7
	$T_B = \frac{T_C}{\chi}, \text{ če je } 0,05 \text{ s} \leq \frac{T_C}{\chi} \leq 0,05 \text{ s} \quad (23)$
	$T_B = 0,05 \text{ s}, \text{ če je } \frac{T_C}{\chi} \leq 0,05 \text{ s} \quad (24)$
	$T_B = 0,10 \text{ s}, \text{ če je } \frac{T_C}{\chi} > 0,10 \text{ s} \quad (25)$
T_C	zgornja meja nihajnih časov v območju konstantnih spektralnih pospeškov, definirana z enačbo (26)
	$T_C = \frac{S_\beta T_\beta}{S_\alpha} \quad (26)$
T_D	nihajni čas na začetku območja konstantnih spektralnih pomikov, (preglednica 7)
η	korekcijski faktor dušenja z vrednostjo $\eta = 1$ pri petodstotnem dušenju
F_A	razmerje med $S_{\alpha\alpha}$ in spektralnim pospeškom pri ničelnem nihajnem času (preglednica 7)

Preglednica 7: Vrednosti parametrov, ki definirajo standard elastičnega spektra

Table 7: Values of parameters defining the standard elastic response spectrum

T_A (s)	F_A	χ	T_D (s)
0,02	2,5	4	2, če je $S_{\beta,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2$ 1 + $S_{\beta,RP}$, če je $S_{\beta,RP} > 1 \text{ m/s}^2$ (pri čemer je $S_{\beta,RP}$ v m/s^2)

Če je $T_C \geq 1 \text{ s}$, je treba izvesti posebne raziskave za določanje horizontalnega spektra. Spektralna pospeška S_α in S_β se določata z naslednjima enačbama:

$$S_\alpha = F_T F_\alpha S_{\alpha,RP} \quad (27)$$

$$S_\beta = F_T F_\beta S_{\beta,RP} \quad (28)$$

Pri tem so:

F_α	amplifikacijski faktor tal za kratke nihajne čase
F_β	amplifikacijski faktor tal za srednje dolge nihajne čase ($T = T_\beta$)
F_T	amplifikacijski faktor, odvisen od topografije (preglednica 9)
$S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$	parametra, podana z enačbama (15) in (16)

Amplifikacijska faktorja F_α in F_β pridobimo na podlagi preglednici 8.

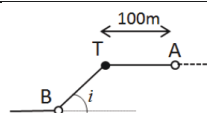
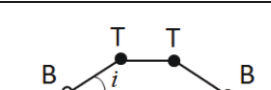
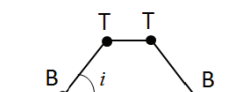
Preglednica 8: Amplifikacijska faktorja F_α in F_β za teren standardne kategorije

Table 8: Site amplification factors F_α and F_β for a standard category site

Tip tal	F_α		F_β	
	H_{800} in $v_{s,H}$ sta znani	Privzeta vrednost	H_{800} in $v_{s,H}$ sta znani	Privzeta vrednost
A	1,0	1,0	1,0	1,0
B	$\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,40r_\alpha}$	$1,3(1-0,1 S_{\alpha,RP}/g)$	$\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,40r_\beta}$	$1,6(1-0,2 S_{\beta,RP}/g)$
C		$1,6(1-0,2 S_{\alpha,RP}/g)$		$2,3(1-0,3 S_{\beta,RP}/g)$
D		$1,8(1-0,3 S_{\alpha,RP}/g)$		$3,2(1-S_{\beta,RP}/g)$
E	$\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,40r_\alpha \frac{H}{30} \left(4-\frac{H}{10}\right)}$	$2,2(1-0,5 S_{\alpha,RP}/g)$	$\left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,70r_\beta \frac{H}{30}}$	$3,2(1-S_{\beta,RP}/g)$
F	$0,90 \left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,40r_\alpha}$	$1,7(1-0,3 S_{\alpha,RP}/g)$	$1,25 \left(\frac{v_{s,H}}{800}\right)^{-0,70r_\beta}$	$4,0(1-S_{\beta,RP}/g)$
Kjer sta: $r_\alpha = 1 - \frac{S_{\alpha,RP}/g}{v_{s,H}/150}$ in $r_\beta = 1 - \frac{S_{\beta,RP}/g}{v_{s,H}/150}$				

Preglednica 9: Amplifikacijski faktor topografije za enostavne topografske nepravilnosti

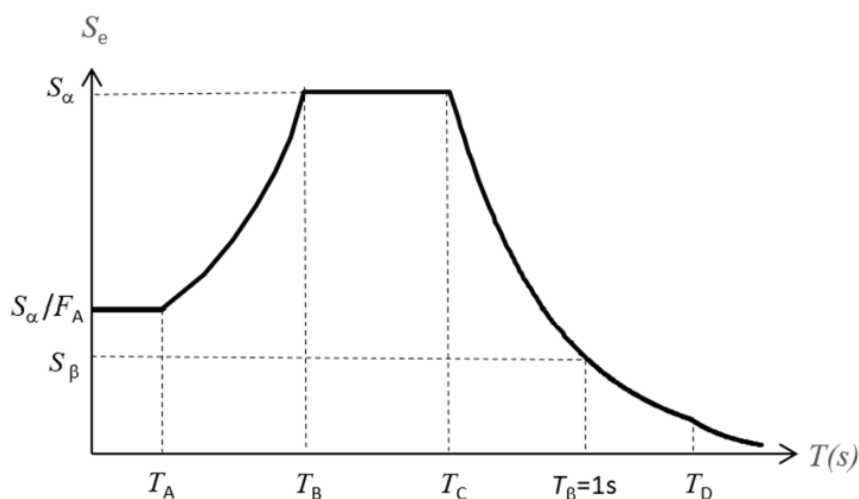
Table 9: Topography amplification factors for simple topographic irregularities

Opis topografije	F_T	Poenostavljena skica
Ravna površina tal, pobočja in izolirani grebeni s povprečnim naklonom pobočja $i < 15^\circ$ ali z višino > 30 m	1,0	/
Pobočja s povprečnim kotom naklona $i > 15^\circ$	1,2	
Grebeni, katerih širina na vrhu je veliko manjša kot na dnu, in s povprečnim naklonom pobočja $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2	
Grebeni, katerih širina na vrhu je veliko manjša kot na dnu, in s povprečnim naklonom pobočja $i > 30^\circ$	1,4	

V primeru topografskih nepravilnosti, in sicer, kadar je višina večja od 30 m kadar so povprečni koti naklona večji od 15° in samo za tipe tal A in B, je treba pri izračunu spektralnih pospeškov S_α , in S_β upoštevati amplifikacijski faktor zaradi topografij F_T glede na

Preglednica 9. V drugih primerih je ta enak 1,0.

V nadaljevanju na sliki 2 prikazujemo še horizontalni elastični spekter odziva.



Slika 2: Oblika elastičnega spektra odziva (horizontalni spekter) (wd Evrokod 1998-1-1, 2022)
Figure 2: Elastic response spectrum shape (with horizontal log scale) (wd Eurocode 1998-1-1, 2022)

V primeru zahteve po izračunu vertikalne potresne obtežbe je treba izračunati še vertikalni spekter pospeškov. Izračunamo ga po enačbah od (29) do (32), s to razliko, da parametre S_α , S_β , T_B in T_C nadomestimo s $S_{\alpha v}$, $S_{\beta v}$, T_{Bv} in T_{Cv} . Izračunamo jih z naslednjimi enačbami:

$$S_{\alpha v} = f_{va} S_\alpha \quad (29)$$

$$S_{\beta v} = f_{v\beta} S_\beta \quad (30)$$

$$T_{Cv} = \left[\frac{S_{\beta v} T_\beta}{S_{\alpha v}} \right] \quad (31)$$

$$T_{Bv} = 0,05 \text{ s} \quad (32)$$

Pri tem sta:

$$f_{va} = \begin{cases} 0,6 & \text{če je } S_\alpha < 2,5 \text{ m/s}^2 \\ 0,04 S_\alpha + 0,5 & \text{če je } 2,5 \text{ m/s}^2 \leq S_\alpha \leq 7,5 \text{ m/s}^2 \text{ (pri tem je } S_\alpha \text{ v m/s}^2\text{)} \\ 0,8 & \text{če je } S_\alpha > 7,5 \text{ m/s}^2 \end{cases} \quad (33)$$

$$f_{v\beta} = 0,6 \quad (34)$$

2.3 Predstavitev standarda EN-1998-3 SC8 28-02-2021

Wd Evrokod 1998-3 opredeljuje kriterije za oceno potresne odpornosti obstoječih objektov (stavb in mostov). Opisuje postopke za izbiro in izvajanje meritev ter pregled dokumentacije in določa kriterije ter možne načine za načrtovanje potresne prenove. Nanaša se samo na posamezne objekte in ni namenjen za oceno ranljivosti populacije objektov. Sestavljen je iz 12 poglavij, od katerih so prva tri namenjena predstavitvi standarda (1. obseg, 2. reference, 3. predstavitev terminov). Četrto poglavje podaja pojasnila za osnove projektiranja, peto vsebuje informacije za pridobivanje podatkov in oceno, šesto podaja navodila za modeliranje in analizo, sedmo zadeva načrtovanje intervencije v konstrukciji.

Poglavja od osmega do enajstega se nanašajo na specifične materiale (8. armiranobetonske stavbe, 9. jeklene in kompozitne stavbe, 10. lesene stavbe, 11. zidane stavbe). Poglavje 12 se nanaša izključno na prenovo mostov. Ta standard vsebuje tudi šest prilog oziroma aneksov (A, B, C, D, E in F), ki dopolnjujejo glavno vsebino. Ker obravnavamo armiranobetonsko stavbo, v nadaljevanju opisujemo dele standarda, ki se nanašajo na tovrstne objekte.

2.3.1 Informacije za oceno konstrukcije in stopnje vedenja

Ocena potresne odpornosti obstoječih stavb je kompleksnejša, kot je običajno pri novih stavbah. Taki objekti so bili večinoma zgrajeni v obdobju, ko potresnih predpisov ni bilo. Med gradnjo so bili velikokrat uporabljeni materiali slabše kakovosti, projektna dokumentacija pa je nepopolna oziroma celo ne obstaja. Poleg tega so bili v obdobju uporabe objekta verjetno izvedeni nekateri konstrukcijski in drugi posegi v stavbo. Lahko se je spreminjal tudi namen stavbe. Zato je zelo pomembno, da pred oceno potresne odpornosti pridobimo vse možne podatke o stavbi in na ta način čim bolj zmanjšamo negotovosti pri oceni potresne odpornosti stavbe.

Standard wd Evrokod 1998-3 priporoča, da se podatki zbirajo iz različnih virov, in sicer:

- obstoječe dokumentacije;
- generičnih virov podatkov, kot so standardi, zakoni in praksa, ki so veljali v obdobju gradnje stavbe;
- terenske preiskave in meritve;
- destruktivne in nedestruktivne *in situ* in laboratorijske raziskave.

Koristno je, da iz različnih virov pridobljene podatke na koncu navzkrižno preverimo. Pri morebitni neskladnosti kot relevantne podatke upoštevamo podatke pridobljene z *in situ* raziskavami. Na tem mestu dodamo še opombo glede dokumentacije, natančneje konstrukcijske risbe. V standardu je definirano, da glede na fazo projektne dokumentacije so risbe lahko projektne (angl. design), izdelane med projektiranjem, risbe s projekta za izvedbo del (angl. construction) in risbe s projekta izvedenih del (angl. as built). Standard risbe glede ravni informacij razvršča v dve kategoriji, in sicer obrisne risbe (angl. outline), s katerih lahko razberemo podatke za geometrijo konstrukcijskega sistema, in detajlne risbe (angl. detailed), s katerih poleg geometrijskih lahko razberemo tudi podatke za detajle (armaturo, spoje itd.).

Informacije, ki jih je treba zagotoviti iz navedenih virov, so naslednje:

- določitev konstrukcijskega sistema;
- identifikacija tipa temeljev;
- identifikacija terena (ugotovitev, ali obstajajo vzroki za nestabilnost (nagnjen teren, posedek zaradi likvefakcije, zlom) in določitev kategorije terena, ki je vhodni podatek pri določitvi potresne obtežbe);
- informacije o geometrijskih karakteristikah prečnih prereзов in vgrajenih materialov;
- identifikacija možnih napak v konstrukciji;
- pridobitev informacije, ali je bila stavba projektirana za potres, in kateri standardi so bili uporabljeni pri projektiranju;

- opis namembnosti stavbe;
- ocena možne spremembe namembnosti stavbe;
- informacije o prejšnjih in zdajšnjih konstrukcijskih poškodbah ter njihovih popravkih v preteklosti.

Pri armiranobetonskih konstrukcijah je zelo pomembno osredinjenje na fizično stanje armature in betona. Preveriti je treba morebitne degradacije zaradi karbonatizacije, pojav korozije armature itd. To je pomembno, kajti na podlagi tega določimo parcialni faktor γ_{sd} , ki upošteva negotovost modeliranja obremenitve glede na stanje konstrukcije (1,0 za nepoškodovane in 1,15 za poškodovane konstrukcije). Pozorni moramo biti tudi na morebitno diskontinuiteto na poti prenosa horizontalnih obtežb po konstrukciji.

2.3.1.1 Stopnje vedenja o stavbi

Obseg in kakovost zbranih informacij kvantitativno prikazujemo na podlagi stopnje vedenja KL (angl. knowledge levels). Informacije razvrščamo v tri kategorije, in sicer KLG za geometrijo, KLD za detajle in KLM za materiale. KL je v različnih delih stavbe lahko različen. Na podlagi kakovosti in obsega informacij, pridobljenih iz dokumentov, ter na podlagi obsega izvedenega pregleda na terenu vsaka kategorija oziroma vsak KL zavzame eno od naslednjih vrednosti:

- 1 – minimalno,
- 2 – povprečno,
- 3 – visoko.

Obseg raziskave je označen s črkami L (angl. limited – omejena), E (angl. extended – razširjena) in C (angl. comprehensive – celovita):

- *Limited*: Postopek preverjanja ujemanja med dejanskimi podrobnostmi konstrukcije z razpoložljivo dokumentacijo in s konstrukcijskimi risbami.
- *Extended*: Ta postopek se uporablja, kadar originalna detajlna dokumentacija ni na voljo oziroma niso izvedeni testi, ki določajo karakteristike materialov.
- *Comprehensive*: Kadar originalna dokumentacija ni na voljo, kadar testi, ki določajo karakteristike materialov, niso na voljo in kadar se zasleduje višja raven poznavanja.

Na podlagi določenih stopenj vedenja se določa tudi parcialni faktor γ_{RD} , ki ga uporabimo za izračun odpornosti elementov.

2.3.1.1.1 KLG (podatki o geometriji)

Informacije glede geometrije moramo zbrati za elemente, ki vplivajo na obnašanje stavbe pri potresu. Lahko gre za primarne konstrukcijske elemente ali pomožne elemente (angl. ancillary elements). KLG določimo za vsak tip konstrukcijskega elementa (gredo, steber, zid itd.). Če obstaja simetrija, jo lahko upoštevamo s ciljem, izognitve dvojnemu delu pri podobnih elementih. Doseženi KLG podamo na podlagi preglednice 10.

Preglednica 10: Opredelitev stopnje vedenja o geometriji konstrukcije (KLG) na podlagi zbranih informacij

Table 10: KLG of geometry as a function of collected information

Originalna dokumentacija (splošne ali detajlne risbe)	Obseg raziskave		
	L	E	C
Ni na voljo.	KLG1	KLG2	KLG3
Nepopolna	KLG2	KLG3	
Popolna	KLG3		

Pri armiranobetonskih konstrukcijah zbrani podatki o geometrijskih karakteristikah vključujejo:

- identifikacijo konstrukcijskega sistema, ki prevzame horizontalne obtežbe (v obeh smereh stavbe);
- orientacijo plošč, nosilnih v eno smer;
- prečne prereze (globino in širino) grede, stebrov in sten;
- širino pasnice pri T-gredah (kot jih definira FprEN 1992-1-1:2021 7.2.3(2));
- možno ekscentričnost v spojih med osmi nosilcev in stebrov.

2.3.1.1.2 KLD (podatki o konstrukcijskih detajlih)

Pri pregledu detajlov imajo prednost destruktivne metode, vendar so dovoljene tudi nedestruktivne. Doseženi KLD za vsak tip elementa podamo na podlagi preglednice 11.

Preglednica 11: Opredelitev stopnje vedenja o konstrukcijskih detajlih (KLD na podlagi zbranih informacij)

Table 11: KLD on construction details as a function of collected information

Originalna dokumentacija (splošne ali detajlne risbe)	Obseg pregleda		
	L	E	C
Ni na voljo.	KLD1	KLD2	KLD3
Nepopolna	KLD2	KLD3	
Popolna	KLD3		

Pri armiranobetonskih konstrukcijah morajo zbrani podatki vključevati naslednje:

- količino vzdolžne armature v elementih;
- količino in detajle prečne armature v kritičnih conah;
- količino armature v ploščah, ki prispevajo k prenosu negativnega upogibnega momenta v T in L grede;
- dolžino ležišč ter način podpiranja horizontalnih elementov;
- velikost krovnege sloja;
- dolžino prekrivanja vzdolžne armature.

2.3.1.1.3 KLM (podatki o materialih)

Podobno kot za detajle in geometrijo, stopnje vedenja KL za materiale podajamo na podlagi preglednice 12.

Preglednica 12: Opredelitev stopnje vedenja o konstrukcijskih materialih (KLM) na podlagi zbranih informacij

Table 12: KLM on materials as a function of collected information on concrete or steel reinforcement

Originalna dokumentacija (splošne ali detajlne risbe)	Obseg testiranja		
	L	E	C
Ni na voljo.	KLM1	KLM2	KLM3
Nepopolna	KLM2	KLM3	
Popolna	KLM3		

Za izbiro stopnje vedenja v standardu wd Evrokod 1998-3 je za materiale podan podrobnejši opis. Sicer je navedeno, da je stopnja KLM1 (minimalno poznavanje) lahko dosežena, kadar podatki o materialnih karakteristikah niso na voljo ne iz razpoložljive dokumentacije in ne iz raziskav. V takem primeru se uporabljajo privzete vrednosti iz standardov in predpisov, veljavnih v obdobju gradnje. KLM2 je dosežen, ko so podatki dostopni ali iz razširjenih raziskav ali iz razpoložljive dokumentacije, podprte z omejenimi raziskavami na terenu. Najvišjo stopnjo vedenja KLM3 lahko prevzamemo, kadar so podatki dostopni iz celovite raziskave na terenu oziroma iz originalnih poročil o testiranju materiala, dopolnjeni s podatki iz omejene raziskave na terenu ali iz originalne projektne dokumentacije in s podatki iz razširjene terenske raziskave.

Če podatkov o zidanih konstrukcijah ne moremo pridobiti iz raziskave na terenu oziroma iz projektne dokumentacije, jih lahko po izvedenem vizualnem ogledu prevzamemo neposredno iz standarda wd Evrokod 1998-3. Podatki so navedeni v preglednici E.1 v aneksu E.

Pri armiranobetonskih konstrukcijah se osredinjamo na:

- trdnost betona (tlačno trdnost);
- mejo tečenja, mejo porušitve in deformacijo na meji porušitve.

Druge vrednosti, kot so modul elastičnosti, natezna trdnost in druge, lahko določimo posredno na podlagi tlačne trdnosti.

Za projektne vrednosti vgrajenih materialov se upoštevajo povprečne vrednosti. V standardu so predpisani tudi postopki za določitev teh vrednosti. Za nove materiale, ki se uporabljajo pri potresni utrditvi, se uporabljajo karakteristične vrednosti.

KL_G, KL_D in KL_M ni treba preverjati natanko za vsak element, če so izpolnjeni določeni pogoji. Standard podaja navodila za minimalno število konstrukcijskih elementov p , ki jih moramo preveriti za izpolnitev zahtev o potrebnem obsegu raziskav (omejenem, razširjenem, popolnem). To je podano z enačbo (35).

$$p = p_1 n^c \leq 100 \quad (35)$$

Pri tem so:

n	skupno število elementov iste skupine
p_I	koeficient, ki ga prevzamemo iz Preglednica 13
c	koeficient, ki ga prevzamemo iz Preglednica 13

Navodila za določitev števila n so podana v standardu. Lahko upoštevamo simetrijo in ponavljanje elementov ter na ta način zmanjšamo obseg dela. Tako določeno število se v glavnem nanaša na elemente, pri katerih preverjamo geometrijske karakteristike. Število detajlov in število elementov, pri katerih moramo preveriti materialne karakteristike, lahko dodatno zmanjšamo, če najprej izvedemo preliminarno analizo (razdelek 2.3.2), na podlagi katere določimo kritična mesta v konstrukciji. V tem primeru se pri določitvi materialnih karakteristik število n v enačbi (35) nanaša samo na elemente na kritičnih mestih.

Preglednica 13: Minimalne zahteve za različne ravni raziskave za vertikalne elemente

Table 13: Minimum requirements for different levels of survey (vertical elements)

Nivo raziskave	Omejeno (L)	Razširjeno (E)	Popolno (C)
p_I	200	250	300
c	0,8	0,6	0,5

2.3.2 Preliminarna analiza

Preliminarno analizo izvedemo šele, ko poznamo geometrijo konstrukcije, saj geometrijske podatke potrebujemo za pripravo matematičnega modela. Cilj preliminarne analize je, da inženir dobi jasnejšo predstavo o obnašanju konstrukcije pri potresni obtežbi. Postopek izvedbe preliminarne analize je podrobneje razložen v dodatku A, kjer sta navedena glavna cilja te analize, in sicer:

- ugotoviti kritična mesta v konstrukciji in na ta način pripraviti učinkovitejši načrt za nadaljnje raziskave in pridobitev informacij;
- preveriti, ali je možna kontrola konstrukcije na podlagi mejnega stanja velikih poškodb SD (angl. significant damage) na podlagi q-faktorja namesto priporočenega mejnega stanja blizu porušitve NC.

Za armiranobetonske in jeklene konstrukcije za preliminarno analizo se lahko uporabljajo linearno elastične metode, in sicer modalna analiza ali metoda s horizontalnimi silami z elastičnim nereduciranim spektrom. Za zidane konstrukcije je treba izvesti nelinearno analizo »pushover«.

Pri modeliranju za materialne karakteristike vzamemo povprečne vrednosti. Upoštevamo razpokane prereze. Njihovo togost upoštevamo kot 25-odstotno togost nerazpokanega prereza.

Preliminarna analiza, ki je opisana v standardu, se verificira na podlagi pomikov (angl. displacement based). Zato so vplivi podani v obliki povprečne rotacije θ (angl. chord rotation). Rezultat preliminarne analize je razmerje λ , ki je definirano v enačbi (36) in predstavlja razmerje med potresnimi zahtevami in kapaciteto elementa.

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_y} \quad (36)$$

Potresne zahteve θ je treba določiti z uporabo potresne sile, določene z elastičnim spektrom in na podlagi mejnega stanja blizu porušitve NC. Za konstrukcije, pri katerih projektiranju ni upoštevana metoda načrtovanja sil, lahko določitev θ omejimo samo na stebre. V tem primeru θ lahko aproksimiramo z etažnim zamikom (angl. drift ratio). Rotacija (angl. chord rotation) na meji tečenja θ_y je definirana na podlagi enačbe (37).

$$\theta_y = 2 \cdot \frac{\phi_y L_v}{3} \quad (37)$$

Pri tem je ϕ_y ukrivljenost na meji tečenja, L_v pa razdalja od prevojne točke momentov do krajišča elementa, ki je enaka razmerju med momentom in prečno silo v prerezu. Izraz (37) je poenostavljen in se lahko uporabi samo za preliminarno analizo.

Pri preliminarni analizi imamo tudi poenostavljene izraze za določitev ϕ_y :

- $\phi_y = 1,75f_y/(E_s h)$ za grede in stebre pravokotnega prereza;
- $\phi_y = 1,57f_y/(E_s h)$ za grede in stebre s T, U, H ali prazne prereze;
- $\phi_y = 1,44f_y/(E_s h)$ za stene.

Pri tem je f_y napetost na meji tečenja za armaturo, E_s je modul elastičnosti armature in h je višina prereza. Najkritičnejši deli objekta so tisti, v katerih je razmerje potresnih zahtev in kapacitete največje.

2.3.3 Modeliranje, analiza in kontrola

2.3.3.1 Modeliranje

Glede na informacije, zbrane v postopku, opisanem v razdelku 2.3.1, izdelamo računski model. Tukaj navajamo samo dodatne zahteve pri izdelavi računskega modela za obstoječe konstrukcije. Splošni kriteriji glede modeliranja so podani v razdelku 2.2.2. Model mora zadoščati kriteriju, da se lahko za vsak element preveri, kako se ta obnaša pod vplivom kombinacije potresne in druge obtežbe, ki jih predvideva standard wd Evrokod 1990. Ko je možno, v modelu zajamemo tudi vpliv vseh konstrukcijskih poškodb, nastalih med obratovanjem objekta (kot so poškodbe, nastale med predhodnimi potresi). Standard dovoljuje, da pri modeliranju določene konstrukcijske elemente upoštevamo kot »sekundarne«. Sekundarni so elementi, ki ne prispevajo oziroma zelo malo prispevajo (manj kot 15 odstotkov) k togosti konstrukcijskega sistema, ki prenaša horizontalne obtežbe, zato jih za preverjanje potresne odpornosti ne modeliramo. Morajo pa ti elementi vseeno ves čas prenašati vertikalne obtežbe. Vertikalno obtežbo morajo prenašati tudi po nastalih pomikih zaradi potresne obtežbe. V tem primeru upoštevamo teorijo drugega reda, (P- Δ) efekt. Standard wd Evrokod 1998-3 definira tudi »nekritične« elemente. Ti, tako kot sekundarni, ne prispevajo k prenašanju potresne obtežbe. »Nekritični« se med potresom lahko porušijo, vendarle s tem ne smejo ogroziti človeškega življenja ali preostalega konstrukcijskega sistema.

Upoštevamo povprečne vrednosti materialnih karakteristik. Za armiranobetonske konstrukcije med linearno analizo (razen metode s q-faktorjem) in nelinearno analizo upoštevamo togost kot sekantno vrednost pri tečenju, in sicer:

- začetno togost (preden nastane tečenje) elementa definiramo glede na moment tečenja M_y in njemu ustrezno rotacijo θ_y ; vrednost momenta tečenja ustreza tečenju prve plasti armature;

- togost elementa dobimo kot srednjo vrednost togosti obeh krajišč v elementu, izračunane z naslednjo enačbo:

$$\frac{M_y L_V}{3\theta_y} \quad (38)$$

Pri tem je L_V polovica svetlega razpona obravnavanega elementa. Pri preliminarni analizi, kot je navedeno v razdelku 2.3.2, lahko za togost elementov upoštevamo 25-odstotno togost nerazpokanega prereza.

2.3.3.2 Analiza

Standard za analizo obstoječe konstrukcije predvideva uporabo pristopa na osnovi pomikov. Pristop na osnovi sil se lahko uporabi samo pri objektih, ki ležijo na območju z nizkim razredom seizmičnosti. To je utemeljeno z dejstvom, da se pri pristopu na osnovi sil zanašamo na globalno duktilno obnašanje, da potrebe po duktilnosti ostanejo konstantne po celotni konstrukciji, ter na zmožnost prerazporejanja nosilne kapacitete po konstrukciji. Pri obstoječih konstrukcijah to ne velja, zato se uporabljajo nizki q-faktorji, ki temeljijo samo na dodatni nosilnosti materiala. To povzroči zelo konservativne rezultate, ki dostikrat ne odražajo realnega obnašanja konstrukcije. V standardu so podane vrednosti za q-faktorje, ki se lahko uporabijo samo pri preverjanju mejnega stanja SD. Pri tem se izvede linearna analiza z reduciranim spektrom.

Pri pristopu na osnovi pomikov se lahko uporabljajo linearna elastična analiza (modalna analiza), nelinearna potisna (»pushover«) analiza in nelinearna dinamična analiza, kjer potresno obtežbo definiramo z akceleroگرامi. Ker so nelinearne analize zahtevnejše in časovno potratne, v vsakdanji praksi še niso široko uporabljene. Da bi lahko uporabili linearne analize za določitev neelastičnih upogibnih deformacij, je treba najprej preveriti, kako je po konstrukciji porazdeljeno razmerje ρ_i (enačba (39), ki predstavlja razmerje obremenitvijo i-tega elementa $E_{d,i}$, ki jih podajamo v obliki momentov M_E na koncu vsakega elementa, ki ga dobimo z linearno analizo, in pripadajočo odpornost elementa $R_{d,i}$, ki jo podamo v obliki upogibne odpornosti prereza na koncu elementa na podlagi analize prereza (fib, 2010). Da bi lahko uporabili to metodo, razmerje med največjim in najmanjšim dobljenim ρ_i ne sme biti večje od 2,5, torej $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ ne presega 2,5. Pri tem se upoštevajo samo ρ_i -ji, ki so večji od 1. Teoretična podlaga za uporabo te metode je predstavljena v razdelku 2.3.4.

$$\rho_i = \frac{E_{d,i}}{R_{d,i}} \quad (39)$$

2.3.3.3 Kontrola

Po priporočilih standarda obstoječe konstrukcije kontroliramo za vsa mejna stanja, kot minimum pa je zahtevana kontrola za NC. Pri obstoječih konstrukcijah ne zadošča kontrola SD mejnega stanja, kot je značilno za nove konstrukcije, saj obstoječe konstrukcije nimajo ustrezne duktilnosti, ker večinoma niso projektirane po metodi načrtovanja nosilnosti. To pomeni, da ne moremo trditi, da če je izpolnjena kontrola za SD, je samodejno izpolnjena tudi za NC kot višja zahteva. Kot je že večkrat omenjeno, je potresna obtežba odvisna od izbrane povratne dobe, ki pa je navezana na mejno stanje. Wd Evrokod 1998-3 za obstoječe konstrukcije dovoljuje izbiro drugih povratnih dob, kot pa so predvidene za nove,

če je tako določeno v nacionalnem dodatku ali je tako odločeno za posamezni projekt. Če takega določila ni, se uporabljajo priporočila standarda, kot so podana za nove konstrukcije (razdelek 2.2.3.2), kjer je razložena določitev potresne obtežbe. Kot smo že navedli, je treba zadostiti kriteriju, da je projektna obremenitev E_d manjša oziroma enaka kot projektna odpornost R_d . Kontrolo izvedemo z metodo s parcialnim faktorjem. Parcialni faktor γ_{sd} uporabimo za določitev projektne obremenitve, tako da z njim povečamo vplive iz potresne analize. Faktor upošteva negotovost pri oceni obremenitve glede na stanje konstrukcije (1,0 za nepoškodovane in 1,15 za poškodovane konstrukcije).

Parcialni faktor γ_{Rd} uporabimo za določitev projektne odpornosti, tako da z njim delimo odpornost. Vrednosti tega faktorja so odvisne od stopnje poznavanja konstrukcije KL.

V standardu so za armiranobetonske konstrukcije opisani postopki za določevanje odpornosti kritičnih mest v stebrih, in sicer za primer, ko za analizo uporabljamo pristop s pomiki. Posebej je treba izvesti kontrolo za duktilne mehanizme, krhke mehanizme in za spoje.

2.3.3.3.1 Duktilni mehanizmi

Postopek za duktilne mehanizme je naslednji. Za elementi, ki se niso plastificirali, lahko kontrolo za opredeljeno mejno stanje izvedemo po standardu wd Evrokod 1998-1-2, ki obravnava nove stavbe.

Za elemente, ki so se plastificirali, je treba kontrolo izvesti na podlagi deformacijske kapacitete oziroma mejne rotacije. Deformacijske kapacitete za elemente θ_u , ki so se plastificirali, definiramo na podlagi povprečne rotacije elementa. V delovni različici standarda wd Evrokod 1998-1-3 je podan samo postopek za stebre, medtem ko za druge elemente, kot so grede, takega postopka ni. V nadaljevanju predstavljamo samo postopek za stebre. Pri tem upoštevamo stebre, ki so armirani z gladko armaturo, palice se medsebojno prekrivajo na prehodu iz enega v drugo nadstropje in na koncu je vsaka vzdolžna palica zavita, torej ima kljuko (angl. hook).

Mejna rotacija za obstoječe elemente je podana z enačbo (40).

$$\theta_u = \theta_y + a_{bars} \theta_u^{pl} \quad (40)$$

Pri tem so:

θ_y	povprečna rotacija strižnega razpona L_v na meji tečenja
θ_u^{pl}	plastični del povprečne rotacije betonskega prereza
a_{bars}	≤ 1 je redukcijski koeficient, ki upošteva tip armature (rebrasta, gladka) in dolžine prekritja palic

Poznamo različna pravila za elemente s kontinuirano rebrasto armaturo brez prekrivanja, elemente z rebrasto armaturo s prekrivanjem in elemente z gladko armaturo s prekrivanjem. Ker smo obravnavali stavbo, v katere je vgrajena gladka armatura, postopek opisujemo samo za ta del.

Povprečna rotacija θ_y strižnega razpona L_v na meji tečenja določimo na podlagi naslednje enačbe:

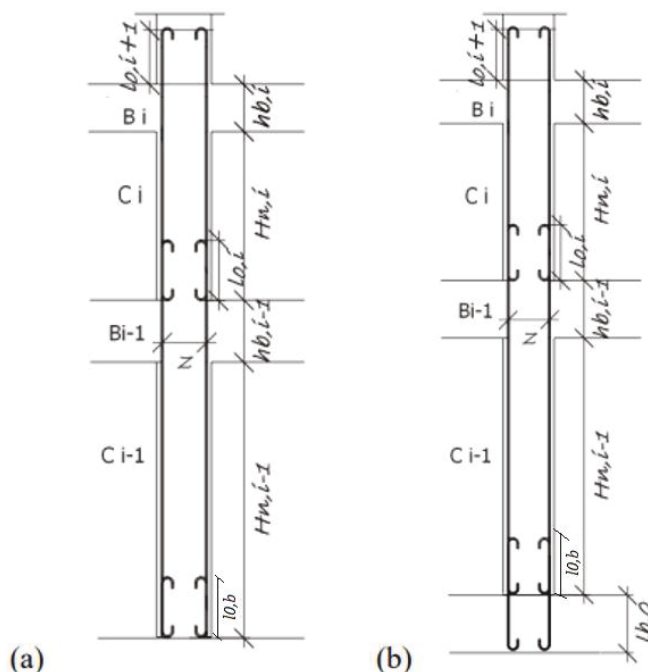
$$\theta_y = \frac{M_y}{EI_c} \cdot \frac{L_v}{3} + \frac{\phi_y d_{bL} f_y}{8 \sqrt{f_c}} + \theta_{y,slip} \quad (41)$$

Pri tem so:

M_y	moment na meji tečenja
-------	------------------------

ϕ_y	ukrivljenost na meji tečenja
EI_c	togost nerazpokanega bruto prereza
d_{bL}	premer vzdolžne palice
f_y	povprečna vrednost natezne trdnosti na meji tečenja vzdolžnih palic (MPa)
f_c	povprečna vrednost tlačne trdnosti betona (MPa)
$\theta_{y,slip}$	zasuk na koncu elementa, ki nastane zaradi zdrsa vzdolžne natezne palice

M_y in F_y se pri elementih, armiranih z gladko armaturo, lahko določita ob predpostavki, da ravni prerezi ostanejo ravni (Bernulijeva teorija) in materiali linearni, vse dokler ne steče natezna armatura. Če je pri tem dolžina prekrivanja armature večja od desetkratnika premera palice, se lahko za tlačno armaturo upoštevata oba para palic. Določevanje $\theta_{y,slip}$ je odvisno od pozicije vozlišča, za katero izvajamo račun. Postopek prikazujemo v nadaljevanju in se pri tem za lažje razumevanje oznak sklicujemo na sliko 3.



Slika 3: Steber z gladko armaturo s preklpom na nivoju nadstropja, geometrija in oznake: (a) vmesne etaže, (b) spodnja etaža (slika privzeta iz wd Evrokod 1998-3, 2021 in dopolnjena z dodatnimi oznaki)

Figure 3: Column with smooth bars lap-spliced at floor levels, geometry and notation: (a) intermediate storeys of multi-storey column; (b) lower most storey (figure taken from wd Eurocode 1998-3, 2021 supplemented with additional labels)

Pomen oznak na sliki 3:

H_i	celotna višina i -te etaže
$H_{n,i}$	svetla višina i -te etaže
$h_{b,i}$	višina grede na vrhu i -te etaže
$l_{o,i}$	dolžina prekrivanja armature na dnu stebra v i -ti etaži
$l_{b,0}$	dolžina začetne palice, ki povezuje steber s temelji (dolžina sidranja)

- Če palice potekajo neprekinjeno iz enega v drugo nadstropje, kot je to običajno izvedeno na vrhu stebra pri vseh etažah razen vrhnji, $\theta_{y,slip}$ izračunamo z enačbo (42).

$$\theta_{y,slip} = \phi_y l_{oy,min} \quad (42)$$

Pri tem je $l_{oy,min}$ minimalna sidrna dolžina gladkih palic, da lahko razvijejo napetost na meji tečenja. Izračunamo jo z naslednjo enačbo:

$$l_{oy,min} = \frac{0,5 d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (43)$$

Pri tem sta f_y in f_c v MPa.

- Če imajo palice kljukaste končnice in se prekrivajo na mestih pri prehodu iz ene v drugo etažo, se $\theta_{y,slip}$ izračuna z enačbo (44). To je po navadi na dnu etaže (razen najnižje etaže).

$$\theta_{y,slip} = \frac{\phi_y l_{oy,min}}{2} \left(1 + \min \left[1; \frac{\left(1 + \frac{f_{o,b}}{f_y} \right) \cdot l_o}{l_{oy,min}} \right] \right) \quad (44)$$

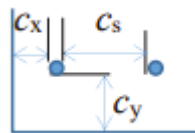
Pri tem je l_o dolžina prekritja palic na dnu stebra, $f_{o,b}$ pa maksimalna napetost, ki jo palica lahko razvije pri kljuki na dnu in je enaka napetosti f_o , definirana z enačbo (45):

$$f_o = 60 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{25}} \left(\frac{20}{d_{bL}} \right)^{0,2} \{ \min [2; k_{corr}] \} \quad (45)$$

Pri tem je:

$$k_{corr} = \left(\min \left(3,5; \frac{c_{min}}{d_{bL}} \right) \right)^{0,25} \cdot \left(\min \left(5; \frac{c_{max}}{c_{min}} \right) \right)^{0,1} + 12 k_{conf} \min \left(0,05; \frac{a_{sw}}{d_{bL} n_b} \right) \quad (46)$$

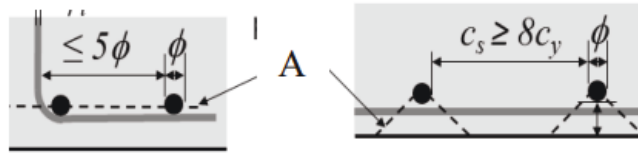
Tukaj je d_{bL} podan v mm, c_{min} je definiran kot $\min (c_x; c_y; c_s/2)$, c_{max} je definiran kot $\max (c_x; c_y; c_s/2)$; oznake so prikazane na sliki 4.



Slika 4: Definicija krovnega sloja, palice in razdalja med njimi (wd Evrokod 1998-3, 2021)

Figure 4: Definition of bars cover and spacing (wd Eurocode 1998-3, 2021)

Parameter n_b je število parov palice, ki se prekrivajo v potencialni coni porušitve, faktor k_{conf} predstavlja efektivnosti objekta, ki je odvisen od konfiguracije prečne armature glede na razpoke, ki se pojavijo v coni prekrivanja palic (1,0 za prečno armaturo, ki je v potencialni coni porušitve, kot je prikazano na sliki 5 (levo), 0,25 za armature znotraj krovnega sloja c_y , kot je prikazano na sliki 5 (desno), in 0 v drugih primerih), a_{sw} je enak A_{sw}/s in predstavlja skupno površino prečne armature, ki poteka čez cono porušitve na enoto dolžine v območju prekrivanja vzdolžnih palic, A_{sw} je površina skupna površina prečne armatura, s je medosna razdalja stremen, E_s pa elastični modul jekla.



Slika 5: Pravila za krovni sloj – A je potencialna cona porušitve (vir: wd Evrokod 1998-3)

Figure 5: Concrete cover rules – A is a potential splitting cone (source: wd Eurocode 1998-3)

- Na vrhu zgornje etaže se lahko uporabi naslednji izraz:

$$\theta_{y,slip} = \frac{\phi_y l_{oy,min}}{2} \left(1 + \min \left[1; \frac{\left(1 + \frac{f_{o,t}}{f_y} \right) \cdot l_b}{l_{oy,min}} \right] \right) \quad (47)$$

Pri tem je l_b je sidrna dolžina palic na vrhu zadnje etaže (običajno v ploščo oziroma gredo), $f_{o,t}$ pa maksimalna napetost, ki jo zasidrna palica lahko razvije pri kljuki in je enaka napetosti f_o , definirana z enačbo (45):

- Na spodnji strani v najnižji etaži oziroma na zgornji strani toge kleti se $\theta_{y,slip}$ lahko izračuna z enačbo (48).

$$\theta_{y,slip} = \frac{\phi_y l_{oy,min}}{2} \left(\min \left[1; \frac{\left(1 + \frac{f_{o,b0}}{f_y} \right) \cdot l_{b,0}}{l_{oy,min}} \right] + \min \left[1; \frac{\left(1 + \frac{f_{o,b}}{f_y} \right) \cdot l_o}{l_{oy,min}} \right] \right) \quad (48)$$

Pri tem je $f_{o,b0}$ maksimalna napetost, ki se lahko razvije na kljuki sidrane palice v temelju (enačba (45)), $f_{o,b}$ in l_o pa imata isti pomen kot v zgornjih primerih.

Ko izračunamo povprečno rotacijo na meji tečenja θ_y , lahko za vsak element (steber) določimo efektivno togost, kot je prikazano v enačbi (49). V tej enačbi je M_y moment na meji tečenja, ki ga dobimo iz analize prereza. Oznaki *top* in *bot* pomenita spodnji in zgornji del stebra.

$$EI_{eff} = \left(\frac{M_{y,top,i}}{\theta_{y,top,i}} + \frac{M_{y,bot,i}}{\theta_{y,bot,i}} \right) \cdot \frac{H_i - h_{b,i}}{12} \quad (49)$$

Tako izračunano togost potem uporabimo v modelu s ciljem pridobitve pravih sil, ki delujejo na konstrukcijo.

Plastični del končne povprečne rotacije θ_u^{pl} izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \kappa_{axial} \kappa_{reinf} \kappa_{concrete} \kappa_{shearspan} \kappa_{confinment} \theta_{u0}^{pl} \quad (50)$$

Pri tem je θ_{u0}^{pl} osnovna vrednost kapacitete elementa s predpostavko, da je:

- element detajliran za duktilnostjo
- osna sila enaka 0
- simetrično armiranje na nasprotni strani v prerezu

- iv. trdnost betona enaka 25 MPa
- v. $L_v/h = M/V_h = 2,5$ (razmerje med strižnim razponom in višino prereza)

Pri teh predpostavkah θ_{u0}^{pl} je lahko:

- $= 0,039$ rad, če ima element (steber, greda) prerez, sestavljen iz pravokotnih oblik;
- $= 0,023$ rad, če je element pravokotna stena;
- $= 0,027$ rad, če je element stena v obliki T, I, H ali C ali je pravokotni prerez votel.

Koeficient κ_{conform} :

- $= 1$ za konstrukcije, skladne z DC3
- $= 0,9$ za konstrukcije, skladne z DC2
- $= 0,8$ za konstrukcije, skladne z DC1

Koeficient κ_{axial} je korekcijski faktor, ko je osna sila različna od 0, in je enak 0,2^v. Pri tem v predstavlja normalizirano osno silo in je določen z naslednjo enačbo:

$$v = N / (b h f_c) \quad (51)$$

Pri tem je N osna sila (pozitivna pri tlaku) in b je širina tlačne cone.

Koeficient κ_{reinf} je korekcijski faktor, ki upošteva nesimetrično armiranje in je določen z naslednjo enačbo:

$$\left[\frac{\max(0, 0.1; \omega')}{\max(0, 0.1; \omega_{\text{tot}} - \omega')} \right]^{0,25} \quad (52)$$

Pri tem je $\omega_{\text{tot}} = \rho_{\text{tot}} f_y / f_c$ in predstavlja mehanski volumski delež vzdolžne armature ($\rho_{\text{tot}} = \sum A_s / A_c$).
 $\omega' =$ je mehanski volumski delež vzdolžnih palic v tlaku ($\rho' = \sum A'_s / A_c$)

Koeficient κ_{concrete} je korekcijski faktor za trdnost betona, če je ta drugačna od 25 MPa. Določimo ga z naslednjo enačbo:

$$\left[\min \left(2; \frac{f_c (\text{MPa})}{25} \right) \right]^{0,1} \quad (53)$$

Koeficient $\kappa_{\text{shear span}}$ je korekcijski faktor, ki upošteva razmerje strižnega razpona, drugačno od 2,5. Določimo ga z naslednjo enačbo:

$$\left[\frac{1}{2,5} \min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right]^{0,35} \quad (54)$$

Koeficient $\kappa_{\text{confinment}}$ upošteva objetje betonskega prereza zaradi prečne armature in ga določimo z naslednjo enačbo:

$$24 \left(\frac{\alpha \rho_{sw} f_{yw}}{f_c} \right) \quad (55)$$

Pri tem so:

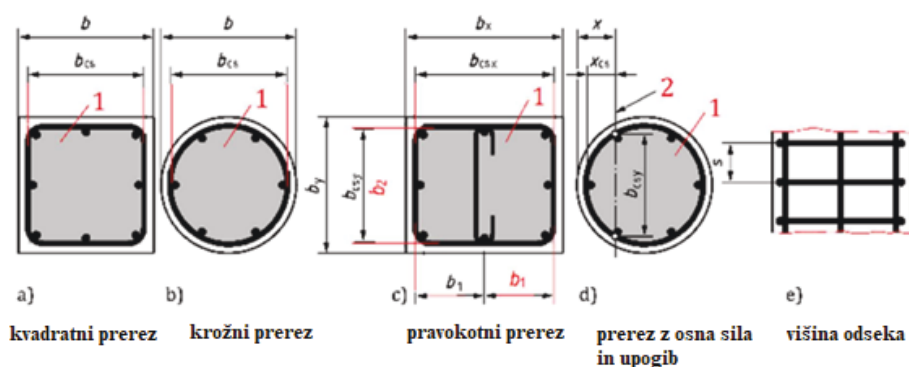
f_{yw}	srednja vrednost na meji tečenja za streme
ρ_{sw}	$= A_{sw}/b_w s_w$ razmerje prečne armature v smeri striga
A_{sw}	površina ene plasti prečne armature v smeri striga
b_w	širina ene stojine prečnega prereza (tudi če gre za škatlast prerez z več vzporednimi stojinami) pravokotno na smeri striga
s_w	razdalja med prečnimi armaturami (glede na težišče)
α	globalni faktor efektivnega objetja, ki je enak produktu $k_{conf,b} k_{conf,s}$, kot je podano v standardu prEN 1992-1-1:2021

Faktorja $k_{\text{conf},b}$ in $k_{\text{conf},s}$ sta navedena v preglednici 14, ki je podana v standardu prEN 1992-1-1:2021.

Preglednica 14: Faktorji efektivnosti za prečne armature (objetja) $k_{\text{conf},b}$ in $k_{\text{conf},s}$

Table 14: Effectiveness factors $k_{\text{conf},b}$ and $k_{\text{conf},s}$ for confinement reinforcement

	Oblika tlačne cone in stremenske armature	$k_{\text{conf},b}$	$k_{\text{conf},s}$
a)	Kvadratni prerezi v tlaku z enojnim stremenom (Slika 6)	$k_{\text{conf},b} = \frac{1}{3} \left(\frac{b_{cs}}{b} \right)^2$	$k_{\text{conf},s} = \left(1 - \frac{s}{2b_{cs}} \right)^2$
b)	Krožni prerezi v tlaku s krožnimi stremenom (Slika 6)	$k_{\text{conf},b} = \left(\frac{b_{cs}}{b} \right)^2$	Pri tem je: $1 - \frac{s}{2b_{cs}} \geq 0$
c)	Kvadratni in krožni prerezi z več stremenom (Slika 6) Kvadratni prerezi z enojnimi prerezi	$k_{\text{conf},b} = \frac{b_{csx} \cdot b_{csy} - \frac{1}{6} \sum b_i^2}{b_x \cdot b_y}$ b_i so razdalje med zavoji pravih segmentov (določene so s presečišče srednjic) oz. sidrišč prečne armature ($\sum b_i^2 = 4b_1^2 + 2b_2^2$) kot na Slika 6.	$k_{\text{conf},s} = \left(1 - \frac{s}{2b_{csx}} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_{csy}} \right)$ Pri tem sta: $1 - \frac{s}{2b_{csx}} \geq 0$ in $1 - \frac{s}{2b_{csy}} \geq 0$
d)	Tlačne cone zaradi upogibnega momenta in osna sila	$k_{\text{conf},b} = \frac{A_{c,\text{conf}} - \frac{1}{6} \sum b_i^2}{A_{cc}}$ $A_{c,\text{conf}}$ je objeta (zajeta) površina med sredinsko črto stremen in nevtralno osjo prereza. A_{cc} je površina pod tlakom.	$k_{\text{conf},s} = \left(1 - \frac{s}{4x_{cs}} \right) \left(1 - \frac{s}{2b_{csy}} \right)$ Pri tem so: $x_{cs} < b_{csx}/2$, $1 - \frac{s}{4x_{cs}} \geq 0$ in $1 - \frac{s}{2b_{csy}} \geq 0$



Slika 6: Definicija dimenzij prečne armature (FprEN 1992-1-1:2021, 2021)

Figure 6: Definition of dimensions of confinement reinforcement (FprEN 1992-1-1:2021, 2021)

Na prejšnji sliki je z 1 označena objeta površina $A_{c,conf}$, z 2 je označena nevtralna os.

Faktor α_{bars} izračunamo v odvisnosti od načina izdelovanja preklapov.

- Če so gladke palice kontinuirane, je $\alpha_{bars} = 0,72$
- Če se gladke palice prikrivajo s preklpom in imajo na koncu kljuko, je α_{bars} podan z naslednjo enačbo:

$$\alpha_{bars} = 0,8 \min \left(1; \frac{l_o}{50d_{bL}} \right) \quad (56)$$

- Če se gladke palice prikrivajo z ravnimi preklpi, je α_{bars} podan z naslednjo enačbo:

$$\alpha_{bars} = \max \left(0; \min \left(1; \frac{l_o}{30d_{bL}} - \frac{2}{3} \right) \right) \quad (57)$$

Ko izračunamo kapaciteto rotacije θ_u , končno odpornost za mejno stanje blizu porušitve dobimo tako, da to vrednost delimo še s parcialnim faktorjem γ_{Rd} , ki je v odvisnosti od oblike prereza in vrste armature določen z ravno poznavanja, in sicer KLG (geometrija) in KLD (detajli). V nadaljevanju v preglednicah 15, 16 in 17 prikazujemo vrednosti parcialnega faktorja, ki ga je treba upoštevati v enačbi (58) za določitev odpornosti prerezov pri mejnem stanju blizu porušitve.

Preglednica 15: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za rebrasto armaturo s kratkimi preklpi

Table 15: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for ribbed bars with short lappings

Presek	Dominantni KL	1	2	3
Pravokoten	D	1,65	1,60	1,58
Krožen	G	1,45	1,42	1,41
Drugo	G	1,62	1,58	1,56

Preglednica 16: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za gladko armaturo s kljuko

Table 16: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for smooth bars with hooks

Presek	Dominantni KL	1	2	3
Pravokoten	D	1,65	1,61	1,60
Krožen	G	1,65	1,60	1,60
Drugo	G	1,72	1,66	1,64

Preglednica 17: Vrednosti parcialnega faktorja γ_{Rd} , pri katerih so upoštevane negotovosti pri povprečnih rotacijskih kapacitetah za mejno stanje NC za gladke palice z ravnim preklopom

Table 17: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the chord rotation capacity at NC limit state for smooth bars with straight lappings

Presek	Dominantni KL	1	2	3
Pravokoten	D	2,10	1,90	1,84
Krožen	D	1,90	1,80	1,75
Drugo	D	2,10	1,90	1,85

$$\theta_{NC} = \theta_u / \gamma_{Rd} \quad (58)$$

2.3.3.3.2 Krhki mehanizmi

Krhkost mehanizmov je povezana z odpornostjo elementov na strig. Strižno obremenitev v elementih določimo v odvisnosti od metode analize, ki smo jo uporabili. Če za analizo uporabljamo nelinearne metode, kot je potisna analiza, kot relevantne strižne obremenitve lahko upoštevamo sile, ki jih dobimo neposredno iz analize. Pri linearnih analizah vrednosti iz analize ne moremo uporabiti neposredno, ker obstaja možnost, da vrednosti na ta način precenimo. Namesto tega strižne obremenitve izračunamo na podlagi ravnovesja momentov na obeh krajiščih elementa. Postopek je podoben metodi načrtovanja sil. Odpornost se izračuna tako, kot zahteva standard prEN 1992-1-1:2021. Nova različica standarda Evrokod 8 se sklicuje tudi na novo različico standarda Evrokod 2 oziroma prEN 1992-1-1:2021. Postopek, predstavljen v standardu prEN 1992-1-1:2021, je dopolnjen z dodatnimi zahtevami, ki jih zahteva standard wd Evrokod 1998-1-1.

Pri mejnem stanju blizu porušitve, ki je najpogostejše uporabljeno za obstoječe objekte, odpornost dodatno reduciramo s parcialnim faktorjem γ_{Rd} . Vrednosti so odvisne od stopnje vedenja geometrije KLG in jih prikazujemo v preglednici 18.

Preglednica 18: Vrednosti za parcialni faktor γ_{Rd} , ki upošteva negotovosti strižne odpornosti za mejno stanje NC, ki se lahko povečajo s prenovo stavbe

Table 18: Values for partial factor γ_{Rd} accounting for uncertainty in the shear strength at NC limit state possibly increased by retrofitting

KLG	1	2	3
γ_{Rd}	1,70	1,55	1,50

Ker zaradi omejenega obsega magistrske naloge krhkih mehanizmov posebej ne obravnavamo, postopka določanja odpornosti na strig ne opisujemo podrobneje.

2.3.3.3.3 Vozlišča med gredami in stebri

Popolno preverjanje armiranobetonskih konstrukcij pomeni, da poleg krhkih in duktilnih mehanizmov preverimo tudi vozlišča med stebri in grede. Navodila za to delovno različico obstajajo, vendar z

opombo, da je treba izvesti dodatno revizijo. Tudi tega postopka v tej magistrski nalogi ne obravnavamo posebej.

2.3.3.3.4 Odpornostni modeli za utrditvene posege

Če utrjujemo obstoječe elemente, dobimo situacijo, v kateri je en element kombinacija obstoječe konstrukcije in dodanega ukrepa. Med ukrepi so dobetoniranje elementov (angl. concrete jacketing), jekleno objetje stebrov (angl. steel jacketing) in ovijanje stebrov s FRP. Standard podaja posebna navodila za določitev odpornosti vsakega elementa. Postopkov v magistrski nalogi ne predstavljamo posebej.

2.3.4 Linearna metoda na podlagi pomikov

V primeru nelinearne analize vrednosti notranjih sil pri vsakem koraku analize pravilno predstavljajo dejansko porazdelitev obremenitve v elementih, zato lahko prevzamemo, da so strižne obremenitve enake vrednostim, pridobljenim neposredno z analizo.

Po drugi strani pa, ko izvajamo linearno elastično analizo, vrednosti notranjih sil, pridobljene neposredno iz analize, lahko precenijo odziv, saj se povečujejo linearno, medtem ko bi jih dejansko morali omejiti zaradi razvoja nelinearnih mehanizmov. Tvorjenje plastičnih členkov na enem ali obeh koncih obravnavanega konstrukcijskega elementa dejansko omeji vrednost upogibnih momentov glede na upogibne kapacitete, s tem tudi velikost strižne sile, ki jih je mogoče izračunati z ravnovesjem. Ti premisleki bodo pravilni le, če se dejanska porazdelitev notranjih sil, ko se razvijejo plastični mehanizmi, bistveno ne razlikuje od linearne (Mpampatsikos, 2008). Tako obnašanje zagotovimo, če je izpolnjen pogoj, da razmerje $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ ne presega 2,5. Pri tem je ρ_i definiran z enačbo (39). Pri določitvi razmerja $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ se upoštevajo samo vrednosti razmerja ρ_i , ki so večja od 1. To pomeni, da se upoštevajo samo kritična mesta oziroma mesta, na katerih je nosilnost presežena.

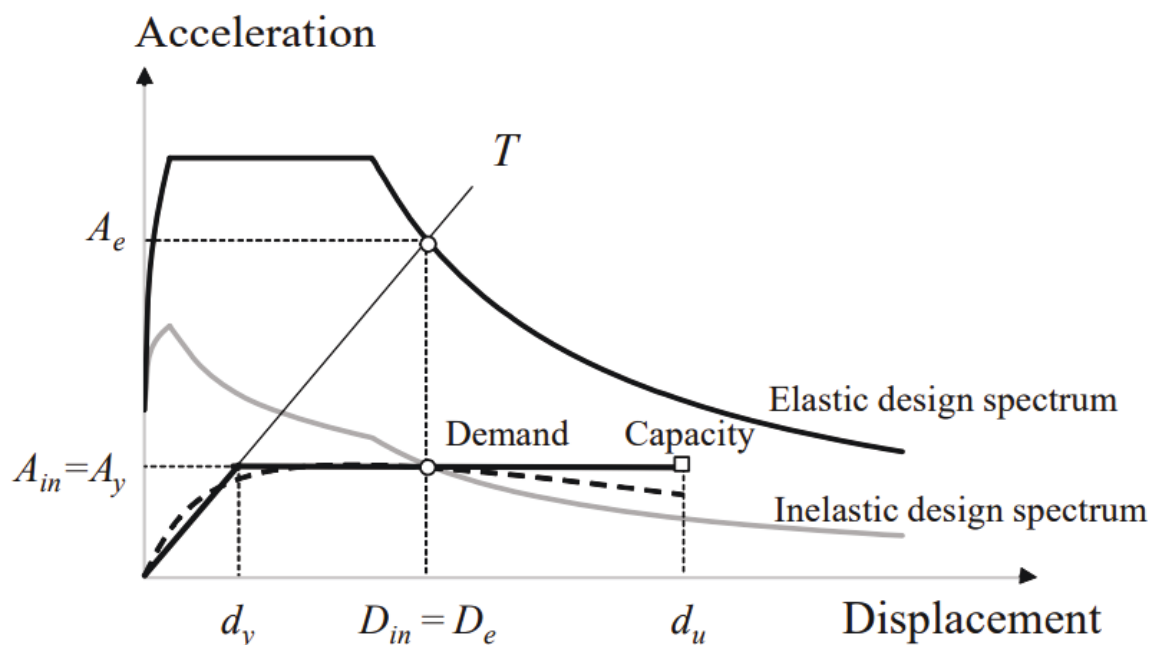
$E_{d,i}$ in $R_{d,i}$ iz enačbe (39) sta podana v obliki posplošenih sil. Predstavljata potresno obremenitev (upogibno) oziroma odpornost (upogibno) na koncih elementov (stebra, grede ...), ki tvorijo nosilno konstrukcijo. To, da je razmerje manjše od 2,5, pomeni, da je razmerje med obremenitvijo in odpornostjo podobno po celotni konstrukciji, kar zagotavlja podobnost elastične in neelastične deformacijske oblike konstrukcije. Zato lahko implementiramo pristop, ki temelji na pomikih na podlagi linearne analize in elastičnega nereduciranega spektra. V drugih primerih moramo uporabiti pristop na osnovi nelinearne analize. Posplošene deformacije, ki jih dobimo pri uporabi takega pristopa, uporabimo kot obremenitve za kontrolo duktilnih mehanizmov. Kontrola krhkih mehanizmov se izvede na podlagi posplošenih sil, ki jih dobimo iz ravnovesja obremenitev, ki izhajajo iz duktilnih mehanizmov, pomnoženih s faktorjem γ_{sd} . To pomeni, da za krhke mehanizme na nek način izvedemo metodo načrtovanja sil. Odpornost duktilnih elementov izvedemo na podlagi povprečne vrednosti materiala in jih ne delimo s faktorjem γ_{Rd} .

Prej omenjena metoda je primerna za armiranobetonske konstrukcije, za katere v večini primerov velja tako imenovano pravilo enakih pomikov (angl. equal displacement rule). Pravilo natančneje razlagamo v razdelku 2.3.4.1.

2.3.4.1 Pravilo enakih pomikov

Tako imenovano pravilo enakih pomikov je predpostavka, ki temelji na empiričnem opazovanju. Omogoča razvoj več poenostavljenih postopkov v nelinearni analizi in tudi njihovo zelo jasno grafično predstavitev. Zato močno olajša razumevanje nelinearnega odziva struktur (Fajfar, 2021).

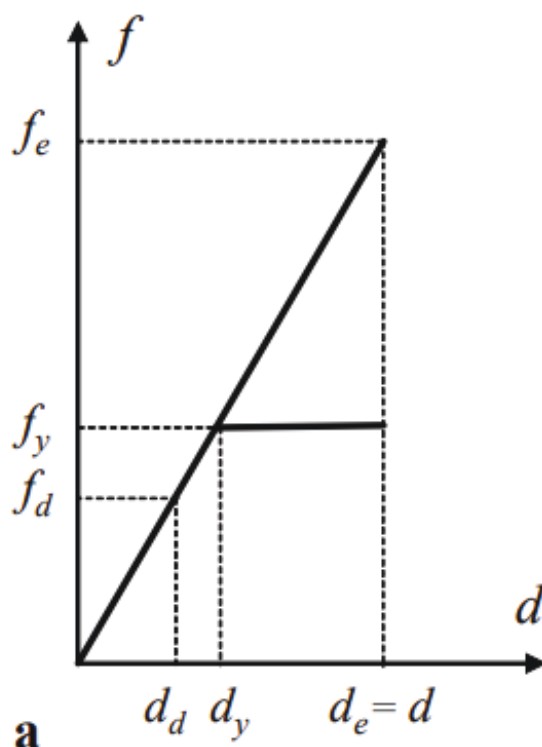
Osnovna ideja tega pravila je, da so deformacije/pomiki neomejeno elastične konstrukcije SDOF enaki pomikom/deformacijam, ki se zgodijo v elastoplastičnih konstrukcijah SDOF z enakim nihajnim časom. S slike 7, ki prikazuje spekter pospešek-pomik, razberemo, da če je za konstrukciji (elastično in plastično) značilen isti nihajni čas T , bodo tudi pomiki enaki, torej $D_{in} = D_e$. Pri tem upoštevamo, da so enake tudi mase, kar pomeni, da je sila/nosilnost elastične konstrukcije $F_e = A_e \cdot m$ in neelastične $F_{in} = A_{in} \cdot m$, pri čemer sta A_e in A_{in} spektralna pospeška za neomejeno elastično konstrukcijo SDOF in elastoplastično konstrukcijo SDOF.



Slika 7: Primerjava zahteve in kapacitete v formatu pospešek-pomik; upoštevano je pravilo enakih pomikov (Fajfar, 2021)

Figure 7: Comparison of the demand and capacity in the acceleration-displacement (AD) format; equal displacement rule is assumed (Fajfar, 2021)

Bolj poenostavljena shema je na sliki 8. f_e predstavlja nosilnost elastične konstrukcije in f_y nosilnost na meji tečenja elastoplastične konstrukcije. Ugotovimo, da je končni pomik enak.



Slika 8: Idealizirana relacija med silo in pomikom v primeru predpostavke pravila enakosti pomikov (Fajfar, 2021)

Figure 8: Idealised force-displacement relationship in the case when the equal displacement rule is applied (Fajfar, 2021)

Izkušnje so pokazale, da je uporaba pravila enakih pomikov ustrezen pristop za konstrukcije s srednje dolgim ali dolgim osnovnim nihajnim časom, še posebej, če je konstrukcija locirana na trda tla in ima razmeroma polne histerezne zanke. Tega pravila ni mogoče uporabiti za konstrukcije s kratkim nihajnim časom, pri katerih je neelastični pomik večji od ustreznega elastičnega pomika. Prav tako uporaba pravila enakih pomikov lahko privede do precej majhnih neelastičnih pomikov, če je izvor potresa v bližini (angl. near-fault ground motions) histereznih zank, za katere je značilno oženje (angl. pinching) ali degradacija togosti in nosilnosti. Poleg tega se pravilo enakih premikov zdi nezadovoljivo v primeru izjemno ozkopasovnih spektrov pospeškov (angl. narrow-band ground motions) oziroma, tam kjer so visoke frekvence, kot je primer pri zelo mehkih talnih podlogah (Fajfar, 2021).

2.3.5 Projektiranje konstrukcijskih posegov

Po pridobitvi ocene o potresnem odzivu stavbe je treba predlagati določene rešitve za njeno utrditev, če je ta smiselna. Stopnja, do katere je treba konstrukcijo utrditi, je odvisna od različnih faktorjev, kot so npr. namen in pomembnost stavbe, njena starost in pričakovana življenjska doba itd. Za določitev minimalnih stopenj utrditve različnih tipov stavb je treba izvesti specializirane študije, ki jih v Sloveniji za zdaj ni in bodo izvedene v naslednjih letih, če bo za to izkazan interes skupnosti (Dolšek in sod., 2020).

Standard wd Evrokod 1998-3 v uvodnem delu navaja dva možna različna pristopa pri izvedbi politike za zmanjševanje potresnega tveganja, ocene in programe utrditve. To sta aktivni program in pasivni program. Aktivni program je tisti, pri katerem bi objekti morali biti potresno prenovljeni v določenem časovnem roku. Sem spadajo različne zgradbe, katerih prioriteta se ocenjuje glede na potresno nevarnost, njihov namen in pomembnost. Pasivni program potresnega prenavljanja je program, ki ga izvajamo skupaj z drugimi aktivnostmi in posegi v objektu. Kot primer lahko navedemo povečanje kapacitete, nadgradnjo, spremembo namembnosti, odstranjevanje poškodb po potresu itd.

V standardu so navedene tri alternative za prenovitvene intervencije v stavbi, in sicer:

- prenova obstoječih konstrukcijskih elementov, brez spreminjanja konstrukcijskega sistema;
- implementacija novih konstrukcijskih elementov, ki prevzamejo del potresne obtežbe;
- projektiranje v celoti novega konstrukcijskega sistema, ki prevzame celotno potresno obtežbo.

Koraki postopka načrtovanja utrditve so naslednji:

- konceptualna zasnova,
- potresna analiza,
- kontrola potresne zmogljivosti.

Konceptualna zasnova mora zaobjeti naslednje: izbiro tehnike in materialov, s katerimi bo izvedena intervencija, preliminarno analizo obstoječe konstrukcije, na podlagi katere lažje izberemo tehniko in material utrjevanja, določitev preliminarne dimenzije elementov, ki jih dodajamo, ter preliminarne določitev togosti tako utrjene konstrukcije. Potresno analizo utrjene stavbe izvedemo na enak način kot za obstoječo, s to razliko, da upoštevamo še naknadno dodane elemente. Pri kontroli potresne zmogljivosti se priporoča preverjanje vsaj mejnega stanja blizu porušitve NC. Izvedemo lahko naslednje posege v konstrukcijo:

- spremembo togosti, nosilnosti in (ali) duktilnosti poškodovanih in (ali) nepoškodovanih elementov v omejenem ali širšem obsegu (sanacije, utrditve, zamenjave nosilnih elementov);
- dodajanje novih nosilnih elementov (npr. zavetritev, zidana polnila itd.);
- spremembe nosilnega sistema konstrukcije (npr. ukinjanje posameznih členkov, odstranjevanje potresno ranljivih elementov, spremembe, ki prispevajo k večji regularnosti in (ali) duktilnosti konstrukcije);
- dodajanje nove nosilne konstrukcije, ki bo prevzela del potresnih zahtev ali potresne zahteve v celoti.
- morebitno spremembo nekonstrukcijskih elementov v konstrukcijske;
- uporabo naprav za potresno izolacijo ali disipacijo potresne energije;
- zmanjšanje mase konstrukcije;
- omejitev uporabe stavbe ali spremembo njene namembnosti;
- porušitev delov stavbe.

Poleg navedenih lahko uporabimo še druge posege, kar pa moramo ustrezno utemeljiti. Pri izbiri vrste posega v konstrukcijo moramo biti pozorni, da ne ogrozimo nosilnosti in stabilnosti temeljev. Poleg utrditve nosilne konstrukcije moramo preveriti, ali nekonstrukcijski elementi ne ogrožajo človeškega življenja v primeru potresa. Če obstaja taka nevarnost, jih moramo ustrezno sanirati oziroma utrditi. To

najpogosteje naredimo tako, da zagotovimo ustrezno povezavo s konstrukcijskimi elementi, izvedemo sidranje ali povečamo njihovo odpornost.

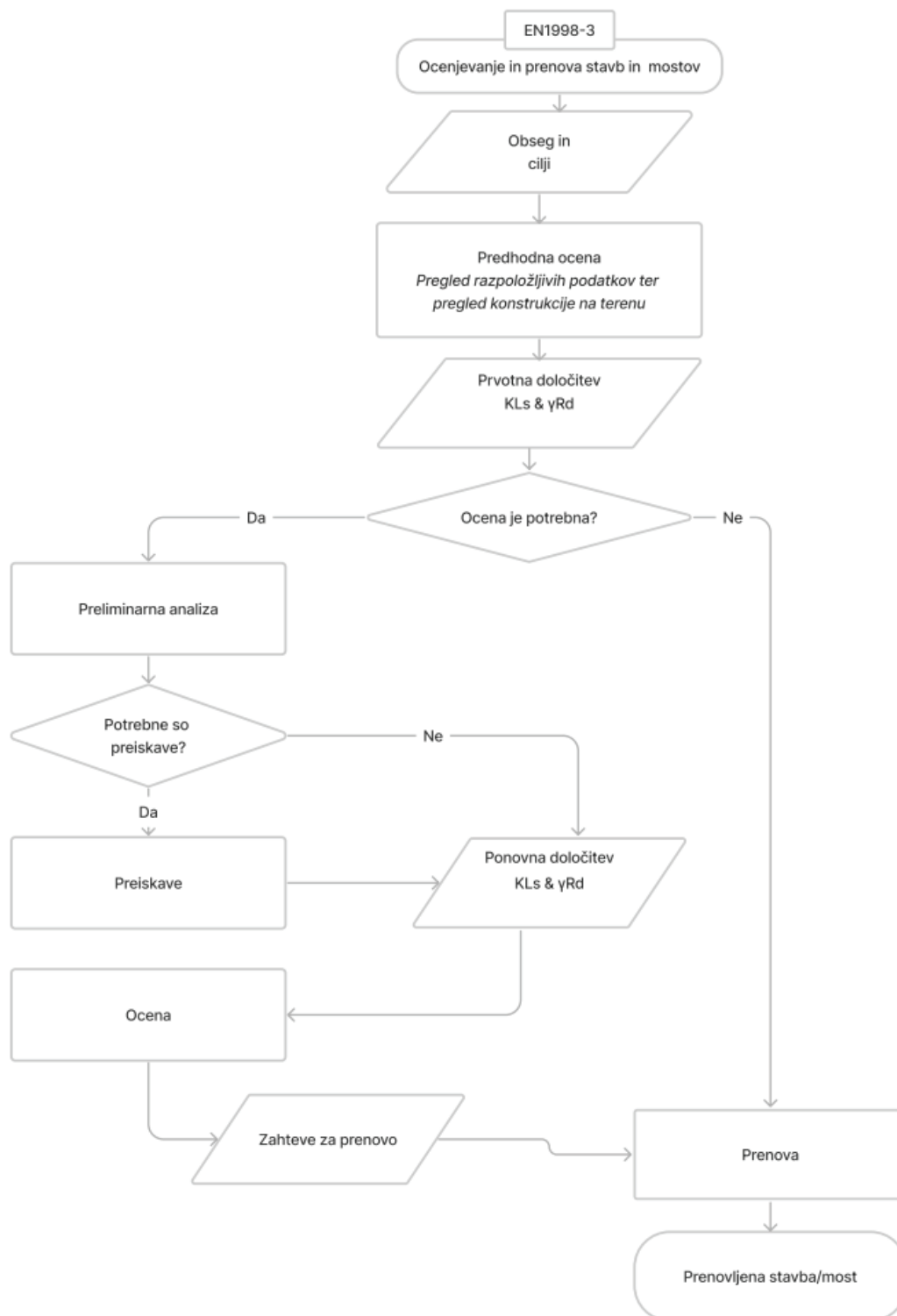
Tip, obseg in nujnost utrditvenega posega izberemo na podlagi dobljene ocene za potresno obnašanje stavbe. Pri tem je treba upoštevati naslednje kriterije in vidike:

- Treba je sanirati vse ugotovljene pomembne lokalne pomanjkljivosti (npr. preuranjene krhke načine porušitve, različne tipe nestabilnosti itd.).
- Če je konstrukcija zelo neregularna (upoštevajoč tako togost kot nosilnost nosilnih elementov), je neregularnost treba v največji možni meri odpraviti tako v tlorisu kot tudi po višini stavbe.
- Regularnost in odpornost je mogoče doseči s spremembo nosilnosti, duktilnosti in (ali) togosti primerne števila elementov ali z dodajanjem novih nosilnih elementov.
- Treba je povečati lokalno duktilnost in deformabilnost delov konstrukcije in do tolikšne mere, kot je določeno z analizo.
- Če se z utrditvijo poveča nosilnosti konstrukcije, to ne sme bistveno vplivati na njeno globalno duktilnost.
- Pri izbiri in projektiranju utrditev se lahko namesto povečavanja odpornosti stavbe zmanjšajo potresne zahteve. To se lahko doseže z napravami za potresno izolacijo in (ali) napravami za zagotavljanje dodatnega dušenja.

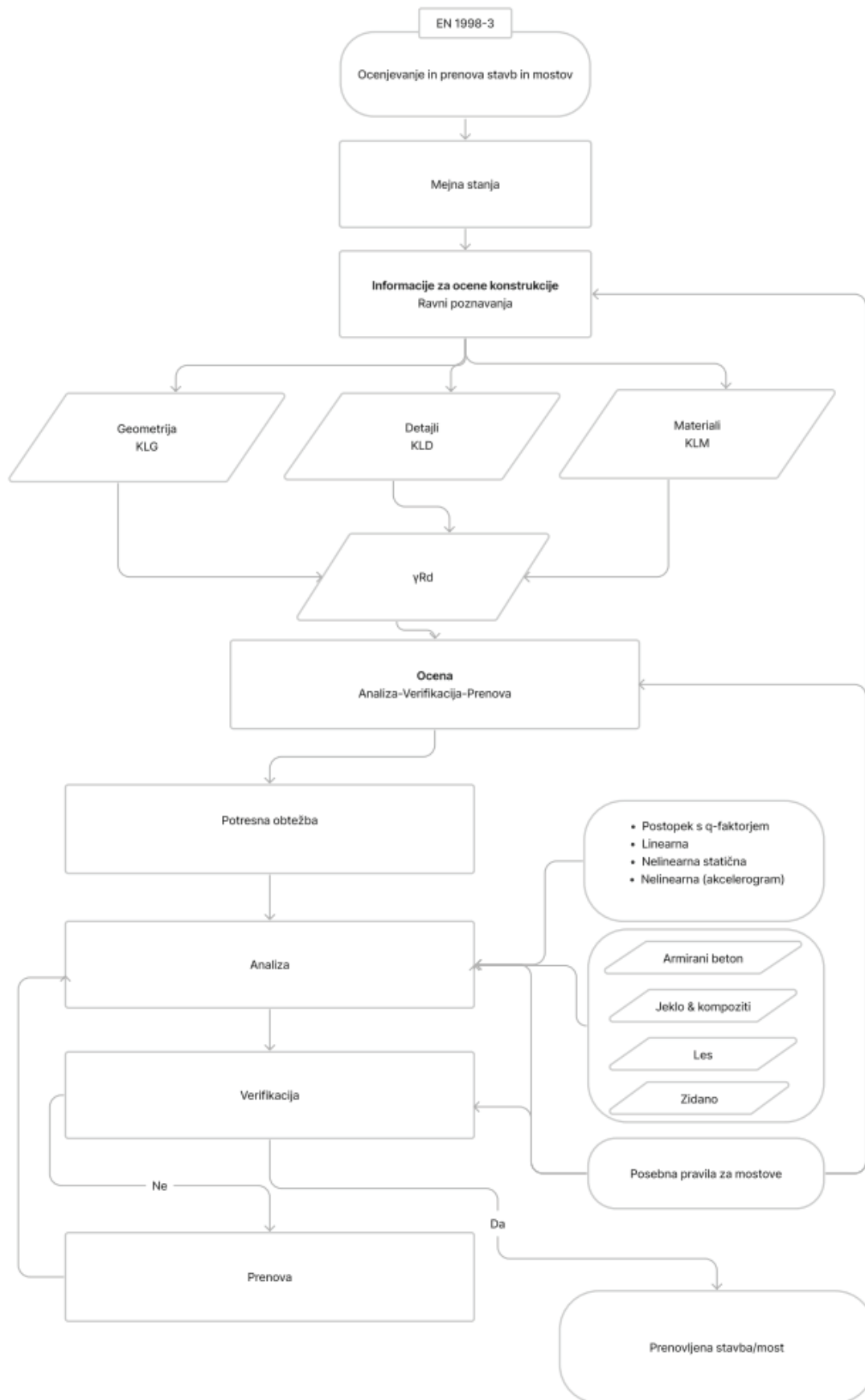
Vsak poseg mora biti ustrezno dokumentiran in utemeljen. Izdelana dokumentacija mora vsebovati opis pričakovanih efektov na obnašanje stavbe.

2.4 Povzetek postopka ocenjevanja in prenove objektov

Povzetek celotnega procesa obravnave obstoječih objektov lahko prikažemo s stebelnim diagramoma (slika 9 in slika 10). Podobni diagrami so podani tudi v dodatku F standarda wd Evrokod 1998-3. Prvi diagram, ki je prikazan na sliki 9, na podlagi glavnih procesov prikazuje splošni pregled celotnega postopka za oceno potresne odpornosti ter prenovo stavbe in mostov. Drugi diagram, ki je prikazan na sliki 10, je podrobnejši, procese dodatno razdeli na podprocese, opiše za katere konstrukcije lahko standard uporabimo (v odvisnosti od materiala), in navaja metode, ki jih lahko uporabljamo za analizo.



Slika 9: Pregled postopka ocenjevanja ter prenove stavb in mostov
Figure 9: Overview of the procedure for assessment and retrofitting of buildings and bridges



Slika 10: Potek postopka ocenjevanja in prenove glede na standard (korak za korakom)

Figure 10: Step-by-step procedure for assessment and retrofitting according to this standard

3 OPIS OBRAVNAVANEGA OBJEKTA

3.1 Splošni opis stavbe

V sklopu magistrske naloge analiziramo glavno stavbo Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani (slika 11), ki je locirana na Tržaški cesta 25 v Ljubljani. Stavba je bila projektirana v drugi polovici petdesetih let, gradnja se je začela marca 1959, dokončan pa je bil leta 1961.



Slika 11: Stavba Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani

Figure 11: Building of the Faculty of Electrical Engineering of the University of Ljubljana

Dolžina stavbe v kleti in pritličju znaša 74,48 m, od prvega nadstropja navzgor z dodatnim napuščem po 5 cm je stavba dolga 74,58 m. V kleti in pritličju je stavba široka 16,60 m. Nad pritličjem je na vsako stran izvedena razširitev z napuščem (1,1 m), tako da je skupna širina zgornjih etaž 18,80 m. Skupna višina pred nadgradnjo znaša 18,30 m (slika 12). Objekt je bil leta 1982 nadgrajen za še eno etažo (slika 11).



Slika 12: Stavba Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani pred dograditvijo (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2022)

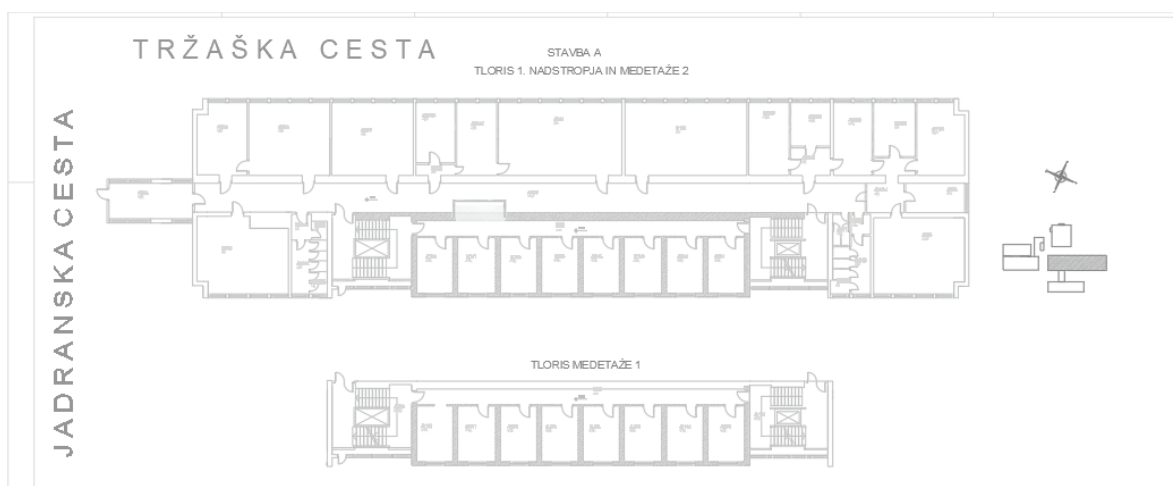
Figure 12: Building of the Faculty of Electrical Engineering of the University of Ljubljana, before adding the last floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2022)

Z vidika tlorisa je stavba simetrična po svoji krajši osi. Razlika se pojavi v kleti in pritličju. V kleti je razlika zaradi vgraditev kotlovnice v zahodnem delu. V pritličju (slika 13) je razlika zaradi umestitve glavnega vhoda. V drugih etažah (kot je prikazano na sliki 14) je konstrukcija simetrična.



Slika 13: Tloris pritličja (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2021)

Figure 13: Floor plan of the ground floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2021)

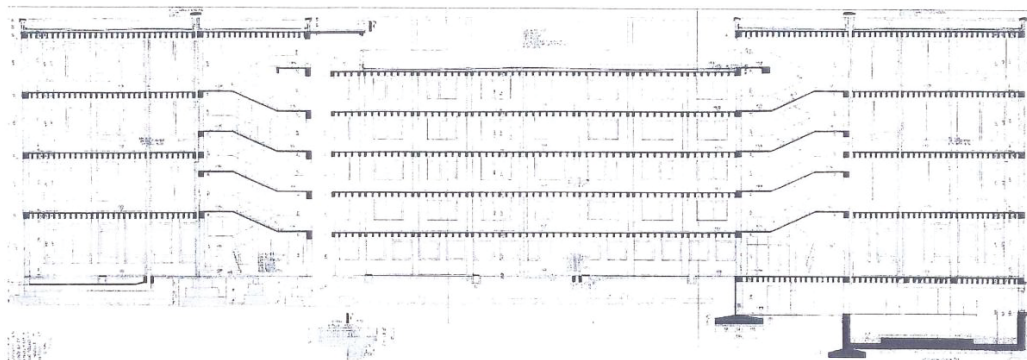


Slika 14: Tloris prvega nadstropja (UL, Fakulteta za elektrotehniko, 2021)

Figure 14: Floor plan of the first floor (UL, Faculty of Electrical Engineering, 2021)

Stavba po vzdolžni osi zaradi stopnic in različne namembnosti prostorov ni simetrična. Severna stran je namenjena predavalnicam, v južnem delu pa so v glavnem kabineti. Del s kabineti je umeščen med stopniščema. Zahodno oziroma vzhodno od stopnišča so toaletni prostori. Na skrajnem vzhodnem oziroma skrajnem zahodnem delu na južno stran je tudi prostor, ki je namenjen za predavalnice oziroma laboratorije. Dela sta ločena s hodnikom. Zaradi razširitve z napušči in zaradi različne etažnosti v severnem in južnem delu je objekt po višini nesimetričen. Z nadzidavo ima del s kabineti (del, ki je med stopniščem) pritličje in šest nadstropij (majhne etaže). Del tlorisa s predavalnicami obsega pritličje in štiri nadstropja (velike etaže). Etažnost delov vzhodno in zahodno od stopnišča na južnem delu je enaka kot za del s predavalnicami. Del s predavalnicami in del s kabineti se višinsko ujemata v pritličju ter drugem in četrtem nadstropju, kar lahko razberemo s slike 15 oziroma 17, na kateri je prikazan tipični prerež. Kjer se etaže ujemajo, se v kabinete in predavalnice dostopa s skupnega hodnika, za druge medetaže pa so narejeni posebni hodniki, do katerih je omogočen dostop z vmesnih podestov obeh

stopnišč. V zahodnem delu, kjer je tudi glavni vhod, je bilo naknadno vgrajeno dvigalo. Umeščeno je v jašek za stopnice tako, da stopnice potekajo okrog dvigala. Objekt je tudi delno podkleten. V zahodnem delu pod delom s predavalnicami je dvojna klet, in sicer spodnji nivo na koti $-4,85$ m in podesti na koti $2,70$ m. V tem delu kleti je bila predvidena kotlovnica. Po sredini preostalega dela objekta poteka samo $2,75$ m širok inštalacijski hodnik, ki je na koti $-2,70$ m. Pritličje je 50 cm nad nivojem okolice. Etažna višina v delu s predavalnicami je $4,80$ m v pritličju in $4,50$ m v preostalih etažah. Etaže v kabinetnem delu so visoke $3,3$ m v pritličnem delu in 3 m v preostalih petih nadstropjih. Naknadno dozidan del je po celotnem tlorisu z etažno višino $3,61$ m.



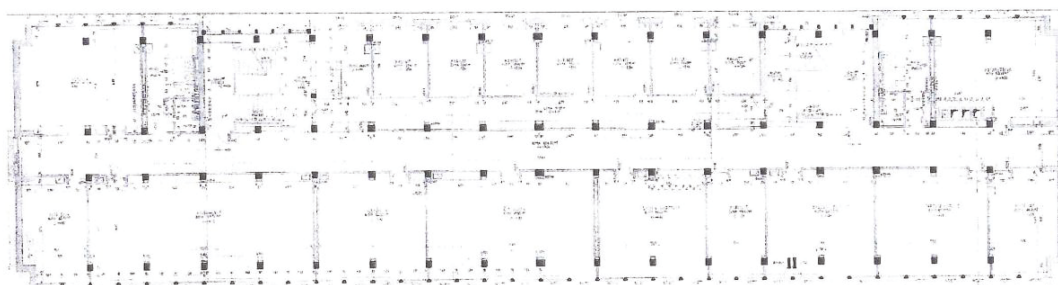
Slika 15: Vzdolžni prerez stavbe (Lutman, 2015)

Figure 15: Longitudinal view of the building in elevation (Lutman, 2015)

V prvotni konstrukciji je bila streha ravna. Z naknadno nadzidavo je bila izdelana mansardna streha iz valovite pločevine, ki ima lomljen prečni profil, in sicer z blagim naklonom proti sredini objekta, kjer je korito za odtok vode.

3.2 Opis konstrukcijskega sistema

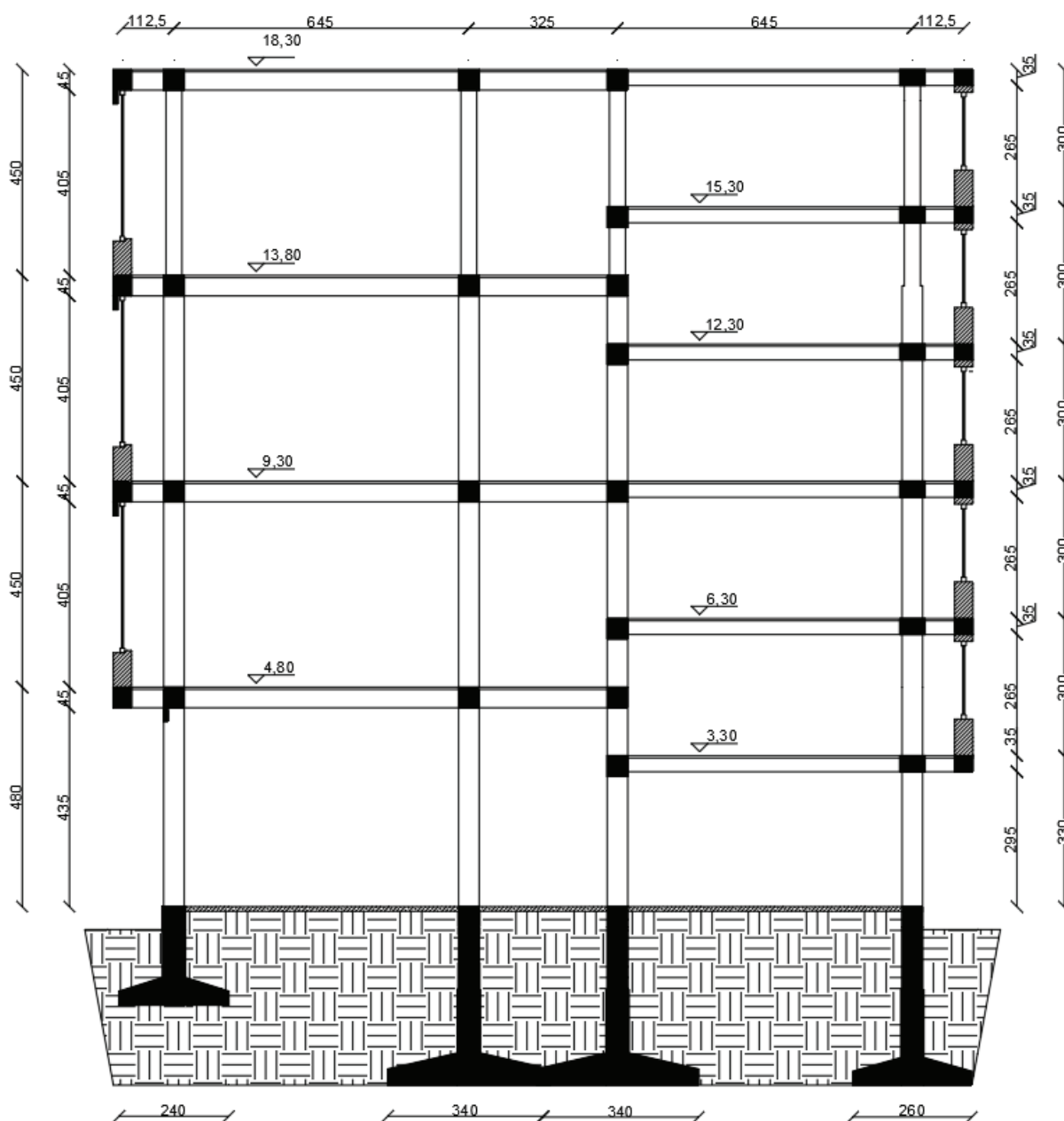
Stavba je zasnovana kot okvirna armiranobetonska konstrukcija. V konstrukcijskem smislu je ločena na dva dela z 2 cm široko dilatacijo, ki poteka po srednji prečni osi (krajši osi). Oba dela sta zelo podobna, razlika nastaja zaradi podkletenosti zahodnega dela in zaradi specifik pri glavnem vhodu, ki je prav tako v zahodnem delu. Od prvega nadstropja navzgor je stavba s konstrukcijskega vidika simetrična. Poleg armiranobetonske skeletne konstrukcije v nosilni sistem vključujemo tudi opečnate zidove, ki so na prečnih pročeljih oziroma vzhodni in zahodni fasadi ter na južni fasadi oziroma v previsnem del pri kabinetih. Stebri potekajo po štirih vzdolžnih oseh, njihov raster je $6,45$ m, $3,25$ m in $6,45$ m. V prečni smeri vsakemu delu pripada devet osi v rastru 4 m. Tipični tloris lahko vidimo na sliki 16.



Slika 16: Tloris tipične etaže (Lutman, 2015)

Figure 16: Floor plan of a typical floor (Lutman, 2015)

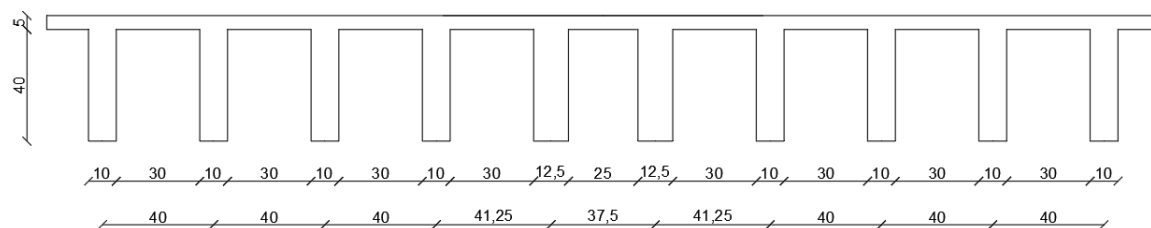
V vzdolžni smeri so stebri povezani z armiranobetonsko gredo, kjer prevladuje prerez dimenzije 45 x 45 cm. Razpored grede je razviden iz prečnega prereza po krajši osi, kot je prikazano na sliki 17.



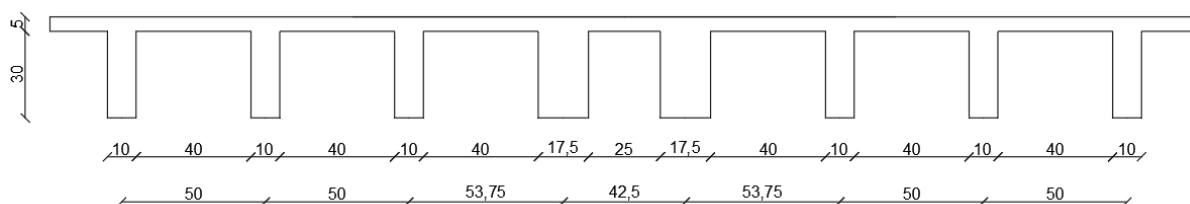
Slika 17: Prečni prerez stavbe; razpored in dimenzije gred

Figure 17: Cross section of the building; arrangement and dimension of beams

V prečni smeri je povezava zagotovljena le z armiranobetonskim rebričastim stropom (superstrop 400 in superstrop 350). Skupna višina rebra je 45 cm v delu, kjer so predavalnice (slika 18), in 35 cm v delu s kabineti (slika 19). Osa razdalja med rebri je 50 cm v delu s kabineti in 40 cm v delu s predavalnicami. Debelina rebra znaša 10 cm. Na vsak steber se naslanjata dve rebri, ki sta debelejši od drugih, njihova debelina znaša 12,5 cm v delu s predavalnicami in 17,5 cm v delu s kabineti. Med rebri je opečnato polnilo iz votle opeke.



Slika 18: Prikaz rebričastega stropa v predavalnicah
Figure 18: Representation of ribbed slab in classrooms

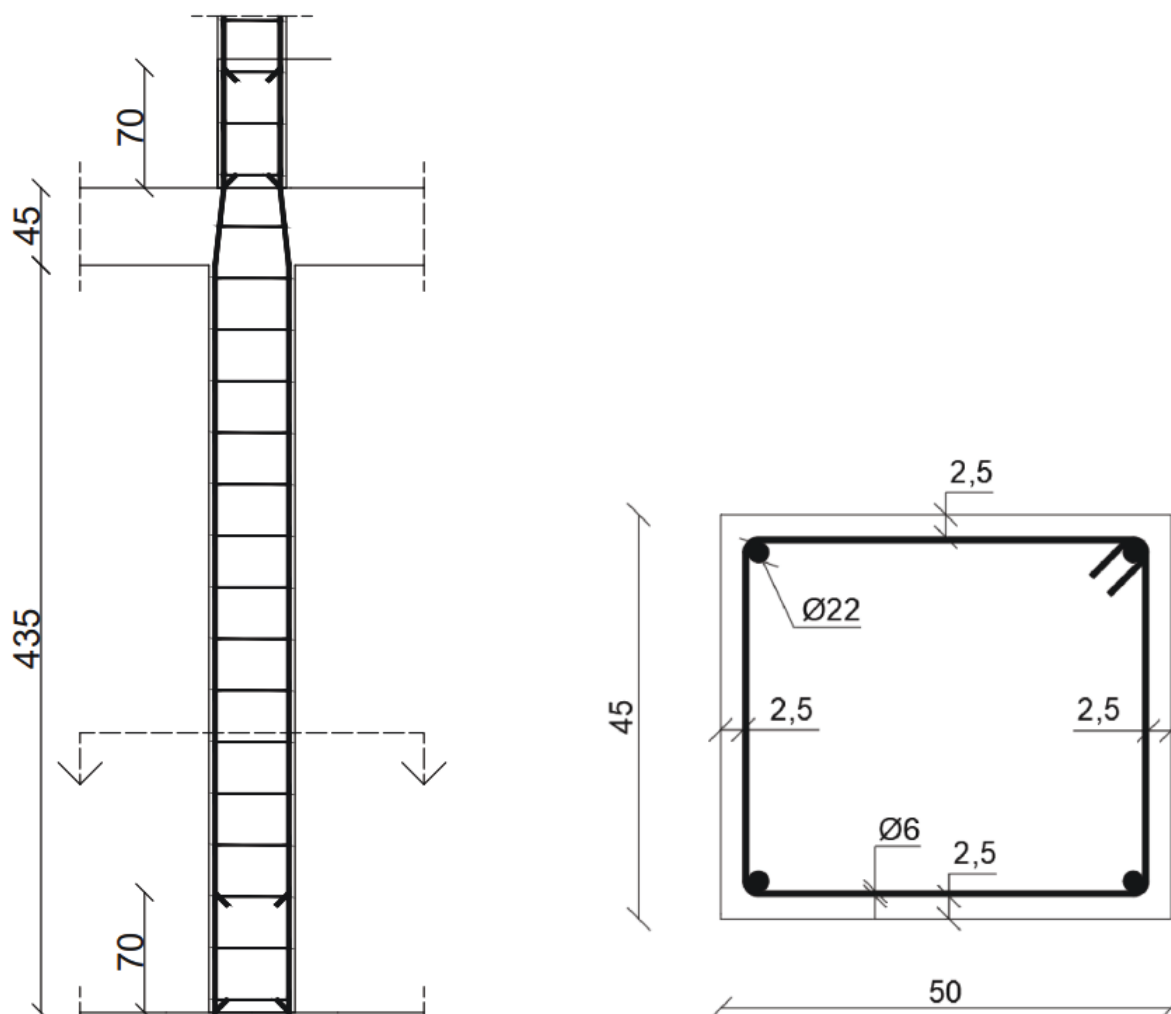


Slika 19: Prikaz rebričastega stropa na območju s pisarnami
Figure 19: Representation of ribbed slab in the office area

Prerezi stebrov so različni, njihove dimenzije se spreminjajo v odvisnosti od pozicije v tlorisu in po višini. Po višini se njihov prerez zmanjšuje. Za gradnjo je bil predviden beton MB 300 v pritličju in prvem nadstropju ter MB 220 v zgornjih nadstropjih. Pri naknadnem pregledu stebrov je bilo ugotovljeno, da te zahteve na nekaterih mestih niso bile izpolnjene (ZRMK LRS, 1961). Vgrajen je bil slabši beton. Razlika je tudi med predpisanimi po projektu in dejansko vgrajenimi armaturami. Za armiranje je bila uporabljena gladka armatura GA 240/360. Po zadnjih spremembah so bile v večino stebrov vgrajene štiri palice v vogalih in enojna stremena. Približen potek armature v steber je razviden s slike 20.

Previsni del na severni strani sestavljajo vitki AB-stebrički, ki so povezani z AB-gredami. Razdalja med stebrički je 2 m. Na južni strani pri kabinetnem delu je previsni del sestavljen iz opečnatega zidovja, ki je zidano na armiranobetonske grede. Zid je zgrajen iz opeke normalnega formata NF in je debeline 38 cm. Enako sta sezidana tudi zahodno in vzhodno pročelje.

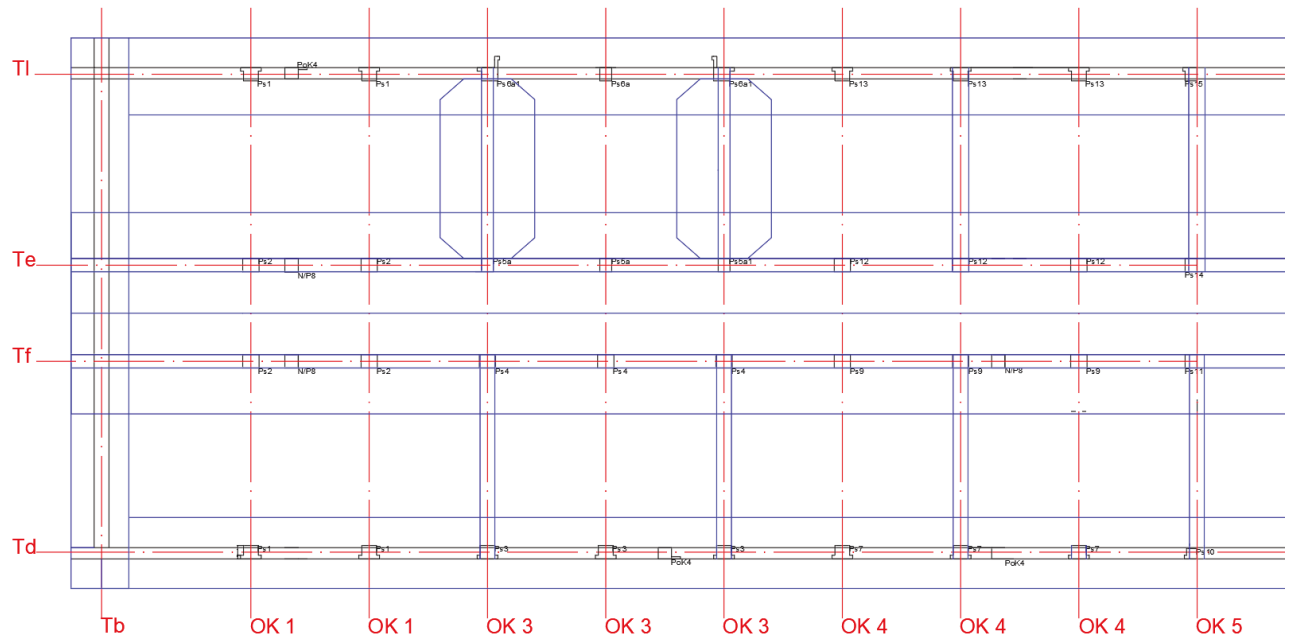
V letu 1982 je bila izvedena dograditev, katere cilj je bilo povečanje uporabne površine stavbe. Dograditev je izvedena z jekleno konstrukcijo, uporabljeno je bilo jeklo Č0200, predelne stene in parapeti pa so bili sezidani iz siporeksa. Tak konstrukcijski koncept je bil uporabljen zato, ker je bil dovolj lahek in je ustrezal pogoju, da teža nove konstrukcije ni večja od odstranjenih delov prvotne ravne strehe.



Slika 20: Shematski prikaz armature v stebrih (stebrih v pritličju)

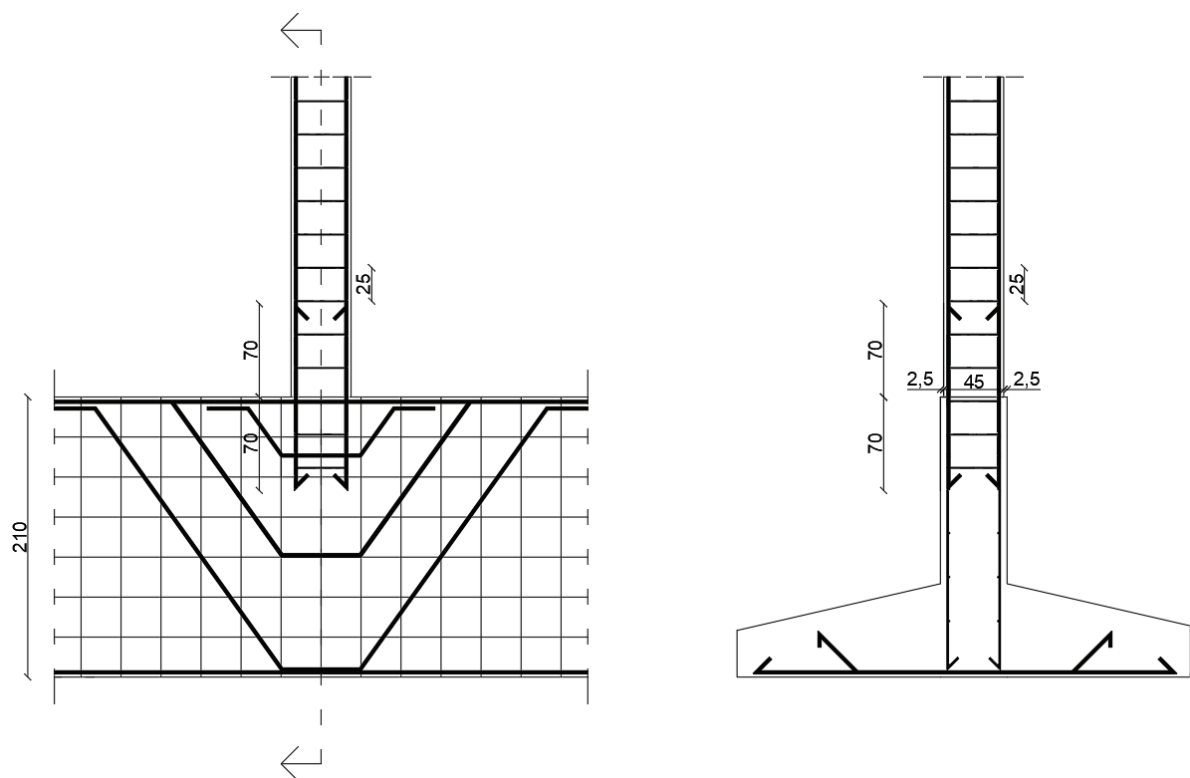
Figure 20: Schematic representation of rebar in columns (columns on the ground floor)

Temelji so pasovni (pod vsak steber je koncentrirana armatura, vendar greda poteka kontinuirano) in potekajo v smeri vzhod–zahod. Prečno so v vsaki drugi osi povezani z gredami, ki zagotavljajo dodatno togost. Temelja pod zidom na zahodno in vzhodno pročelje sta prav tako pasovna in potekata v smeri sever–jug. Zaradi slabše nosilnosti temeljnih tal so temeljne stope dodatno razširjene, in sicer pod zunanjimi stebri je razširitev 2,6 m oziroma 2,4 m, pod notranjimi pa celo 3,5 m. Z razširitvijo sta temelja pod notranjimi stebri medsebojno povezana. Prerez temeljev za levi (vzhodni) del je prikazan na sliki 17. Tloris temeljev levega (vzhodnega) dela je prikazan na sliki 21. 3D-slika temeljev je prikazana tudi na sliki 24. Približen potek armature v temelje in sidranje stebra v temelj sta prikazana na sliki 22.



Slika 21: Tloris temeljev

Figure 21: Floor plan of the foundations



Slika 22: Shematski prikaz armature v temelju in sidranje stebra

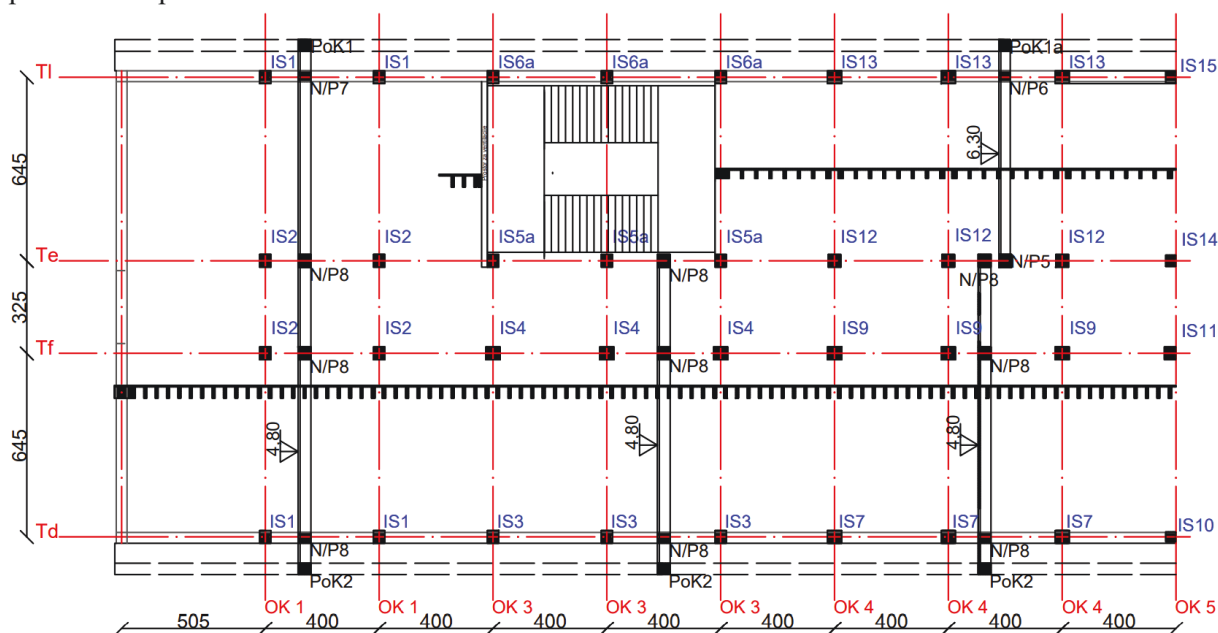
Figure 22: Schematic view of rebar foundations and anchoring of the column

3.3 Podroben opis levega (vzhodnega) dela stavbe

Ker je objekt konstrukcijsko ločen z dilatacijo na dva dela oziroma dve dinamično neodvisni enoti, ga je med potresno analizo treba obravnavati ločeno. Razen razlike v zahodnem delu zaradi podkletitve za kotlovnice in specifike pri vходу v stavbo sta oba dela zelo podobna. Na podlagi inženirskega

razmisleka lahko sklepamo, da je tudi obnašanje pri potresu obeh delov približno enako. Na podlagi te ugotovitve in zaradi omejenega obsega magistrskega dela smo se odločili za obravnavo samo vzhodnega dela stavbe (vzhodno od dilatacije). Kot rečeno, smo se odločili, da vzhodni del obravnavamo popolnoma ločeno. Pri tem poudarimo, da smo zanemarili vpliv potencialnih trkov med obema deloma stavbe, ki se lahko zgodijo med potresom, predvsem zaradi zelo majhne dilatacije med obema deloma stavbe. Tipičen tloris je prikazan na sliki 23. Vzhodni del je na prvi pogled manj kompleksen, ker ne vsebuje kleti, oziroma je podkleten samo s pravokotnim jaškom v osrednjem delu stavbe. V tem delu ni vgrajenega dvigala. Ta del je samostojen in se nanj razen nadaljevanja zahodnega dela drugi objekti ne navezujejo.

Konstrukcija vzhodnega dela je sestavljena iz štirih vzdolžnih osi, ki so označene kot Tf, Td, Te in Tl, ter devetih prečnih osi, ki jih označujemo z OK1, OK2, OK3, OK4 in OK5. V prečni smeri se nekateri od okvirjev ponavljajo, zato je več osi z isto oznako. Skupno je 36 armiranobetonskih stebrov. Stebri z istim prerezom so z isto oznako. V pritličju so stebri označeni s Ps(številka), v preostalih nadstropjih so označeni z rimsko številko nadstropja in s(številka). Steber s številko 1 v pritličju bi bil torej z oznako Ps1, v prvem nadstropju bi bil z oznako Is1 (slika 23), v drugem z IIs1 in v tretjem z oznako IIIs1. Številke stebrov razen pri delu s stopnicami se po višini ponavljajo. V pritličju je prečni prerez zunanjih stebrov v obliki črke T. V zgornjih nadstropjih je povsod pravokotni prerez. Dimenzije se spreminjajo po tlorisu in po višini.



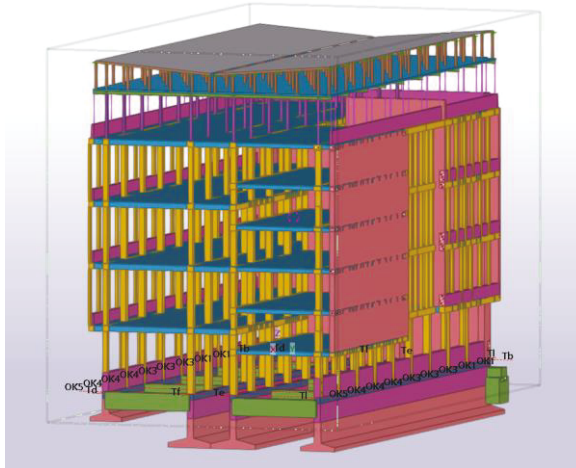
Slika 23: Tloris nosilne konstrukcije pri prvem nadstropju (levi del)

Figure 23: Floor plan of bearing structure (first floor) (left part of the building)

Na tem delu stavbe je bila izvedena tudi naknadna preiskava stebrov (ZRMK LRS, 1961), pri čemer je bilo ugotovljeno, da je njihova trdnost manjša od predpisane. Enako je bilo ugotovljeno, da je število vgrajenih palic različno od načrtovanega, in sicer so bile v notranjih stebrih vgrajene štiri palice ϕ 22, v zunanjih stebrih pa štiri ϕ 20. V tem delu je vzhodno pročelje ki je zidano iz opeke NF in je debeline 38 cm. Po sredini pročelja, kjer je hodnik, so velika okna. Severna fasada je sestavljena iz stebričkov, ki so medsebojno povezani z gredami. Na gredah je sezidan 85 cm visok parapet. Fasada je enaka tudi v južnem delu, ki je vzhodno od stopnic. Zahodno od stopnic so kabineti. V kabinetnem delu je fasada

sezidana iz opeke NF, zid je debeline 38 cm. Prečni zidovi ob stopnicah so prav tako zidani z opeko NF in so debeline 16 cm. Predelne stene v notranjosti v delu s kabineti in hodniki so zidane iz opeke in so debeline 16 cm. Po prenovi so bile nekatere predelne stene v delu s predavalnicami izvedene kot mavčno-kartonske. V vzhodnem delu so tudi stopnice, ki vsa nadstropja povezujejo po vertikali. Za vstop v kabinete je izveden poseben podest. V nadstropjih, v katerih se kabineti in predavalnice ujemajo, je izveden skupen podest, s katerega se vstopa v kabinete in predavalnice. Stopnice so armiranobetonske, podesti so izvedeni z rebričasto ploščo, enako kot stropne plošče. Podesti se naslanjajo na armiranobetonske grede, ki so vgrajene v stene okrog stopnic. Stopnice so ograjene z jekleno ograjo. Tla so prekrita z gumo, pod gumo so estrihi, žlindrani beton in izolacija. Tla v hodnikih in stopnice so izvedeni v slogu »teraco«. Kot je že bilo omenjeno, je bila nadzidava izvedena z jekleno konstrukcijo. Ker je pri modeliranju nismo uporabljali, je posebej ne opisujemo. V modelu smo nadzidavo upoštevali samo kot dodatno maso. Temelji so predstavljeni v razdelku 3.2.

Ker so bili celotna dokumentacija in načrti v papirnati obliki, smo za lažje razumevanje na podlagi načrtov izdelali tudi 3D-model (slika 24), in sicer v programskem orodju Tekla Structures.



Slika 24: 3D-model konstrukcije (Tekla Structures)

Figure 24: 3D model of structure (Tekla Structures)

3.4 Opomba k dokumentaciji

Podatke o stavbi smo zagotovili na podlagi dokumentov, ki smo jih pridobili v tehnični službi Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani, iz poročil, ki sta jih pripravila ZAG in ZRMK, ter z ogledom na terenu. Dokumenti, ki smo jih uporabili, so risbe, tehnična poročila in poročilo o preiskavi materialov. V tehnično dokumentacijo, ki smo jo prejeli iz tehnične službe fakultete, spadajo naslednji dokumenti:

- Slovenija projekt. 1959a. Št. Proj. 840/6, 24. 1. 1959. Glavna zgradba – armaturni načrti. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za strojništvo in elektrotehniko, Oddelek za elektrotehniko, Odsek za splošno elektrotehniko in jaki tok.
- Slovenija projekt. 1959b. Št. proj. 1929/2, 1. julija 1959. Glavni projekt – I. del. Fakulteta za strojništvo in elektrotehniko, Stavba za splošno elektrotehniko in jaki tok.
- Slovenija projekt. 1959c. Št. proj. 1929/2, 10. XI. 1959. Statični elaborat, faza II (opažni in armaturni načrti stavbe nad kletjo). Tehnična fakulteta, oddelek za elektrotehniko – Institut za jaki tok.

- Slovenija projekt. 1960. Št. proj. 1929/2, 11. marec 1960. Opažni in armaturni načrti od kleti dalje. Tehniška fakulteta, oddelek za elektrotehniko – Institut za jaki tok Ljubljana.
- Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava Tržaška 25, Ljubljana – arhitektura, faza PZI.
- Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava Tržaška 25, Ljubljana – arhitektura, faza PZI, Fakulteta za elektrotehniko v Ljubljani.
- Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava objekta Tržaška 25, Ljubljana – statika, fazi PGD, PZI. Fakulteta za elektrotehniko v Ljubljani.
- ZRMK LRS. 1961. Št. DN 3554/60, 22. februar 1961. Poročilo o preiskavi železobetonskih stebrov.

Poleg navedenega smo pridobili naslednje dokumente, ki so jih pripravili na ZRMK in ZAG:

- Poročilo – ZRMK. 2019. Ocena potresne ogroženosti za objekt FE;
- Poročilo – Ocena potresne ogroženosti stavb kompleksa Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani. Zavod za gradbeništvo Slovenije.

Med izdelovanjem magistrskega dela je bil v skladu s potrebami večkrat izveden ogled na terenu. Kot je navedeno v razdelku 2.3.1, standard wd Evrokod 1998-3 podaja definicije in klasifikacijo razpoložljivih dokumentov/risb, ki smo jih uporabili za opis in določitev stopnje poznavanja stavbe. Glede tega navajamo, da smo imeli na razpolago projektne (angl. design) risbe, ki so bile pripravljene med projektiranjem stavbe. Standard loči risbe tudi glede na to, koliko informacij vsebujejo, kot je že bilo omenjeno, gre za delitev na splošne (angl. outline), ki vsebujejo osnovno geometrijo konstrukcijskih elementov, ter detajlne, ki vsebujejo tudi detajle za spoje in armature. Pri testiranju stebrov na terenu na podlagi metode sklerometriranja (ZRMK LRS, 1961) je bilo ugotovljeno, da vgrajeni beton ni v skladu s po projektu predpisanim in da je kakovost slabša. V poročilu iz ZAG (Lutman, 2015) je izpostavljeno, da tudi armatura ni bila vgrajena po načrtih, ampak so bile namesto tega v vsakem stebru vgrajene po štiri vogalne palice. Glede na to, da v risbah ni bilo prikazanih detajlov, in glede na to, da v elementih nista bila vgrajena po načrtih predpisan material in armatura, v našem primeru razpolagamo z osnovno obrisno (angl. outline) risbo. Izvedli smo tudi omejeno preverjanje uskladitev geometrije na terenu in na risbah. Omejeni pregled je bil izveden tudi za detajle in uporabljene materiale. Veliko konstrukcijskih elementov je prekritih z oblogami (s fasado, z ometom itd.), zato brez bolj sofisticirane porušne oziroma neporušne metode zelo kakovostnih in zanesljivih podatkov ni možno zajeti. Pri izdelavi magistrske naloge smo bili omejeni samo na vizualne preglede na terenu. Vse to je vplivalo na določitev stopnje vedenja stavbe, pri čemer smo morali izbrati nižje stopnje vedenja oziroma uporabiti višje faktorje varnosti.

3.5 Stopnje vedenja stavbe

3.5.1 Geometrija

Geometrijo smo v glavnem prevzeli iz razpoložljivih načrtov. Večjo pozornost smo namenili orientaciji plošč, globini in širini stebrov in gred, širini pasnic T-gred ter ekscentričnosti v stikih med gredami in stebri. Uskladitev geometrije iz načrtov in na terenu smo preverili samo tam, kjer je bilo to možno. Pri geometrijskih karakteristikah upoštevamo, da tudi obrisne risbe zagotavljajo dovolj informacij. Na podlagi zbranih podatkov smo iz preglednice 10 privzeli KLG3 ob predpostavki, da risbe skoraj v celoti

pokrivajo podatke, ki jih potrebujemo za ocene stavbe. Iz preglednice 10 smo torej izbrali polje, ki ustreza za popolne dokumente in omejen obseg raziskave.

3.5.2 Detajli

Pri detajlih moramo biti pozorni predvsem na količino vzdolžne ter prečne armature v gredah in stebrih, količino armature v ploščah, dolžino naleganja in krovni sloj. Destruktivne metode, ki jih standard predlaga, niso bile izvedene. Detajli niso prikazani niti na risbah, ki so na voljo. Kot je že bilo ugotovljeno (Lutman, 2015) je količina armature iz načrtov v nasprotju z dejansko vgrajeno armaturo. Zato smo glede na preglednico 11 za detajle privzeli minimalni nivo poznavanja KLD1.

3.5.3 Materiali

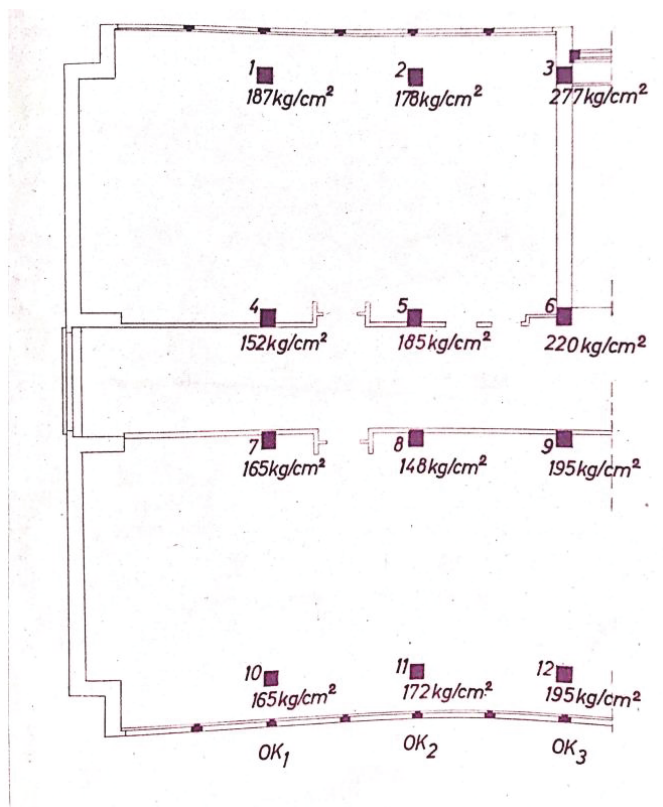
Za določitev stopnje poznavanja materiala preiskave *in situ* niso bile izvedene. Ker gre za armiranobetonsko stavbo, je treba poznati samo vgrajena armatura in beton. Armatura, ki je bila vgrajena, je GA240/360, kar je razvidno iz poročila za preiskavo stebrov (ZRMK LRS, 1961). Karakteristike betona ne moremo enolično določiti, ker je bila po vgradnji izvedena raziskava, med katero je bilo ugotovljeno, da je vgrajen slabši beton, kot je bil predpisan v projektu. Raziskava je bila izvedena na podlagi sklerometriranja na omejenem številu stebrov. Ker analiza trdnosti ni bila izvedena za vse elemente v stavbi, smo tej magistrski nalogi za celotno stavbo privzeli povprečno trdnost, ki je bila rezultat sklerometriranja omejenega števila stebrov (ZRMK LRS, 1961). Modul elastičnosti in druge karakteristike smo določili na podlagi tlačne trdnosti. Omenili smo, da je del konstrukcijskega sistema izdelan tudi iz opeke. Karakteristike za opečnato steno smo prevzeli po standardu wd Evrokod 1998-3, dodatku E. Za jeklo, beton in opečnate stene smo na podlagi prikaza v preglednici 12 privzeli KLM2 s ciljem, da smo na varni strani.

3.5.4 Podroben opis materialov

Konstrukcija stavbe fakultete za elektrotehniko je po celotnem tlorisu armiranobetonska. Odstopanje se pojavi v vzhodnem in zahodnem pročelju, izvedenih v zidani različici iz polne opeke. V nadaljevanju prikazujemo postopek določitve vrednosti materialnih karakteristik, ki smo jih uporabili pri modeliranju računskega modela.

3.5.4.1 Beton

Karakteristike betona smo določili na podlagi projektne dokumentacije. Glede na načrte za stebre (Slovenija projekt, 1959c) je bil v pritličju in prvem nadstropju predpisan beton MB 30 in MB 22, v odvisnosti od lokacije. Za stebre v drugem in tretjem nadstropju ter za grede je bil predpisan beton MB 22. ZRMK LRS Ljubljana je 22. februarja 1961 izdal poročilo (ZRMK LRS, 1961), v katerem so podani rezultati preiskave treh betonskih kock. Material za kocke je bil odvzet pri betoniranju, 13. 11. 1961. Prav tako so bile izvedene tudi sklerometrijske raziskave (ZRMK LRS, 1961) na izbranih stebrih v prvem nadstropju, kot je prikazano na sliki 25. Sklerometrijske raziskave so pokazale, da je kakovost vgrajenega betona slabša, kot je bilo predpisano v projektu. Za najneugodnejše so se pokazale razmere pri stebrih v okviru OK1 v prvem nadstropju, kjer so ugotovljene tlačne trdnosti, preračunane na starost 28 dni, znašale le med 11,3 in 15,3 MPa namesto predpisanih 30 MPa. Te razlike so spodbudile tudi dodatne raziskave in izračun stabilnosti stavbe. Metode, ki so jih takrat uporabili, so vseeno pokazale, da je stavba stabilna, kljub temu da je kakovost betona slabša. Zato sanacija ni bila zahtevana.



Slika 25: Shema s sklerometrom preizkušenih stebrov (prvo nadstropje) (ZRMK LRS, 1961)

Figure 25: Outline of tested columns with sclerometer (first floor) (ZRMK LRS, 1961)

Za namen magistrske naloge smo tlačno trdnost betona izračunali z upoštevanjem časovnega razvoja tlačne trdnosti betona. Ker račune izvajamo po standardih Evrokod, po katerih je referenčni vzorec za določanje trdnosti betona valj, smo tlačne trdnosti modificirali z dodatnim faktorjem. Za pretvorbe iz kocke v valj smo uporabili faktorja oblike, ki znaša 1,2 (Žarnič, 2016). Vpliv časovnega razvoja trdnosti je določen na podlagi Evrokoda 2 po naslednji enačbi (59).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (59)$$

Pri tem je f_{cm} srednja vrednost tlačne trdnosti betona. $\beta_{cc}(t)$ je funkcija, s katero je definirano časovno naraščanje tlačne trdnosti, in je podana z enačbo (60), t je starost betona v dnevih. Upoštevali smo 22.265 dni (61 let). Vrednost $\beta_{cc}(t)$ je 1,27.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (60)$$

Koeficient s je odvisen od vrste cementa. V našem primeru smo predpostavili normalnovezni cement (razreda N), zato je vrednost s 0,25. Tlačno trdnost smo poračunali na podlagi podatkov iz raziskav kocke (preglednica 19) in na podlagi podatkov, dobljenih iz sklerometričnih raziskav stebrov (preglednica 20). Končno vrednost dobimo kot povprečje vseh vrednosti. Ker druge raziskave niso na voljo, za vse elemente upoštevamo tlačno trdnost 24 MPa.

Preglednica 19: Rezultati raziskav tlačne trdnosti za vzorce betonskih kock

Table 19: Results of testing for compressive strength of concrete cubes

Vzorec	Starost (dni)	Prostorninska teža [kN/m ³]	Izmerjena srednja vrednost tlačne trdnosti [MPa] (ZRMK LRS, 1961)	Trenutna srednja vrednost tlačne trdnosti [MPa]
Kocka 1	37	24,4	21,5	22,8
Kocka 2	37	24,2	23,5	24,9
Kocka 3	37	24,2	23	24,4

Preglednica 20: Rezultati sklerometriške raziskave

Table 20: Results of sclerometric testing

Zaporedna št. stebra	Izmerjena tlačna trdnost [MPa] (ZRMK LRS, 1961)	Trenutna tlačna trdnost [MPa]
1	18,7	23,8
2	17,8	22,7
3	27,7	35,3
4	15,2	19,3
5	18,5	23,5
6	22	28
7	16,5	21
8	14,8	18,8
9	19,5	24,8
10	16,5	21
11	17,2	21,9
12	19,5	24,8

Wd Evrokod 1998-3 dovoljuje, da se modul elastičnosti izračuna posredno na podlagi tlačne trdnosti. Določili smo ga upoštevajoč EC2 na podlagi enačbe (61).

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (61)$$

Vrednost, ki smo jo dobili, znaša 28.600 MPa.

3.5.4.2 Armatura

Vgrajena je bila gladka armatura GA240/360. Ker dodatni testi niso bili izvedeni, upoštevamo natezno trdnost na meji tečenja 240 MPa. Modul elastičnosti znaša 210 GPa.

3.5.4.3 Opečnati zid

V magistrski nalogi je obravnavan samo del stavbe zahodno od dilatacije. V njem je zahodno pročelje, ki je iz 38 cm debelega zidanega zidu iz opeke naravnega formata. Razen da gre za opeko NF, drugih podatkov nimamo. V takem primeru standard wd Evrokod 1998-3 dovoljuje, da karakteristike materiala določimo na podlagi preglednice E.1 v aneksu E. Podatki so prikazani v preglednici 21.

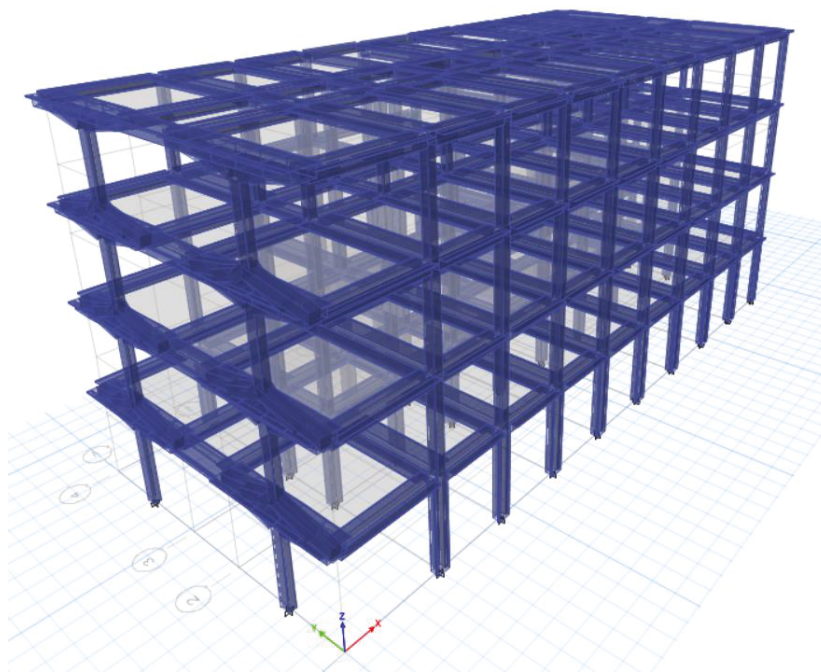
Preglednica 21: Referenčne vrednosti za mehanske karakteristike zidovja iz opeke NF; srednje vrednosti in koeficienti variacije

Table 21: Reference values for mechanical properties of masonry structures made of NF bricks; mean values and coefficient of variation

Vrsta zidu		f [MPa]	f_t [MPa]	f_{vo} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	ρ [kg/m ³]
Polna opeka (NF)	srednja	3,4	0,114	0,160	1500	500	1800
	koef. variacije	0,26	0,21	0,21	0,20	0,20	ni podano

4 MODELIRANJE

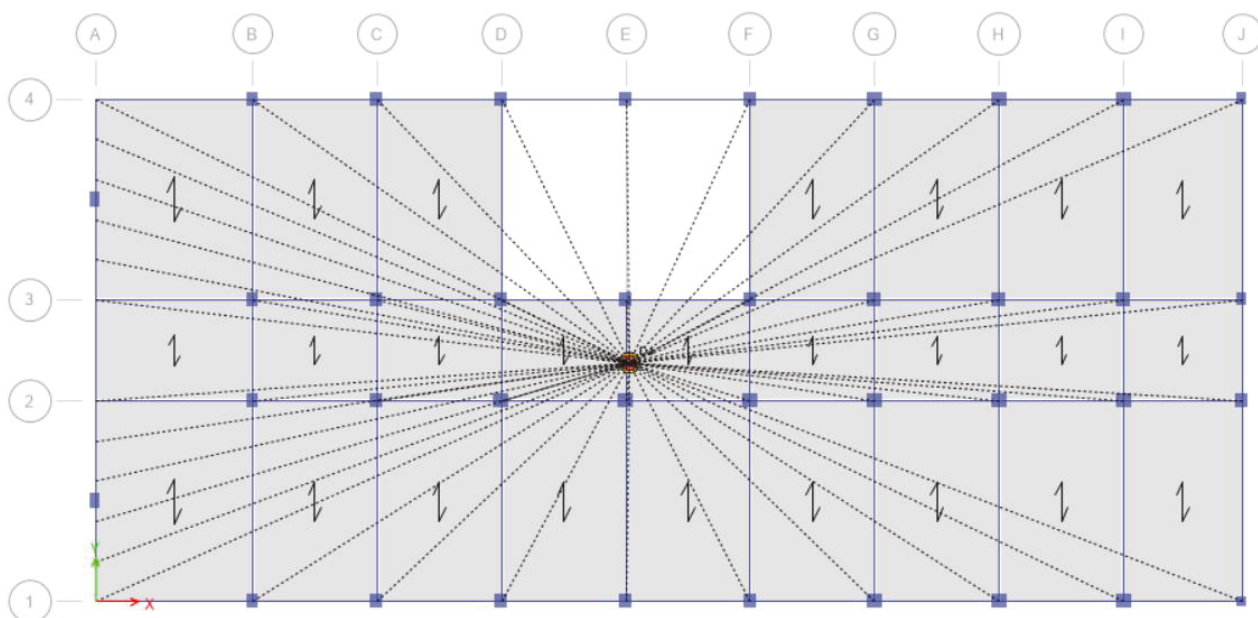
Pri modeliranju konstrukcije upoštevamo splošna navodila iz standarda wd Evrokod 1998-1-1 in navodila, ki podrobneje podajajo zahteve za obstoječe konstrukcije po standardu wd Evrokod 1998-3. Podroben opis zahteve je v razdelkih 2.2.2 in 2.3.3. V nadaljevanju povzemamo postopek modeliranja in pravila, na katera smo se sklicevali. Za obstoječe konstrukcije standard wd Evrokod 1998-3 odsvetuje uporabo metode analize s q-faktorjem, ki temelji na pristopu na podlagi sile oziroma napetosti v elementih. Priporoča se uporaba pristopa na osnovi pomikov, ki temelji na nelinearni analizi. Nelinearne analize so zahtevnejše za izvedbo. Pridobiti je treba več podatkov konstrukcije. Natančno moramo poznati potek in količino armature ter osne napetosti v elementih, saj je analiza odvisna od teh. Modeliranje nelinearnih modelov zahteva več znanja in izkušenj, proces pa je časovno potratnejši. Kot je navedeno v razdelku 2.3.4, se pod določenimi pogoji oziroma ko razmerje $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ ne presega 2,5, lahko uporabi tudi linearna analiza z nereduciranim spektrom. Koeficient ρ_i se izračuna na podlagi posplošenih sil, kot je podano v enačbi (39). Pri obstoječih objektih, še posebej zgrajenih pred obdobjem uveljavitve protipotresnih predpisov, je vedno smiselno preveriti potresno obnašanje z linearno analizo, preden se odločimo za kompleksne nelinearne metode. S ciljem pridobitve osnovnih informacij o potresnem obnašanju in na splošno glede ugotovitev možnosti uporabe linearnega modela smo izdelali linearni model, in sicer s programskim orodjem ETABS (slika 26). Pri tem smo upoštevali linijske elemente. Stebre smo modelirali glede dimenzij, pridobljenih iz načrtov. V vzdolžni smeri je okvirni sistem, pri čemer smo v prerezu grede upoštevali tudi sodelujočo širino plošče. V prečni smeri horizontalni del konstrukcije predstavlja rebričasti strop, ki smo ga pretvorili v ekvivalente linijske T-elemente. Tako je bila na koncu v obeh smereh upoštevana okvirna konstrukcija. Opečnate stene, ki so na skrajnem vzhodnem pročelju, so prav tako upoštevane z linijskimi elementi.



Slika 26: Linearni 3D-model konstrukcije (ETABS)
Figure 26: Linear 3D model of the structure (ETABS)

Pri analizi konstrukcije s pristopom na osnovi pomikov je pomembna pravilna izbira togosti. Po standardu wd Evrokod 1998-3 se togost pri linearni analizi, razen če gre za metodo s q-faktorjem, določi na podlagi sekantne vrednosti pri plastifikaciji. Začetno togost elementa bi morali dobiti na podlagi enačbe (49), kot je prikazano v razdelku 2.3.3.3.1. Vendar pa je tak pristop zamuden in privede do različne togosti na koncu vsakega elementa, zato smo začetno togost elementov določili, kot je predlagano za izvedbo preliminarne analize. Upoštevamo razpokan prerez, zato karakteristike prerezov pomnožimo z 0,25. Po standardu wd Evrokod 1998-1-2 je za nove stavbe predvideno, da je razmerje togosti nerazpokanega in razpokanega prereza 0,5, kar zagotavlja večjo konservativnost glede pristopa na osnovi sil. Ker pa stavbo obravnavamo s pristopom na osnovi pomikov, večja redukcija togosti rezultira v večjih projektnih obremenitvah, ki so izražene kot povprečno rotacijo elementov.

Na nivoju temeljev je konstrukcija toga vpeta v tla. Temelje prikažemo s točkovno podporo. Predpostavimo, da so plošče toge v svoji ravnini, zato jih v programu modeliramo na podlagi diafragme. Kot vemo, je v stavbi različno število etaž v različnih delih (majhna in velika nadstropja), zaradi česar je na vsakem nivoju v diafragmi zajeto različno število elementov (vozlišč) oziroma toliko, kolikor jih pokrije plošča v tej etaži. Upoštevali smo, da se elementi toga stikajo na nivoju etažne višine. Dodatna ekscentričnost med stiki elementov ni bila upoštevana. Stopnice so armiranobetonske, njihov vpliv na celotno togost stavbe pa smo upoštevali tako, da smo stebre okrog stopnišnega okna vključili v toge diafragme (slika 27). Naknadno zgrajenega nadstropja nismo modelirali posebej, temveč smo njen vpliv zajeli samo tako, da smo upoštevali njeno težo. Obravnavana stavba ima tudi napušča na severno in južno fasado. Napuščev nismo modelirali, upoštevali smo ju kot linijski obtežbi, ki smo ju dodali na os Td oziroma Tl (slika 23).



Slika 27: Primer diafragme (četrto nadstropje)

Figure 27: Example of a diaphragm (fourth floor)

4.1.1 Modeliranje stebrov

Kot je že omenjeno, se stebri spreminjajo po tlorisu in višini. V pritličju so prerezi po zunanji vzdolžni osi T-oblike, drugi so pravokotni. Geometrijo smo povzeli iz načrtov. Višina stebrov je enaka etažni višini. V pritličju ta znaša 4,80 m, v drugih nadstropjih pa 4,50 m. V delu s kabineti, kjer so mednadstropja, stebri potekajo enako kot v preostalem delu. Njihov prerez se torej spreminja na istih kotah, kot se spreminja v višjih nadstropjih.

4.1.2 Modeliranje grede

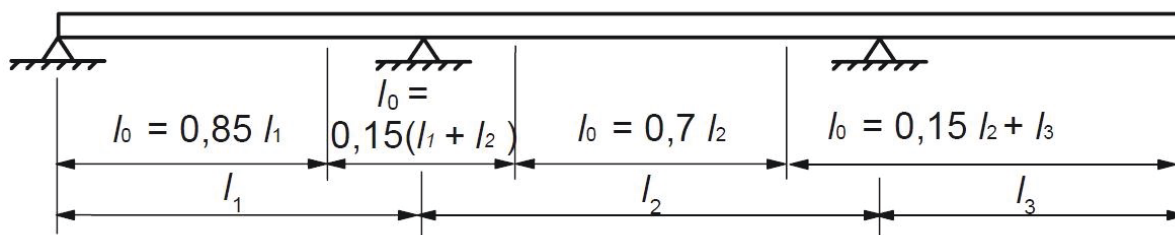
Stavba je v vzdolžni smeri sestavljena iz štirih okvirjev (sestavljajo ga stebri in pravokotne grede). V prečni smeri se okvir zagotavlja z rebričastim stropom. Ker smo modelirali linearni model z linijskimi elementi, smo rebričasti strop pretvorili v ekvivalentne grede. Efektivne širine pasnic smo določili za obe smeri. Debelina pasnice je 5 cm (enako, kot je debelina plošče rebričastega stropa).

Standard wd Evrokod 1998-3 navaja, da pri določitvi geometrije obstoječih stavb efektivne širine pasnic za grede T in L lahko določimo, kot je navedeno v EN1992-1-1:2020. Izračunamo jih tako, da upoštevamo enačbi (62) in (63). Za določitev l_0 upoštevamo potek momentov v potresnem stanju, zato je prevzeta kot polovica razpona oziroma $0,5 l$.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (62)$$

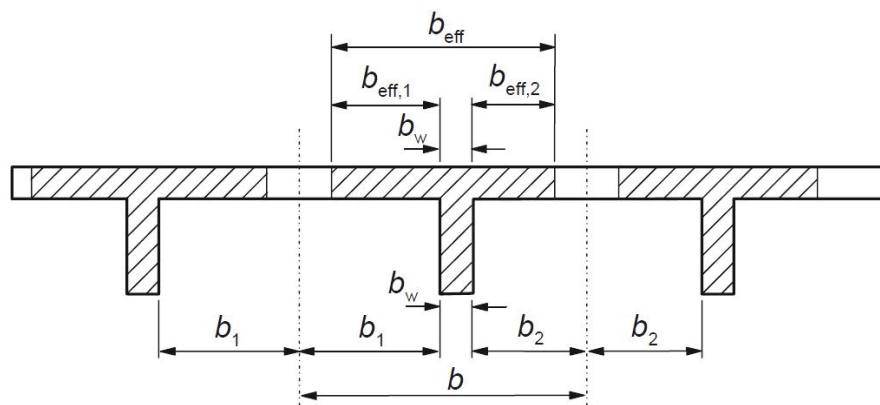
$$b_{eff,i} = \min \{0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l_{0b}; 0,2 l_{0b}; b_i\} \quad (63)$$

Oznake iz navedenih enačb so predstavljene na Slika 28 in Slika 29.



Slika 28: Definicije l_{0b} za izračun efektivne širine pasnice

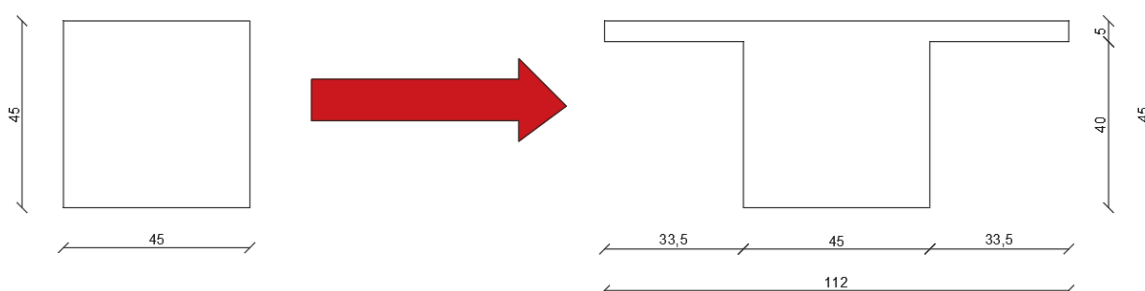
Figure 28: Definitions of l_{0b} for the calculation of the effective flange width



Slika 29: Parametri, ki določajo efektivne širine pasnice

Figure 29: Effective flange width parameters

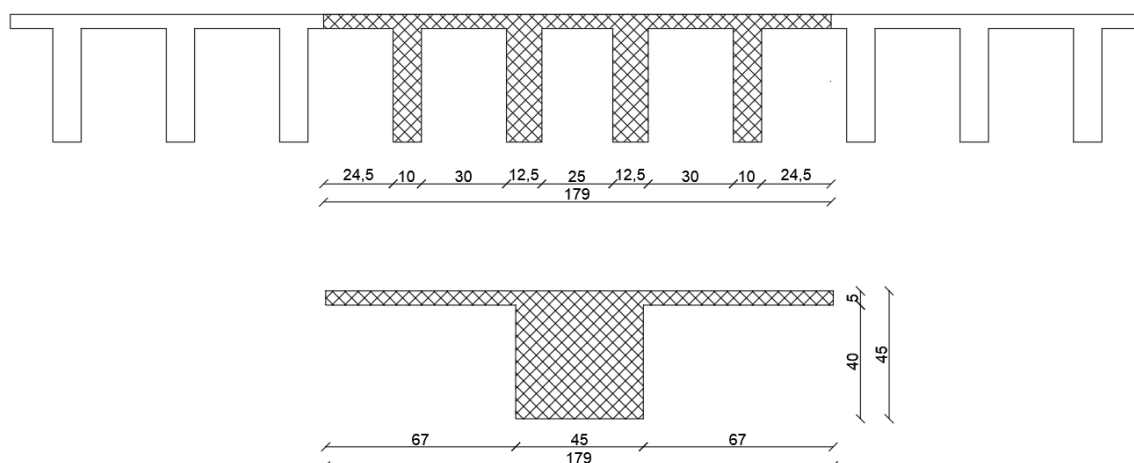
V vzdolžni smeri smo pravokotnim gredam dodali še del plošče, ki sodeluje v efektivni širini. Izbrani primer je prikazan na sliki 30. V načrtih prevladujejo grede, katerih stojina je debeline 45 cm. Širina pasnice se spreminja v odvisnosti od pozicije v konstrukciji (razpon l in širina b).



Slika 30: Prikaz tipične grede, ki je transformirana v gredo s sodelujočo pasnico

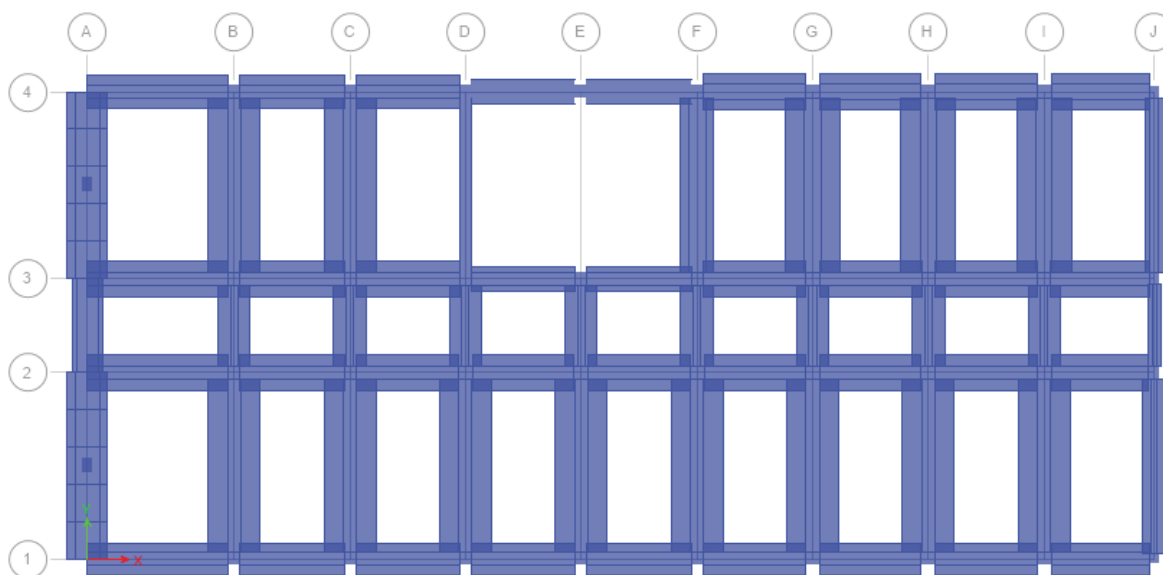
Figure 30: Representation of a typical beam transformed into a beam with an effective flange

V prečni oziroma krajši smeri je stropna konstrukcija izvedena kot tako imenovani superstrop. Strop v odvisnosti od pozicije (predavalnice ali kabineti) je visok 45 oziroma 35 cm. Rebra, ki se naslanjajo neposredno na steber, so debelejša od drugih reber. Ker konstrukcijo izračunamo z linijskimi elementi, smo stropno konstrukcijo zamenjali z nadomestnimi nosilci, kot je prikazano na sliki 31. Širino stojine nadomestnega nosilca b_w smo določili tako, da smo sešteli širine vseh reber znotraj sodelujoče širine b_{eff} . V primeru, prikazanem na sliki 31, so v okviru sodelujoče širine štiri rebra, in sicer rebri, ki se nalegata neposredno na steber dimenzije 12,5 cm, in še dve, katerih dimenzija je 10 cm. Skupna širina stojine torej znaša 45 cm. Efektivna sodelujoča širina b_{eff} se spreminja v odvisnosti od pozicije po tlorisu oziroma od širine b in dolžine l . V prikazanem primeru ta znaša 179 cm.



Slika 31: Sodelujoča širina pasnice T-elementa v delu s predavalnicami
Figure 31: Effective flange width of a T-beam in the area with classrooms

Na skrajnih robovih se pojavijo L-prerezi, ki jih potem pretvorimo v ekvivalentne T-prereze s ciljem lažjega modeliranja. Boljšo predstavbo, kako se spreminja sodelujoča efektivna širina v odvisnosti od pozicije grede, omogoča slika 32.



Slika 32: Tloris gred s sodelujočimi širinami pasnic na vrhu prve etaže
Figure 32: Floor plan of beams including the effective width of flanges at the top of the first storey

4.1.3 Modeliranje opečnate stene

Konstrukcija obravnavane stavbe je v glavnem armiranobetonska, vendar pa vzhodno pročelje stavbe predstavlja opečnata stena debeline 38 cm, ki je sezidana iz opeke NF. Natančneje je vzhodno pročelje sestavljeno iz dveh zidanih sten, ki potekata od tal do vrha stavbe. Temeljeni sta na posebej za njiju izdelanem pasovnem temelju. Stene so medsebojno povezane z zaključno armiranobetonsko gredo iz

rebričastega stropa. Greda se nadaljuje tudi v steno. Med stenami so okna, ki zagotavljajo svetlobo na hodnikih stavbe (slika 33).



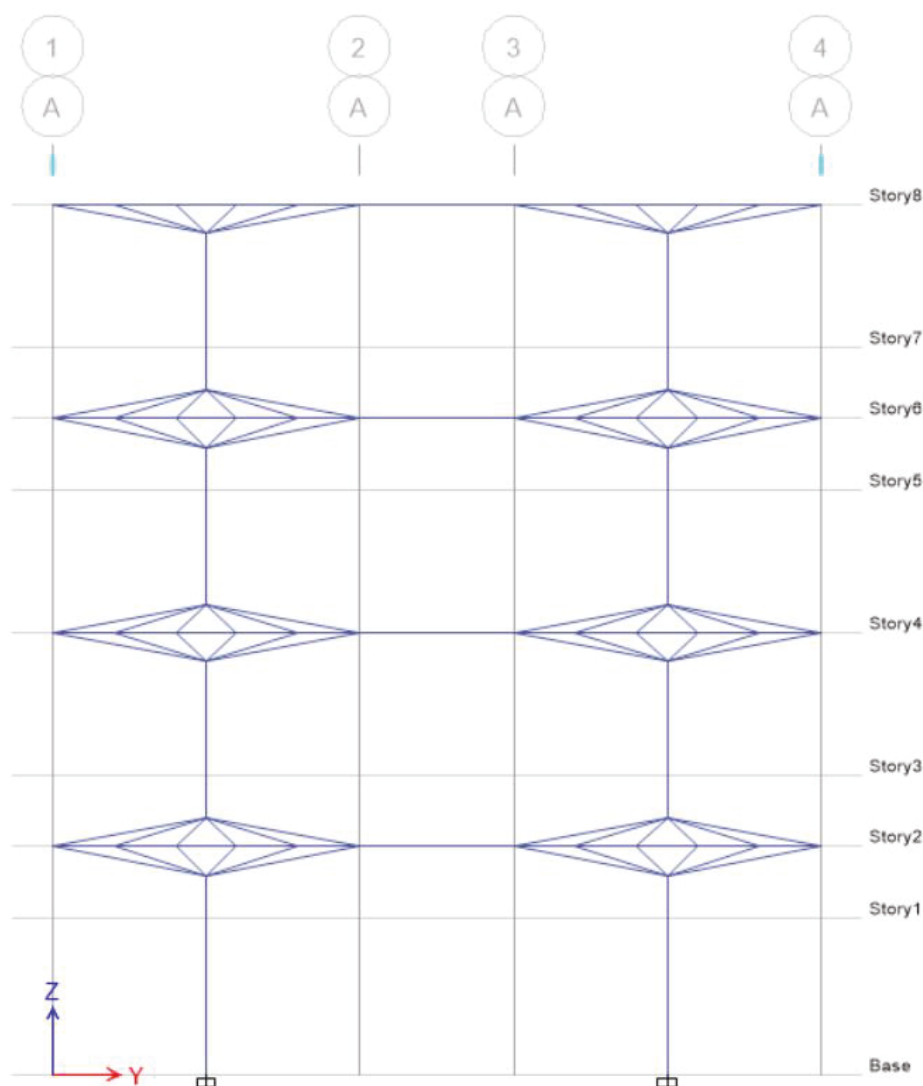
Slika 33: Vzhodno pročelje stavbe

Figure 33: East facade of the building

Poleg funkcije zagotovitve prenosa vertikalnih obtežb je vloga tega zidu pomembna tudi pri prenosu horizontalnih obremenitev, ki se pojavijo pri potresu. Standard wd Evrokod 1998-3 za mešani sistem z zidanimi in armiranobetonskimi elementi za modeliranje priporoča uporabo sistema, ki je ekvivalenten okvirnemu. S takim pristopom lahko modeliramo stavbe z naslednjimi karakteristikami:

- a) zunanji zidani steni in notranji armiranobetonski okvirji;
- b) zidane konstrukcije, pri katerih je dodan armirani strop;
- c) zidane konstrukcije, na katerih je bil dograjen armiranobetonski del.

Primer, ki ga predstavljamo, lahko uvrstimo pod a). Standard navaja, da je potresna odpornost sten zunaj njihove ravnine zelo majhna in ne prispeva veliko h globalni togosti. Pomemben pa je njihov prispevek v njihovi ravnini. Tudi v modelu, ki smo ga izbrali, nismo upoštevali, da je nosilnost sten zunaj njihove ravnine. Na podlagi linijskih elementov (slika 34) smo simulirali prispevek togosti sten k skupni togosti stavbe.



Slika 34: Vzhodno pročelje zidane stene, definirane z linijskimi elementi
Figure 34: Masonry walls of the east facade defined with linear elements

Zaradi sestavin je zidovje konstrukcijski material, ki se obnaša nelinearno že pri zelo majhnih obremenitvah. Zato pri projektiranju oziroma preverjanju odpornosti zidanih konstrukcij, kjer uporabljamo metode elastične analize in vplive obtežbe porazdelimo po elementih konstrukcije v razmerju togosti, nelinearno obnašanje idealiziramo, parametre, ki določajo deformabilnost zidovja, kot sta modul elastičnosti in strižni modul, pa iz vrednotimo na dogovorjen način (Tomažević, 2009).

Zid smo modelirali na podlagi linijskega elementa s prirejenimi karakteristikami. Nato smo ta element s šestimi togimi vezmi povezali z armiranobetonsko gredo, ki je hkrati zaključek rebričastega stropa. V pritlični etaži je element toga povezan s tlemi. Obnašanje elementa smo zajeli na podlagi efektivne togosti, ki smo je izračunali z enačbo (64) (Tomažević, 2009):

$$K_{eff} = \frac{GA_w}{1,2h_{eff} \left(1 + \alpha' \frac{G}{E} \left(\frac{h_{eff}}{D} \right)^2 \right)} \quad (64)$$

Pri tem so:

K_{eff}	efektivna togost zidu
G	strižni modul zidu (pridobljen iz preglednice 21)
E	elastični modul zidu (pridobljen iz preglednice 21)
A_w	površina prečnega prereza zidu
h_{eff}	efektivna višina zidu
D	dolžina zidu
α'	koeficient, odvisen od vpetostnih pogojev zidu (0,83 za polno obojestransko vpetje in 3,33 za konzolno vpetje).

Upoštevali smo, da je zid obojestransko vpet. Kot efektivno višino smo vzeli svetlo višino med dvema gredama. Na podlagi teh predpostavk smo izračunali efektivno togost zidu. Vemo, da je togost po definiciji enaka $K = H/d$, pri čemer je H horizontalna sila in d pomik (zasuk), ki nastane zaradi te sile. Na podlagi efektivne togosti smo s programom Excel Solver določili strižni prerez stene, ki ustreza tolikšni togosti, in ga upoštevali v računskem modelu. Predpostavili smo, da celotna podajnost izhaja iz strižne podajnosti, in sicer zaradi velikega razmerja med širino in višino posameznih zidov. Poleg tega je takšna predpostavka konservativna, saj rezultira v manjših pomikih na vrhu konstrukcije v osi zidovja, kar povečuje neugoden torzijski odziv konstrukcije.

4.2 Modeliranje obtežbe in mase

4.2.1 Lastna in stalna obtežba

Lastna in stalna obtežba je bila določena na podlagi dimenzij, ki smo jih dobili iz razpoložljivih načrtov. V lastno težo štejemo težo armiranobetonskih stebrov in gred ter težo opečnate stene. Za armiranobetonske elemente smo upoštevali težo betona 25 kN/m^3 , za opečnate stene, ki so iz polne opeke naravnega formata (opeke NF), smo upoštevali 18 kN/m^3 . Ker smo stavbo modelirali brez previsov, smo težo previsov podali kot stalno obtežbo na grede v oseh Td in Tl. K teži previsa severne fasade štejemo grede v previsnem delu, ploščo (superstrop 450), stebričke, okna ter parapete pod okni. Južno fasado smo razdelili na tri dele, in sicer zahodni del, ki je enak kot severna fasada, del, kjer so stopnice, in del s kabineti. V delu, kjer potekajo stopnice, ni previsa, temveč je fasada sestavljena iz vertikalnih armiranobetonskih stebričkov, med katerimi so postavljena velika okna. V delu, kjer so kabineti, je fasada sezidana iz polne opeke NF. V tem delu obtežbo previsa sestavljajo previsni del plošče (superstrop 350), nosilne grede, opečnata stena in okna. Zaradi 38 cm debele opečnate stene je v tem delu obtežba iz previsnega dela nekoliko večja. Obtežbo stopnic smo podali kot linijske obtežbe na grede, na katere je povezan podest. Kot linijsko obtežbo smo podali tudi obtežbo, ki izhaja iz predelnih zidov, ki ločujejo predavalnice in kabinete s hodnikom. Upoštevali smo 16 cm debele zidove. Obtežbo, ki izhaja iz preostale predelne stene, smo podali kot površinsko obtežbo. V delu s kabineti smo upoštevali opečnate zidove debeline 16 cm. V delu s predavalnicami smo po ogledu na kraju samem ugotovili, da je bilo ločevanje izvedeno s steno proizvajalca Knauf. Obtežbo smo določili na podlagi podatkov, pridobljenih s tehničnega lista za Knaufove pregradne stene (Knauf, 2015). Sestavo talne podloge smo določili na podlagi načrtov, obtežbo pa smo določili na podlagi podatkov za težo posameznih materialov, ki jih dobimo v tehnični smernici TSG-1-004:2010. Kot je že omenjeno, je bila stavba leta 1982 nadgrajena še z eno etažo. Da bi bila nova etaža čim lažja, je bila zgrajena kot jeklena konstrukcija. Predelne stene v nadgrajenem delu so iz siporeksa. Obtežbo dodane etaže smo podali kot

površinsko obtežbo. Upoštevali smo vrednost, ki je bila poračunana v projektu. V preglednici 22 povzemamo rezultate površinske obtežbe, v preglednici 23 pa vrednosti linijske obtežbe.

Preglednica 22: Površinska obtežba

Table 22: Area loads

Etaža	Pozicija	Obtežba [kN/m ²]
1–3	predavalnice in hodnik	6,75
1–3	pisarne	4,80
4	predavalnice in hodnik	8,65
4	pisarne	6,70

Preglednica 23: Linijske obtežbe

Table 23: Line loads

Etaža	Pozicija	Obtežba [kN/m]
1-3	severna fasada	20,00
1-3	južna fasada – predavalnice	20,00
1-3	južna fasada – stopnice	4,60
1-3	južna fasada – kabineti	20,80
1-3	stopnice	10,80
1-3	zid med hodnikom in predavalnicami	9,20
1-3	zid med hodnikom in pisarnami (h1)	3,02
1-3	zid med hodnikom in pisarnami (h2)	7,35
4	parapet + prev. del (predavalnice)	7,70
4	parapet + prev. del (pisarne)	5,50
4	parapet (pri stopnicah)	1,60
1-3	zid (vzhodno pročelje)	34,20
4	parapet (vzhodno pročelje)	1,60

4.2.2 Koristna obtežba

Koristna obtežba je določena na podlagi namena uporabe površin. Glede EN 1991-1-1:2002 je stavba fakultete razvrščena v kategorijo C (stavbe, kjer se odvija izobraževalni proces). Obtežbo smo odčitali za podkategorijo C2 (območja s pritrjenimi sedeži). Vrednost koristne obtežbe za to kategorijo znaša 4 kN/m². Kot je že omenjeno, je del stavbe namenjen samo za pisarne. V tem delu ni smiselno izbrati enake kategorije kot za predavalnice. Zato smo za del stavbe, ki je namenjen za pisarne, izbrali kategorijo B. V tem primeru koristna obtežba znaša 3 kN/m².

Streho smo uvrstili v kategorijo H (streha, dostopna za vzdrževanje). Vrednost koristne obtežbe za to kategorijo je 0,4 kN/m². Za stopnice smo upoštevali koristno obtežbo 2 kN/m². Za previsne dele, ki jih nismo modelirali v modelu, smo površinsko koristno obtežbo pretvorili v ekvivalentno linijsko in smo jo na enak način kot lastno težo podali na gredah.

4.2.3 Modeliranje mase

Pri določevanju mas smo upoštevali lastno stalno in koristno obtežbo. Kombinacijo izvedemo po enačbi (1), kot določa standard wd Evrokod 1998-1-1.

Kot smo že navedli, koeficient $\Psi_{E,i}$ v enačbi (1) upošteva možnost, da koristna obtežba $Q_{k,i}$ med potresom ni prisotna po celotni površini. Ta koeficient upošteva tudi nepopolno sodelovanje mase s konstrukcijo pri potresu zaradi šibke povezave med njima. Izračunamo ga z enačbo (2).

Vrednost $\phi = 0,5$ prevzamemo iz preglednice 1. Po novi različici ta vrednost znaša 0,5 za vse etaže (vključno z vrhnjo). Faktor $\Psi_{2,i}$ prevzamemo iz prEN 1990:2019, aneks A, tabela A.1.7. Za stavbe kategorije C (stavbe, v katerih se zbirajo ljudje), med katere spada tudi obravnavana stavba, je ta vrednost 0,6. Od tukaj sledi, da je $\Psi_{E,i} = 0,3$ za vse etaže. Kot smo že navedli, je en del stavbe namenjen tudi za pisarne. Glede na standard prEN 1990:2019 pisarne spadajo v kategorijo B, pri kateri $\Psi_{2,i} = 0,3$, vendar kjer pisarne pokrivajo manjši del objekta in s ciljem, da smo na varni strani, smo za celotni objekt prevzeli vrednost kot za kategorijo $\Psi_{2,i} = 0,6$, kot je določeno za kategorijo C.

Standard wd EN 1998-1-2 določa, da če so stropne konstrukcije in streha toge diafragme, lahko maso in masni vztrajnostni moment postavimo v masno središče. V predstavljenem primeru smo mase modelirali samodejno iz obtežb v programu ETABS.

4.2.4 Potresna obtežba

Potresne vplive definiramo na podlagi povratne dobe. Zahtevano zmogljivost konstrukcije pokažemo na podlagi izbrane povratne dobe $T_{LS,CC}$, ki je vezana na izbrano mejno stanje LS in razred pomembnosti stavbe CC. Če je zahtevana povratna doba drugačna od referenčne in zanjo ni na voljo podatkov za potresne vplive, to lahko storimo na podlagi faktorja pomembnosti objekta $\gamma_{LS,CC}$ tako, da referenčne obremenitve pomnožimo z izbranim faktorjem. Prvi ali drugi način uporabimo v odvisnosti od podatkov, ki so na voljo. V nadaljevanju pokažemo določitev potresne obtežbe oziroma spekter pospeškov za obravnavano stavbo.

4.2.4.1 Tip tal

Za določitev potresne obtežbe je treba poznati tip tal, na katerih stoji objekt. Določanje tipa tal je mogoče na več načinov, kot je razloženo v razdelku 2.2.3.1. V razpoložljivi dokumentaciji ni bilo nobenih podatkov, na podlagi katerih lahko izvedemo ustrezen razvrstitev terena. Nismo imeli niti možnosti za izvajanje raziskav na terenu. Zato smo tip tal določili na podlagi razvrstitve, ki je bila izvedena za objekte v neposredni bližini. V magistrski nalogi z naslovom Seizmični stresni test stavbe Fakultete za gradbeništvo in geodezijo (Andolšek, 2018) je prevzet tip tal C. Kot je navedeno v razdelku 2.2.3.1, standard dovoljuje, da prevzamemo vrednosti, ki so dobljene za objekte, ki od obravnavane stavbe niso oddaljeni več kot 100 m. Ne glede na to, da je razdalja večja, smo, ker nismo imeli drugih podatkov, prevzeli tip tal C. Pri tem lahko ugotovimo še, da objekt stoji na ravnem stabilnem terenu. To pomeni, da zaradi konfiguracije v seizmičnem pogledu ni dodatne nevarnosti. Na podlagi navedenih ugotovitev smo iz enačbe, podane v preglednici 8, izračunali amplifikacijske faktorje tal. Dobili smo vrednosti

$F_\alpha = 1,20$ in $F_\beta = 1,95$. Za amplifikacijski koeficient, ki je odvisen od konfiguracije terena, smo prevzeli vrednost 1,0.

4.2.4.2 Povratna doba in razred pomembnosti

Glede na klasifikacijo, podano v standardu prEN 1990:2020, smo za predstavljeni objekt, ki je stavba, namenjena za izobraževanje, privzeli razred CC3-a. Kot je opisano v razdelku 2.3.4, standard wd Evrokod 1998-3 kot minimum zahteva preverjanje obstoječe konstrukcije na mejno stanje blizu porušitve NC. Na podlagi obeh podatkov lahko po preglednici 3 določimo faktor $\gamma_{LS,CC}$, ki znaša 1,8, po preglednici 5 določimo vrednost koeficienta $\delta = 1,25$ in po preglednici 4 določimo povratno dobo, ki znaša 2500 let.

4.2.4.3 Razred potresne obtežbe

Razred obtežbe določimo glede na enačbo (17), v kateri upoštevamo F_α za povratno dobo 475 let (1,38), saj tudi spektralni pospešek v enačbi (17) ustreza tej povratni dobi. Vrednost, ki jo dobimo, znaša $S_\delta = 11,8 \text{ m/s}^2$. Glede na preglednico 6 stavba stoji na območju z visokim razredom obtežbe.

4.2.4.4 Spektralni pospešek

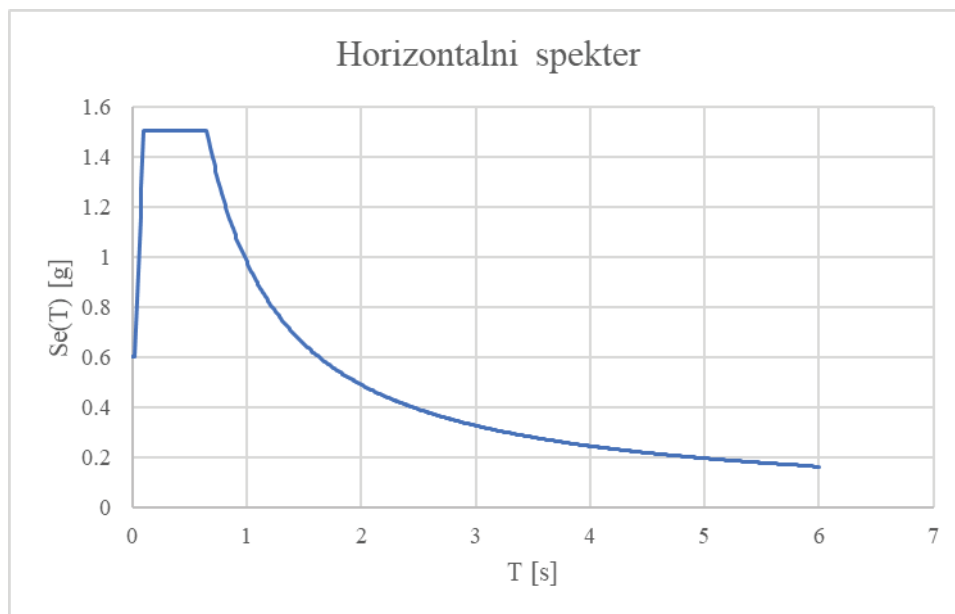
Kot je opisano v razdelku 2.2.3.2.1, sta spektralni pospešek in potresna obtežba določena s parametroma $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$ ter z amplifikacijskimi faktorji terena. $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$ izračunamo glede na enačbi (15) in (16), kar pomeni, da smo za račun potresne obtežbe izbrali postopek s faktorjem zmogljivosti $\gamma_{LS,CC}$. Da bi poračunali $S_{\alpha,RP}$ in $S_{\beta,RP}$, moramo poznati $S_{\alpha,ref}$ in $S_{\beta,ref}$. Parametra naj bi bila podana na nove potresne karte, ki v Sloveniji za zdaj še niso uradno objavljene. Zato si pomagamo s podatki v preglednici 24, ki so bili pridobljeni pri ARSO za namen izdelave diplomske naloge z naslovom Elastični spektri pospeškov glede na osnutek novega Evrokoda 8 (Maučec, 2022).

Preglednica 24: Seizmološki podatki $S_{\alpha,ref}$ in $S_{\beta,ref}$ iz leta 2021 za izbrane lokacije (Maučec, 2022)

Table 24: Seismological information for $S_{\alpha,ref}$ and $S_{\beta,ref}$ for selected locations from 2021 (Maučec, 2022)

Lokacija	$S_{\alpha,ref} \text{ [g]}$	$S_{\beta,ref} \text{ [g]}$
Ljubljana	0,697	0,101
Murska Sobota	0,149	0,032
Brežice	0,760	0,105
Bovec	0,813	0,119

$S_{\alpha,ref}$ smo odčitali kar neposredno iz Preglednica 24. Standard za $S_{\beta,ref}$ podaja dve možnosti določitve, in sicer neposredno s potresne karte ali na podlagi enačbe (14). Izbrali smo drugi pristop, pri čemer upoštevamo $f_h = 0,4$. To vrednost izberemo, ker je na podlagi Preglednica 2 in na podlagi podatkov, dobljenih iz Preglednica 24, Ljubljana na območju z visoko stopnjo seizmičnosti. V nadaljevanju prikazujemo še horizontalni elastični spekter pospeškov.



Slika 35: Horizontalni spekter pospeškov na lokaciji analizirane stavbe

Figure 35: Horizontal acceleration spectrum at the location of the analysed building

Pomembne točke na sliki 35 so nihajni časi $T_A = 0,02$ s, $T_B = 0,1$ s, $T_C = 0,65$ s, $T_D = 5,9$ s.

V standardu wd Evrokod 1998-1-2 je navedeno, da se vertikalni spekter upošteva, samo če je S_{av} večji od 6 m/s^2 , in sicer samo za elemente, kot so:

- horizontalni konstrukcijski elementi, katerih razpon preseže 20 m;
- horizontalni konzolni elementi, katerih razpon preseže 5 m;
- horizontalni prednapeti elementi;
- grede, ki podpirajo stebre.

Ker v predstavljenem primeru takih elementov ni, vertikalnega spektra ne bomo izračunali.

5 ANALIZA IN REZULTATI

Analizo smo izvedli s programskim orodjem ETABS. Uporabili smo modalno analizo s spektri odziva. Model, ki smo ga uporabili, je opisan v poglavju 4. Rezultati analize so prikazani v razdelku 5.1. Na podlagi obremenitev in odpornosti stebrov v obliki posplošenih sil smo za te elemente izračunali razmerje $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ (razdelek 5.2). Čeprav na podlagi dobljenega razmerja ugotovimo, da za dokazovanje potresne odpornosti stavbe ne smemo uporabiti linearnih metod analize (skladno z zahtevo standarda, opisano v razdelku 2.3.4), izvedemo tudi kontrolo odpornosti duktilnih elementov na osnovi linearne metode (razdelek 5.3), in sicer s ciljem prikazati sam potek kontrole in pridobiti dodatne ugotovitve (razdelek 5.4), ki lahko pomagajo pri nadaljnji obravnavni konstrukcije.

5.1 Rezultati modalne analize

Modalno analizo smo izvedli z elastičnim spektrom pospeškov, ki je prikazan v razdelku 4.2.4.4 (slika 35). Vpliv nihajnih oblik smo ovrednotili s popolno kvadratno kombinacijo (CQC). Za kombinacijo vodoravnih komponent potresnega vpliva smo uporabili alternativno metodo, pri čemer smo predpostavili, da potres deluje 100-odstotno v eno in 30-odstotno v drugo smer ter nasprotno. Podrobnejša razlaga postopka je v razdelkih 2.2.2.1.1 in 2.2.2.1.2.

5.1.1 Analiza lastnega nihanja

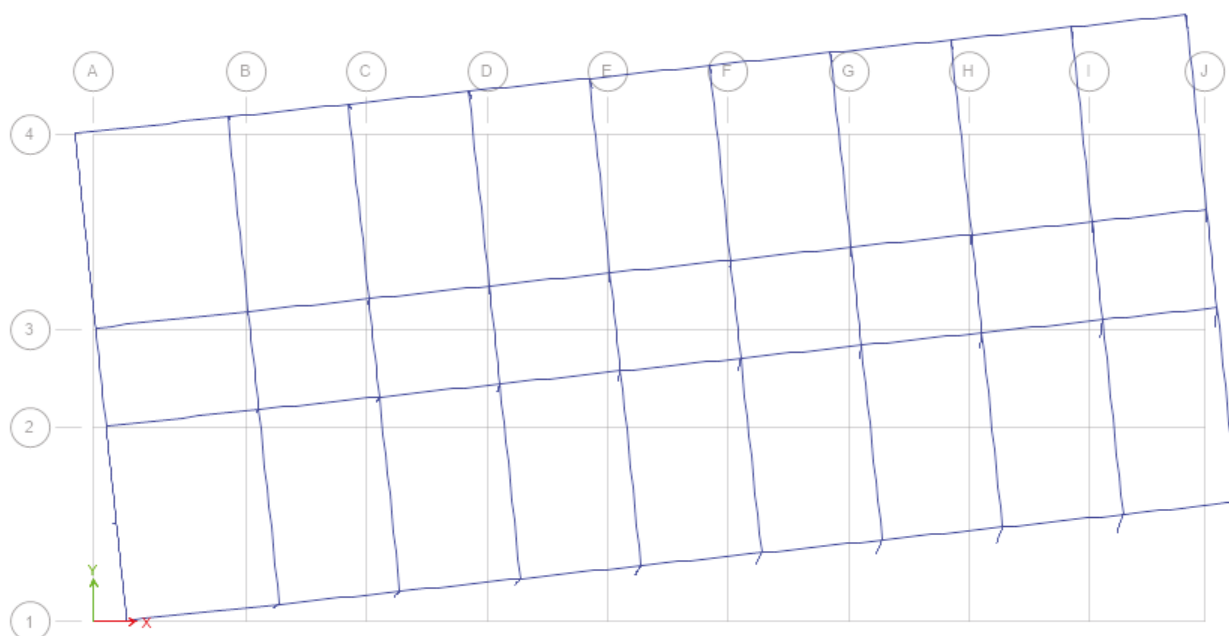
Iz analize lastnega nihanja dobimo nihajne čase in nihajne oblike. Rezultati so prikazani v preglednici 25. Največji nihajni čas znaša 1,98 s. Pripadajoča nihajna oblika je translacijska v smeri Y (efektivna masa v smeri Y je 56,5 % celotne mase), prisotna pa je tudi torzija (slika 36). Drugi nihajni čas znaša 1,8 s. Pripadajoča nihajna oblika je translacijska v smeri X (slika 37). Tretja in četrta nihajna oblika sta višji nihajni obliki v smereh X in Y, peta nihajna oblika je torzijska okrog navpične osi Z (slika 38). Taka razporeditev nihajnih oblik oziroma efektivne mase kaže, da je konstrukcija torzijsko toga.

Pravila glede števila nihajnih oblik, ki jih moramo upoštevati, so predstavljena v razdelku 2.1.2.1. V predstavljenem primeru upoštevamo pravilo a), po katerem upoštevamo toliko nihajnih oblik, da je vsota efektivne mase vsaj 90 odstotkov in da je nihajni čas zadnje upoštevane oblike večji od T_A . V predstavljenem primeru je $T_A = 0,02$ s. To pravilo je izpolnjeno, če upoštevamo prvih pet oblik.

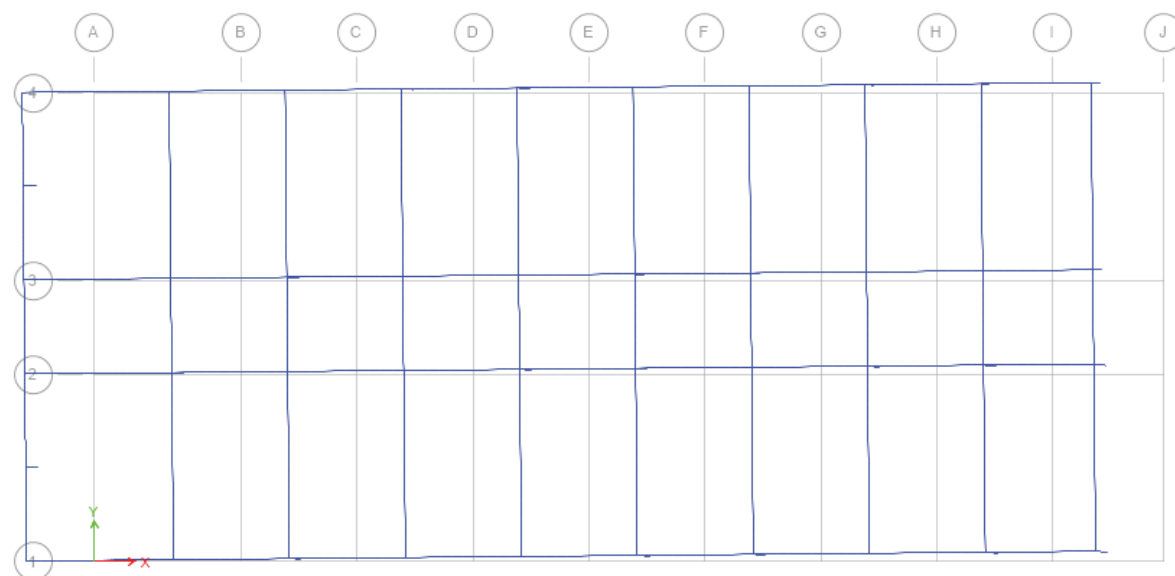
Preglednica 25: Rezultati modalne analize

Table 25: Results of modal analysis

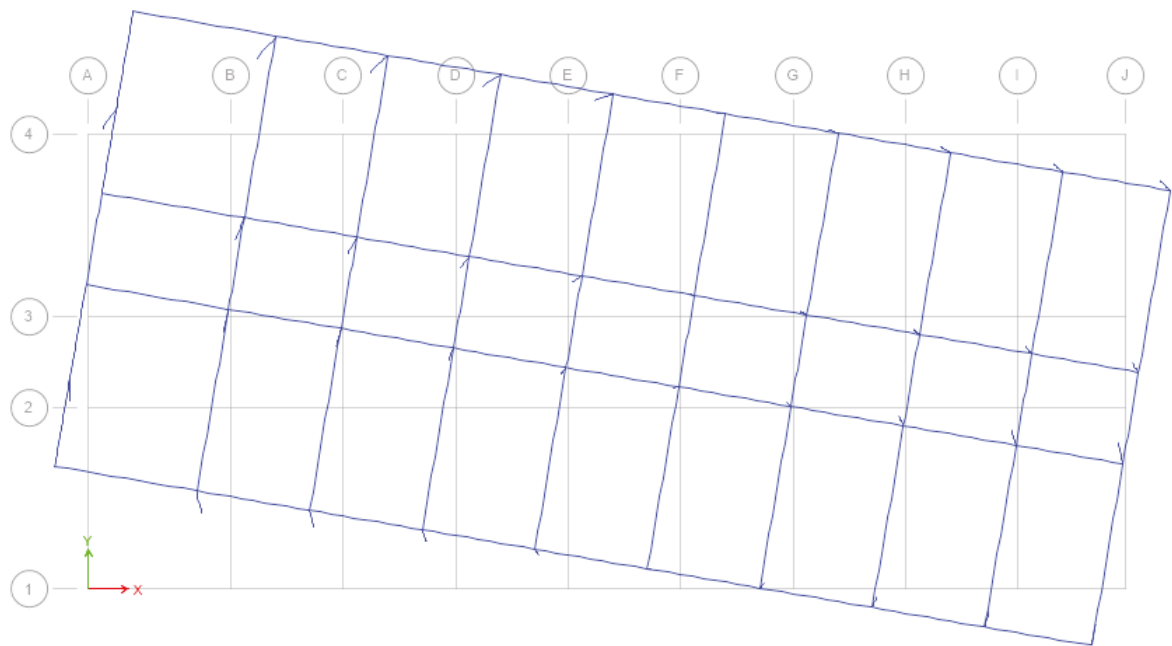
Nihajna oblika	T [s]	M_{eff,U_x} [%]	M_{eff,U_y} [%]	M_{eff,R_z} [%]
1	1,98	1	57	26
2	1,80	81	1	0
3	0,68	0	5	6
4	0,64	11	0	1
5	0,60	0	28	52
	Σ	93	91	85



Slika 36: Prva nihajna oblika
Figure 36: First vibration mode



Slika 37: Druga nihajna oblika
Figure 37: Second vibration mode

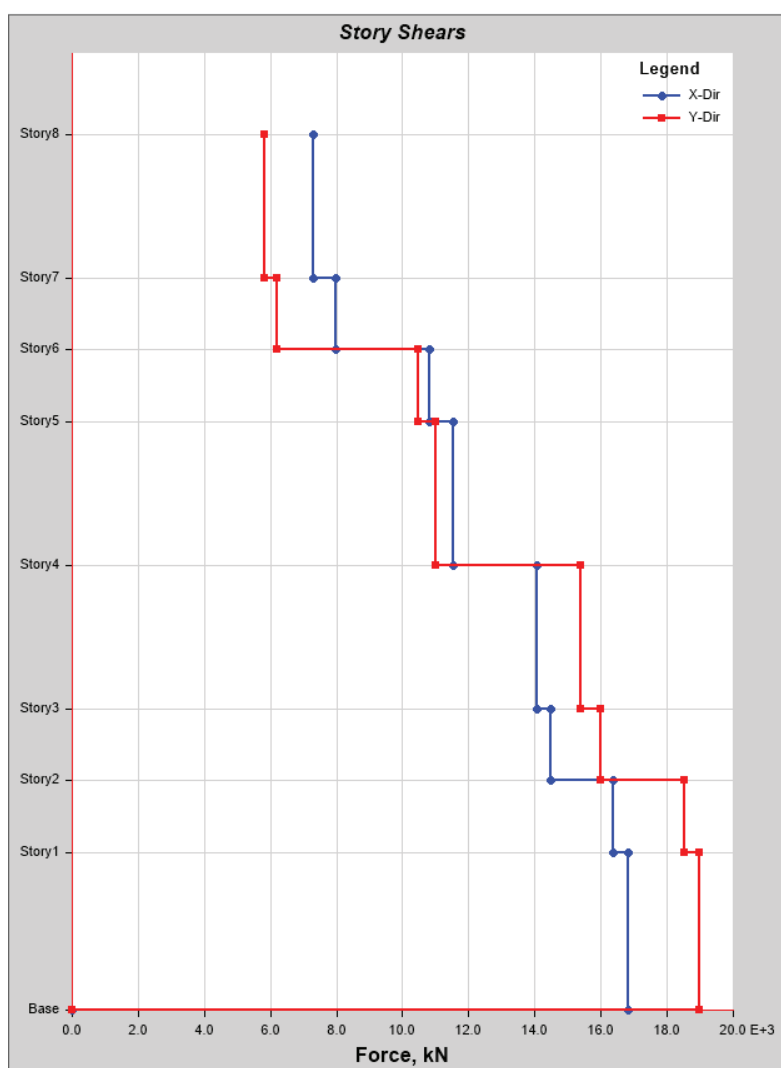


Slika 38: Peta nihajna oblika
Figure 38: Fifth vibration mode

Iz analize nihajnih oblik sklepamo, da je prva nihajna oblika tudi deloma rotacijska. Zaradi manjših razlik med dilatiranimi deloma stavbe, obstaja verjetnost, da bosta dela stavbe med potresom tudi rotirala, pri čemer lahko pride do trkov med stavba zaradi premajhne dilatacije (2 cm, glej razdelek 3.3). Ta potencialni pojav ki vpliva na obremenitev stavbe med potresom smo v magistrski nalogi zanemarili.

5.1.2 Etažne prečne sile in pomiki po višini konstrukcije

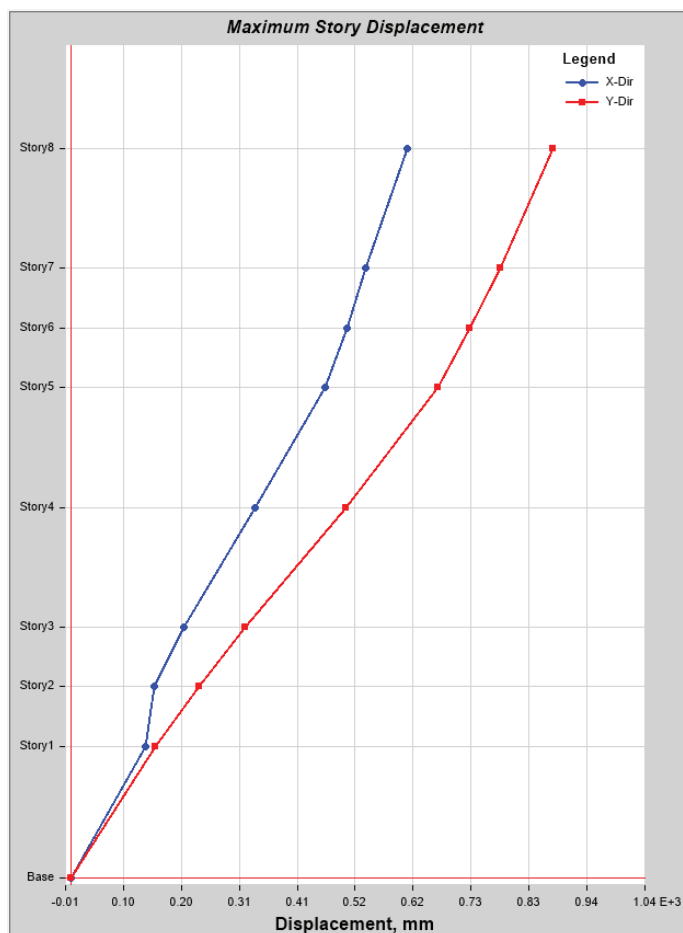
V tem razdelku prikazujemo parametre potresnega odziva stavbe. Na sliki 39 so prikazane etažne prečne sile, in sicer za obe smeri vzbujaanja. Kot je razvidno iz grafa na sliki 39, sila v smeri Y na mestu vpetja znaša 18977 kN, v smeri X pa je sila nekoliko manjša in znaša 16815 kN. Po višini se sile spreminjajo različno, v odvisnosti od etaže pa se spreminja smer, v kateri je sila večja. Tak potek pripisujemo vplivu vmesnih etaž. Skupna teža konstrukcije znaša 34855 kN, kar pomeni, da je razmerje med celotno prečno silo (sila v vpetju) in težo konstrukcije v smeri X dobimo 48%, v smeri Y pa 55 %. Pri tem omenimo, da so to sile, dobljene z upoštevanjem elastičnega nereduciranega spektra.



Slika 39: Etažne prečne sile

Figure 39: Storey shears

Na sliki 40 lahko vidimo potek maksimalnega pomika po višini stavbe. Maksimalni pomik na vrhu v smeri X znaša 61 cm, v smeri Y pa 88 cm.



Slika 40: Maksimalni pomik po višini stavbe
Figure 40: Maximum displacement along the building elevation

Pomiki masnih središč diafragm so prikazani v preglednici 26, in sicer samo za velike etaže, ki imajo središče na približno enaki lokaciji. Opazimo, da se enako kot maksimalni pomiki tudi pomiki središč diafragm povečujejo po višini. Opazna je velika razlika med maksimalnim pomikom in pomikom diafragme v smeri Y (88 cm in 41,9 cm). Razlika je posledica vpliva torzije.

Preglednica 26: Pomiki središč diafragm velikih etaž

Table 26: Diaphragm center displacements of large floors

Etaža	UX [cm]	UY [cm]
8	57,5	41,9
6	47,5	30,5
4	31,6	24,0
2	13,7	9,9

5.1.3 Vpliv naključne torzije

V standardu wd Evrokod 1998-3 ni izrecno izpostavljeno, ali je treba upoštevati vpliv naključne torzije za obstoječe stavbe. Vendar pa to zahtevata standarda wd Evrokod 1998-1-1 in wd Evrokod 1998-1-2. Zahteve predstavljamo v razdelku 2.2.2. V predstavljenem primeru smo v programu izračunali

ekscentričnost mase v etažah. Pri tem smo upoštevali predpostavko, da imamo toge diafragme. Izkazalo se je, da je naravna ekscentričnost manjša od petih odstotkov zunanje tlorisne dimenzije etaže samo v etažah 4 in 8, kjer znaša 4,4 oziroma 4,6 odstotka tlorisne dimenzije. Ker razlika do petih odstotkov ni velika, smo vpliv naključne torzije zanemarili. Takšna odločitev ni upravičena, če želimo z analizo dokazati potresno odpornost konstrukcije. V našem primeru se izkaže, da tudi brez upoštevanja naključne torzije zahtevam ni zadoščeno, kar pomeni, da dodatno upoštevanje tega efekta ne bi spremenilo zaključkov.

5.2 Nosilnosti stebrov in razmerja ρ

Standard wd Evrokod 1998-3 dopušča možnost, da kontrole izvedemo z metodo na podlagi pomikov z linearno analizo, če je izpolnjen pogoj, da je $\rho < 2,5$. Metoda je podrobneje razložena v razdelku 2.3.4.

Razmerje ρ smo preverili samo za kritična mesta stebrov (na vrhu in dnu vsakega stebra). Za vsak steber smo na podlagi modela, opisanega v razdelku 4, na katerega deluje obtežba, opisana v razdelku 4.2, izračunali moment in osno silo. Pri določitvi momenta smo upoštevali potres v smereh X in Y. Določitev osne sile smo poenostavili tako, da smo upoštevali osno silo, dobljeno iz gravitacijskih obtežb. Kombinacije, ki smo jih upoštevali, so naslednje:

- osna sila

$$1,0G + 0,3Q \quad (65)$$

- moment v smeri X

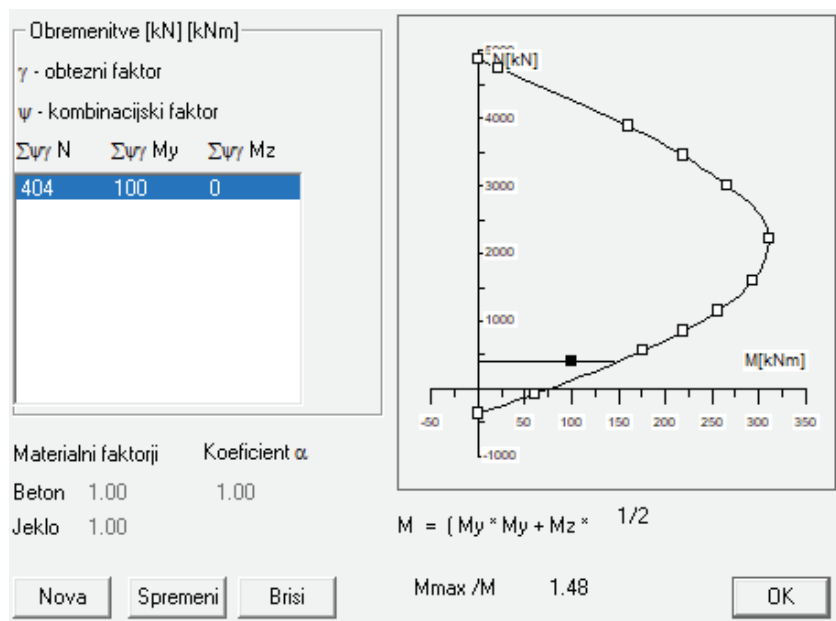
$$1,0G + 0,3Q + Potres(Xy) \quad (66)$$

- moment v smeri Y

$$1,0G + 0,3Q + Potres(Yx) \quad (67)$$

Pri tem $Potres(Xy)$ in $Potres(Yx)$ predstavljata kombinacijo potresnega vpliva, pri čemer je upoštevanih 100 % vplivov zaradi potresa v eni horizontalni smeri (X ali Y) in 30 % vplivov zaradi potresa v drugi horizontalni smeri (x ali y).

Na podlagi obremenitev iz osne sile ter na podlagi podatkov o prerezu in armaturi smo izračunali odpornost vsakega stebra. Za izračun smo uporabili program DIAS, kot je prikazano na sliki 41. Odpornost stebrov smo prav tako izračunali za vsako smer posebej, ker ti niso kvadratne oblike. Kot je že predstavljeno v opisu stavbe (razdelek 3.3), smo armaturo v stebrih poenostavili, in sicer za stebre, ki so na notranji strani, torej za osi Tf in Te smo upoštevali, da so armirane s štirimi palicami $\phi 22$, za zunanje oziroma osi Td in Tl s štirimi palicami $\phi 20$. Pri računu odpornosti smo stebre v pritličju, ki imajo T-prerez, prevedli v pravokotne prereze, s tem da nismo upoštevali dela pasnice, ki je širši od stojine stebra.



Slika 41: Račun odpornosti prereza stebra na upogib

Figure 41: Calculation of the flexural resistance of the column section

Za boljšo predstavbo predstavljamo največjo in najmanjšo nosilnost stebrov za vsako etažo (preglednica 27).

Preglednica 27: Maksimalne in minimalne nosilnosti stebrov v posameznih etažah v X in Y smeri

Table 27: Maximum and minimum bearing capacity of colcolumns by storey in X and Y directions.

Etaža	Lokacija v stebri	Upogibna nosilnost v smeri X [kNm]		Upogibna nosilnost v smeri Y [kNm]	
		Maksimalna	Minimalna	Maksimalna	Minimalna
1	Spodaj	346	95	280	95
	Zgoraj	341	94	276	94
2	Spodaj	300	121	242	137
	Zgoraj	299	120	241	136
3	Spodaj	246	83	226	81
	Zgoraj	245	81	225	81
4	Spodaj	216	89	202	105
	Zgoraj	213	88	200	103
5	Spodaj	159	70	180	80
	Zgoraj	155	68	177	79
6	Spodaj	327	65	149	78
	Zgoraj	129	65	148	77
7	Spodaj	116	38	129	55
	Zgoraj	116	38	129	54
8	Spodaj	97	38	110	62
	Zgoraj	95	38	108	61

Razmerje ρ smo izračunali z enačbo (39), pri čemer je $E_{d,i}$ moment, dobljen iz ETABS iz kombinacije, podane v enačbah (66) in (67), odpornost $R_{d,i}$ je moment, ki ga dobimo na podlagi programa DIAS (slika 41). Pri določevanju razmerja $\rho_{\max}/\rho_{\min}$ smo, kot je predstavljeno v razdelku 2.3.4, upoštevali samo razmerja, katerih vrednost je večja od 1, kar pomeni, da je na teh mestih projektna obremenitev večja od projektne odpornosti. V predstavljenem primeru smo ugotovili, da je maksimalna vrednost 7,25 in minimalna vrednost malenkost čez 1, kar pomeni, da je $\rho_{\max}/\rho_{\min} = 7,25/1 = 7,25$. Ker to razmerje presega mejno vrednosti 2,5, lahko sklenemo, da stavba v trenutnem stanju za podano obremenitev ne izpolnjuje pogojev, da se obravnava z metodo na osnovi pomikov z linearno metodo.

5.3 Ocena potresne odpornosti stebrov v smislu mejne povprečne rotacije

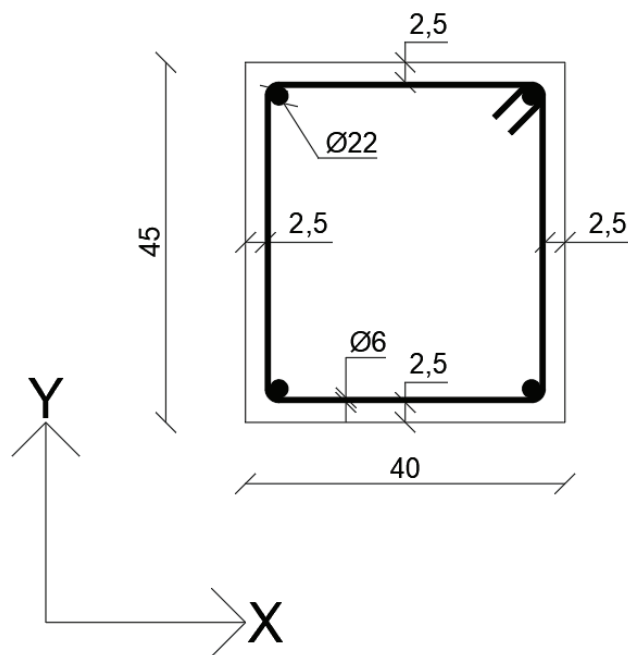
Da bi zaokrožili proces ocene potresne odpornosti izbranega stavbe in pridobili dodatne ugotovitve za njeno nadaljnjo obravnavo, prikazujemo tudi določitev odpornosti v smislu mejnih povprečnih rotacij. Pri tem se omejimo na stebre, ki imajo običajno nižjo duktilnost kot grede. Uporabljeni postopek sledi metodi na osnovi pomikov. Standard za kontrolo mejnega stanja blizu porušitve predvideva pristopa. Prvi pristop temelji na lokalnih deformacijah, drugi pa na pomiku ekvivalentnega modela SDOF. Drugi pristop je navezan izključno na nelinearno analizo. Ker smo v predstavljenem primeru izvedli linearno analizo, opisujemo prvi pristop. Preverili smo samo duktilne mehanizme.

Kot je opisano v razdelku 2.3.3.3.1, se zaradi komponente enačbe $\theta_{y,slip}$ za določanje odpornosti stebrov razlikujejo v odvisnosti od pozicije stebra v stavbi. S ciljem zaobjetja vseh enačb smo izbrali tri stebre v različnih etažah stavbe, in sicer steber v pritličju, prvem nadstropju in zadnjem nadstropju oziroma na vrhu stavbe. V nadaljevanju za vsak steber prikažemo račun oziroma rezultat odpornosti v obeh vozliščih (spodaj in zgoraj). Za vozlišče v spodnjem delu stebra v pritličju to storimo bolj podrobno, za ostale podamo samo končni rezultati in na kratko razložimo specifikke, ki se pojavijo pri obravnavi. Prikažemo tudi obremenitev v obliki povprečnih rotacij in izvedemo primerjavo med zahtevami in kapacitetami v stebrih.

Pri računu teh količin smo za dolžino strižnega razpona stebrov privzeli polovico višine stebra $L_V = h/2$, osno silo v stebrih pa smo povzeli iz gravitacijskega dela oziroma smo upoštevali kombinacijo $1G + 0,3Q$.

5.3.1 Steber v pritličju

Prečni prerez stebra v pritličju je prikazan na slika 42, na slika 43 je prikazana nejegova lega v konstrukciji. Upoštevamo gladko armaturo GA 240 in trdnost betona 24 MPa. Ker gre za notranji steber, upoštevamo predpostavko, da je armiran s štirimi vogalnimi palicami $\phi 22$, (razdelek 3.3). V krajiščih elementov upoštevamo stremena $\phi 6$ na razdalji 25 cm. Upoštevamo krovni sloj 25 mm. Preklop vzdolžnih palic znaša 70 cm, enaka pa je tudi sidrna dolžina palic v temelju. Višina stebra je 4,8 m. Preverili smo odpornost okrog globalne osi X. Za to smer smo se odločili, ker je potresna obremenitev v smeri Y večja.



Slika 42: Prečni prerez za steber Ps11 (steber v pritličju)
Figure 42: Cross section of Ps11 (column on the ground floor)



Slika 43: Steber v pritličju – deformirana oblika
Figure 43: Column on the ground floor – deformed shape

5.3.1.1 Vozlišče v spodnjem delu

5.3.1.1.1 Določitev odpornosti θ_u

Mejno povprečno rotacijo θ_u določimo kot vsoto rotacije na meji tečenja in plastičnega dela mejne rotacije. Rotacija na meji tečenja θ_y je sestavljena iz dveh količin, in sicer rotacije zaradi upogiba in rotacije zaradi zdrsa palic iz sidrišč. Spodnji del stebra je neposredno sidran v temelje, zato se pri računu $\theta_{y,slip}$ pojavijo specifike. $\theta_{y,slip}$ izračunamo glede na enačbo (48). Lahko opazimo, da je enačba sestavljena iz dveh delov, in sicer dela, ki se nanaša na zdrs palice iz temelja, in dela, ki se nanaša na zdrs palice nad temeljem, kjer upoštevamo preklap med palicama nad temeljem. Upoštevamo $l_{b,0}=70$ cm, kar pomeni, da je palica sidrana kar 70 cm v temelj (slika 22). Poleg tega upoštevamo, da je dolžina preklopa l_o nad temeljem enaka 70 cm (slika 20). V nadaljevanju prikazujemo pridobljene količine. Za lažji pregled vseh količin smo rezultate zbrali v preglednicah. Enačbe in pomen zahtevanih količin za izračun odpornosti so podrobno predstavljeni v razdelku 2.3.3.3.1.

Maksimalno napetost f_o , ki jo gladka palica lahko prenese, uporabimo kot vhodno količino za izračun $\theta_{y,slip}$, zato jo izračunamo na začetku. Za izračun uporabimo enačbo (45). Pri izračunu $\theta_{y,slip}$ za stebre, ki se nahajajo tik nad temeljem, se količina f_o v enačbi (48) pojavi dvakrat, in sicer se pojavi kot $f_{o,b}$, ki se nanaša na maksimalne napetosti, ki se lahko razvijejo v kljukah palic na dnu stebra tik nad temelj, in $f_{o,b0}$, ki se nanaša na maksimalne napetosti, ki se lahko razvijejo v kljukah palic, ki so sidrane v temelj. Za izračun teh dveh količin se uporabi enaka enačba, razlike se pojavijo v količine c_{min} in c_{max} , ki nastopijo v enačbi (46) in so v primeru izračuna $f_{o,b}$ odvisne od geometrijskih karakteristik in razporeditve armature v stebri, ko računamo $f_{o,b0}$, pa se nanašajo na geometrijo in razporeditev armature v temelju. Kot prikazano v preglednici 28, pri izračunu $f_{o,b0}$ upoštevamo, da je c_x neskončno velika, saj v se tej smeri nadaljuje temeljna greda. V smeri Y se pojavi razlika v krovnem sloju, in sicer zato ker je temelj 5 cm širši od stebra, upoštevano pa je, da palice potekajo v isti smeri. Dobljene količine in vhodni podatki so zbrani v preglednici 28.

Naslednja količina, ki jo potrebujemo, je minimalna sidrna dolžina, s katero mora biti sidrana gladka palica, da doseže napetost na meji tečenja. Izračunamo jo z enačbo (43). Rezultati so podani v preglednici 29.

Ko pripravimo omenjene količine, lahko izračunamo $\theta_{y,slip}$. Prikaz računa za spodnje vozlišče stebra v pritličju pomeni, da gre za situacijo, v kateri so palice iz stebra sidrane neposredno v temelj. Zato za izračun uporabimo enačbo (48). Dobljeni rezultati so prikazani v preglednici 30. Iz preglednice je razvidno, da smo za izračun $\theta_{y,slip}$ potrebovali ukrivljenost na meji tečenja ϕ_y (angl. yield curvature), ki smo jo pridobili z analizo prereza v programu ETABS (slika 45). Pri izračunu smo upoštevali osno silo, ki izhaja iz gravitacijskega dela obtežbe. Tako kot dovoljuje standard, smo za tlačno stran prereza upoštevali obe palici na mestu preklopa, kot prikazuje slika 44.

Z upoštevanjem $\theta_{y,slip}$ smo izračunali celotno rotacijo na meji tečenja θ_y , (preglednica 31), pri tem pa upoštevali, da je dolžina strižnega razpona L_v enaka polovici višine stebra. Poleg tega smo uporabili moment na meji tečenja M_y (angl. yield moment), ki smo ga pridobili iz analize prereza, enako kot $\theta_{y,slip}$.

Preglednica 28: Vhodni podatki in rezultat pri računu maksimalne napetosti $f_{o,b}$ in $f_{o,b0}$, ki jo lahko prenese gladka palica (spodnji del stebra)

Table 28: Input and output of the calculation of the maximum stress f_0 that a smooth vertical bar can develop (bottom of the column)

Oznaka	Vrednost	Enota	Oznaka	Vrednost	Enota
$f_{o,b}$			$f_{o,b0}$		
b_{steber}	400	mm	b_{temelj}	500	mm
d_{bL}	22	mm	d_{bL}	22	mm
c_x	25	mm	c_x	∞	mm
c_y	25	mm	c_y	50	mm
c_s	306	mm	c_s	356	mm
c_{min}	25	mm	c_{min}	50	mm
c_{max}	153	mm	c_{max}	∞	mm
f_c	24	MPa	f_c	24	MPa
E_s	210000	MPa	E_s	210000	MPa
n_b	1		n_b	1	
k_{conf}	0,25		k_{conf}	0,25	
s	250	mm	s	250	mm
A_{sw}	28,27	mm ²	A_{sw}	28,27	mm ²
a_{sw}	0,113	mm ² /mm	a_{sw}	0,113	mm ² /mm
k_{corr}	1,23		k_{corr}	1,46	
$f_{o,b0}$	71,52	MPa	$f_{o,b0}$	84,88	MPa

Preglednica 29: Vhodni podatki in rezultat pri računu minimalne sidrne dolžine $l_{0y,min}$, s katero mora biti sidrana gladka palica, da lahko doseže napetost na meji tečenja (spodnji del stebra)

Table 29: Input and output of the calculation of the minimum straight length $l_{0y,min}$ a smooth bar needs to develop its yield stress (bottom part of the column)

Oznaka	Vrednost	Enota
d_{bL}	2,2	cm
f_c	24	MPa
f_y	240	MPa
$l_{0y,min}$	53,9	cm

Preglednica 30: Vhodni podatki in rezultat pri računu fiksne rotacije na koncu elementa zaradi zdrsa nateznih palic (spodnji del stebra)

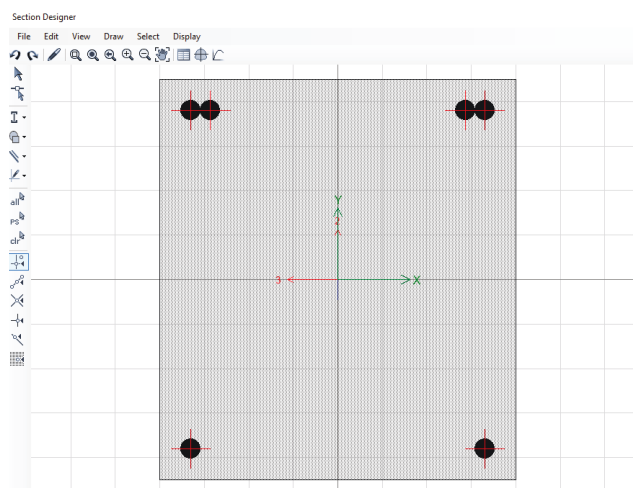
Table 30: Input and output of the calculation of the fixed-end rotation of the end section due to slippage of the tension bars (bottom part of the column)

Oznaka	Vrednost	Enota
ϕ_y	0,000136	rad/cm
$f_{o,b}$	7,15	kN/cm ²
l_0	70	cm
$f_{o,b0}$	8,49	kN/cm ²
$l_{b,0}$	70	cm
$\theta_{y,slip}$	0,0073	rad

Preglednica 31: Vhodni podatki in rezultat pri računu povprečne rotacije strižnega razpona L_V na meji tečenja (spodnji del stebra)

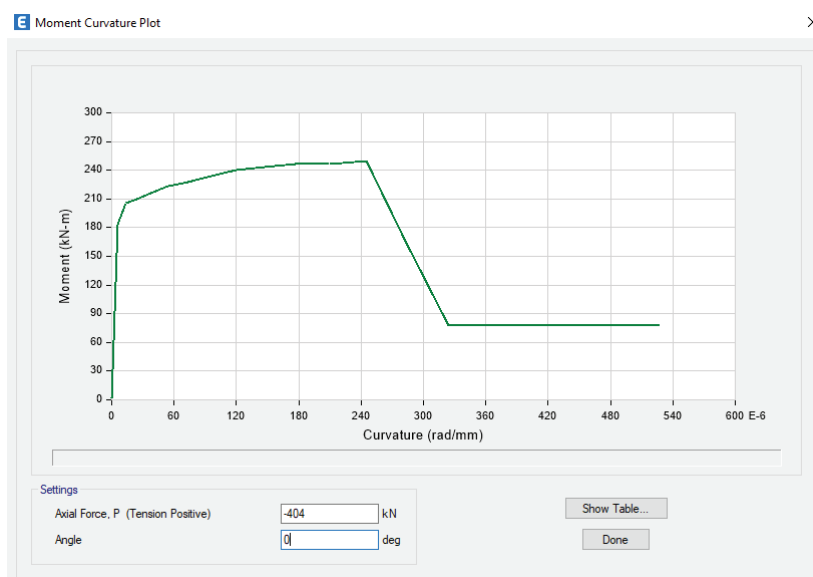
Table 31: Input and output of the calculation of the chord rotation of the shear span L_V at yielding of the end section (bottom part of the column)

Oznaka	Vrednost	Enota
E	2860	kN/cm ²
I	303750	cm ⁴
L_V	240	cm
M_y	20590	kNcm
ϕ_y	0,000136	rad/cm
d_{bL}	2,2	cm
θ_y	0,0111	rad



Slika 44: Prečni prerez stebra, razpored vzdolžnih palic

Figure 44: Cross section of a column, arrangement of longitudinal bars



Slika 45: Ukrivljenost na meji tečenja (spodnji del stebra)

Figure 45: Yield curvature at the end section (bottom part of the column)

Plastični del mejne povprečne rotacije θ_u^p smo izračunali glede na enačbo (50). Potrebne količine so zbrane v preglednici 32. Faktor α_{bars} smo določili z enačbo (56) (razdelek 2.3.3.3.1), kar pomeni, da smo upoštevali gladke palice s preklopom in kljuko na koncu. Dobljeni α_{bars} znaša 0,50. Končno odpornost prereza θ_u določimo kot seštevek odpornosti do meje plastičnosti in plastične povprečne rotacije. Določimo jo z enačbo (40). Rezultat, ki ga dobimo, je $\theta_u=0,0322$ rad.

Preglednica 32: Vhodni podatki in rezultat pri računu plastičnega dela mejne povprečne rotacije (spodnji del stebra)

Table 32: Input and output of the calculation of the plastic part of the ultimate chord rotation (bottom part of the column)

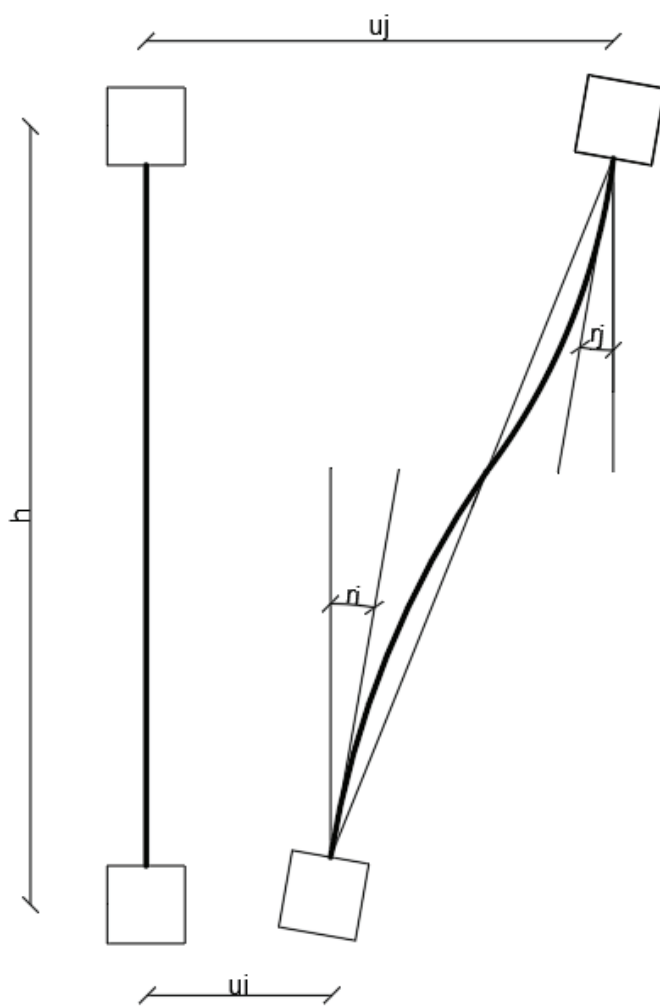
Oznaka	Vrednost	Enota
$\kappa_{conform}$	0,8	
κ_{axial}	0,860	
ν	0,094	
N	404	kN
b	40	cm
h	45	cm
κ_{reinf}	1,19	
ρ_{tot}	0,00844	cm ²
$\sum A_s$	15,205	cm ²
A_c	1800	cm ²
ω_{tot}	0,127	
ω	0,084	
ρ'	0,008	
$A's$	15,205	cm ²
$\kappa_{concrete}$	0,996	
$\kappa_{shearspan}$	1,304	
L_v	240	cm
h	45	cm
$\kappa_{confinement}$	1	
f_{yw}	240	MPa
ρ_{sw}	0,000565	
A_{sw}	0,565	cm ²
b_w	40	cm
s_w	25	cm
α	0,111	
$\kappa_{conf,b}$	0,264	
$\kappa_{conf,s}$	0,421	
b_{cs}	35,6	cm
b	40	cm
s	25	cm
θ_{u0}^p	0,039	rad
α_{bars}	0,50	
θ_u^p	0,0415	rad
θ_u	0,0322	rad

5.3.1.1.2 Določitev obremenitve θ v stebri

Obremenitve v vozlišču določimo na podlagi enačbe (68).

$$\theta = \frac{u_j - u_i}{h} + \frac{r_j + r_i}{2} \quad (68)$$

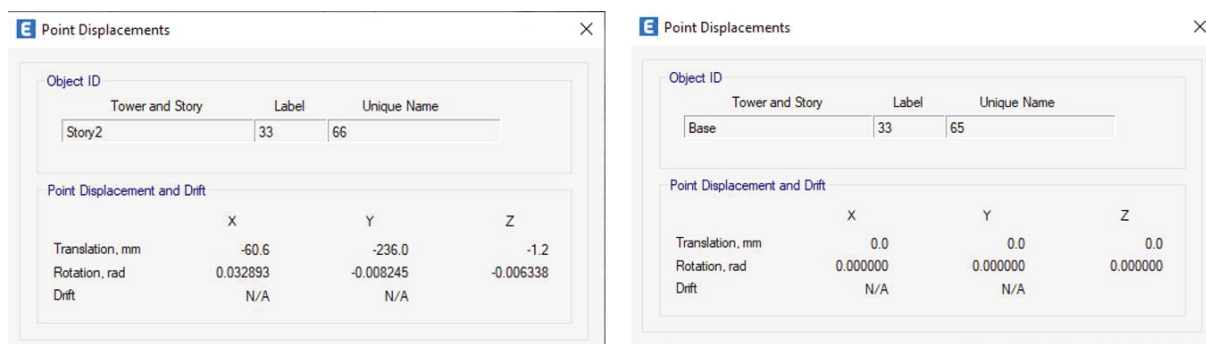
V enačbi u_i in u_j pomenita pomike vozlišč i in j , r_j in r_i njuni rotaciji, h pa je višina elementa. Pri tej formuli je pomemben predznak. Rotacije so pozitivne, kadar so nasprotne smeri urnega kazalca, izraz $(u_i - u_j)/h$ pa je pozitiven, kadar je pripadajoči zasuk v smeri urnega kazalca. Omenjene količine lažje razberemo s slike 46.



Slika 46: Povprečna rotacija stebra – uporabljene količine

Figure 46: Chord rotation of column – used variables

Količine za prejšnjo enačbo odčitamo iz ETABS (primer je na slika 47) in jih vstavimo v enačbo (68). Rezultat je $\theta = 0,0327$ rad.



Slika 47: Pomiki in rotacije v krajiščih stebra v pritličju (levo – zgornji del, desno – spodnji del)

Figure 47: Displacement of column ends of a ground floor column (left – upper part, right – lower part)

5.3.1.1.3 Kontrola mejnega stanja blizu porušitve (NC)

Pri konstrukcijah preverjamo mejno stanje NC. Kontrolo izvedemo tako, da dobljeno odpornost θ_u dodatno reduciramo s parcialnim faktorjem γ_{Rd} , ki na podlagi preglednice 16 in podatkov iz razdelka 3.5.2 znaša 1,65. Rezultat enačbe (58) je $\theta_{NC} = 0,0196$ rad. Iz navedenega sledi ugotovitev, da je $\theta = 0,0327$ rad $>$ $\theta_{NC} = 0,0196$ rad, kar pomeni, da je obremenitev večja od odpornosti in da element v tem vozlišču ne zdrži obremenitev.

5.3.1.2 Vozlišče v zgornjem delu stebra

Postopek v zgornjem delu stebra poteka na enak način kot na spodnjem, zato ga ne prikazujemo podrobno. V tem primeru gre za vozlišče, ki je na stiku med dvema etažama, zato je v primerjavi z vozliščem do temelja razlika pri računu $\theta_{y,slip}$. $\theta_{y,slip}$ izračunamo z enačbo (42). Pojavi se tudi razlika pri določitvi plastičnega dela zaradi različne obremenitve v vozliščih. V preglednici 33 prikazujemo samo končne rezultate.

Preglednica 33: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v pritličju

Table 33: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the ground floor

Oznaka	Vrednost	Enota
$\theta_{y,slip}$	0,0073	rad
θ_y	0,0110	rad
θ_{u0}^p	0,039	rad
θ_u^p	0,0418	rad
α_{bars}	0,50	
θ_u	0,0323	rad

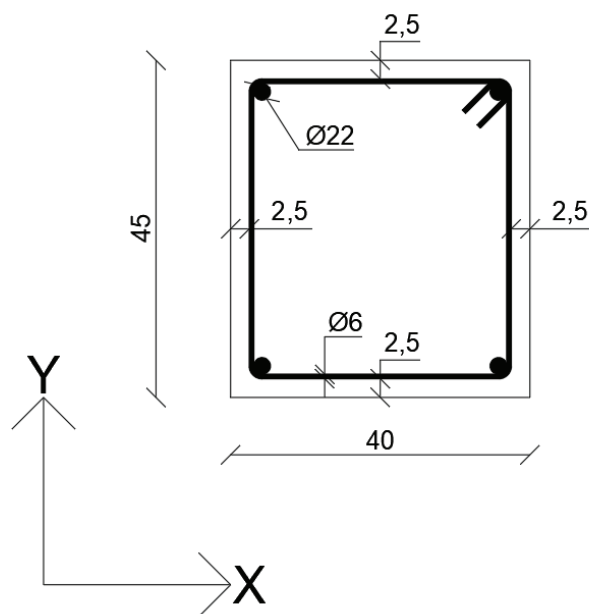
Obremenitev smo določili na enak način kot za spodnje vozlišče. Vrednost znaša $\theta = 0,0327$ rad.

5.3.1.2.1 Kontrola mejnega stanja blizu porušitve (NC)

Izračun kontrole mejnega stanja blizu porušitve (NC) se izvede na enak način kot za spodnji del, podan v razdelku 5.3.1.1.3. Dobimo, da je $\theta = 0,0327$ rad $>$ $\theta_{NC} = 0,0196$ rad, kar pomeni da pogoj ni izpolnjen.

5.3.2 Steber v prvem nadstropju

Naslednji steber, ki ga obravnavamo, je steber v prvem nadstropju. Je takoj nad stebrom v pritličju, ki smo ga obravnavali v prejšnjem razdelku (slika 49). Prečni prerez in armatura (slika 48) sta enaka kot za steber v pritličju. Upoštevamo 70 cm preklopa vzdolžnih palic. Razlika s prejšnjim primerom je v višini stebra, ki v tem primeru znaša 4,5 m.



Slika 48: Prečni prerez za steber Is11 (steber v prvem nadstropju)

Figure 48: Cross section of Is11 (column on the first floor)



Slika 49: Steber v prvem nadstropju – deformirana oblika

Figure 49: Column on the first floor – deformed shape

5.3.2.1 Vozlišče v spodnjem delu stebra

Odpornost je določena na enak način kot za vozlišče stebra v prvem nadstropju. Razlika se pojavi pri izračunu $\theta_{y,slip}$. V tem primeru smo za izračun $\theta_{y,slip}$ uporabili enačbo (44). Pri izračunu plastičnega dela odpornosti se pojavijo razlike glede na steber, prikazan v razdelku 5.3.1, zaradi različne etažne višine in zaradi različne obremenitve. Koeficient a_{bars} ostane enak kot pri prvem stebru. Dobljen rezultat prikazujemo v preglednica 34.

Preglednica 34: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v spodnjem delu stebra v prvem nadstropju
Table 34: Input and output of the calculation of the resistance of the bottom of the column on the first floor

Oznaka	Vrednost	Enota
$\theta_{y,slip}$	0,0037	rad
θ_y	0,0072	rad
θ_{u0}^{pl}	0,039	rad
θ_u^{pl}	0,0423	rad
a_{bars}	0,50	
θ_u	0,0287	rad

Obremenitve smo določili na enak način kot za steber v pritličju, pri čemer je tokrat $\theta = 0,0305$ rad (glede na enačbo (58) $\theta_{NC} = 0,0174$ rad, po kateri je obremenitev manjša od $\theta = 0,0305$ rad). Enako sklepamo, da steber ne prenaša obremenitve.

5.3.2.2 Vozlišče v zgornjem delu stebra

Tudi v tem primeru je razlika v načinu določanja $\theta_{y,slip}$. To količino določimo z enačbo (42). Razlika v plastičnem delu odpornosti glede na spodnji del stebra nastane zaradi različne obremenitve. Rezultate prikazujemo v preglednica 35.

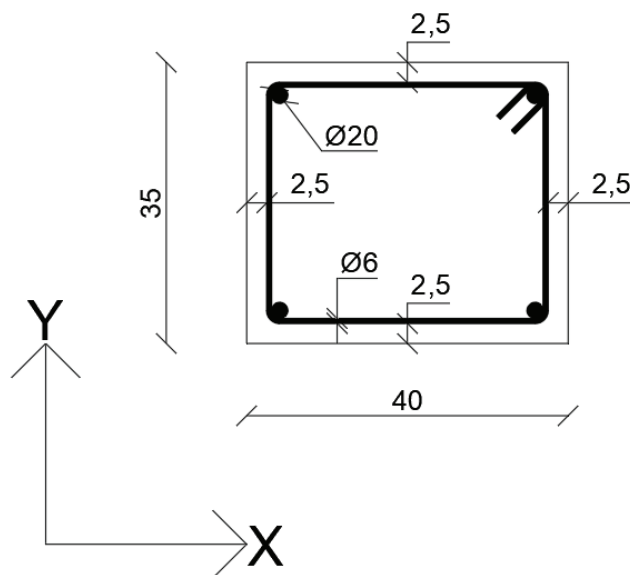
Preglednica 35: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v prvem nadstropju
Table 35: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the first floor

Oznaka	Vrednost	Enota
$\theta_{y,slip}$	0,0073	rad
θ_y	0,0107	rad
θ_{u0}^{pl}	0,039	rad
θ_u^{pl}	0,0425	rad
a_{bars}	0,50	
θ_u	0,0324	rad

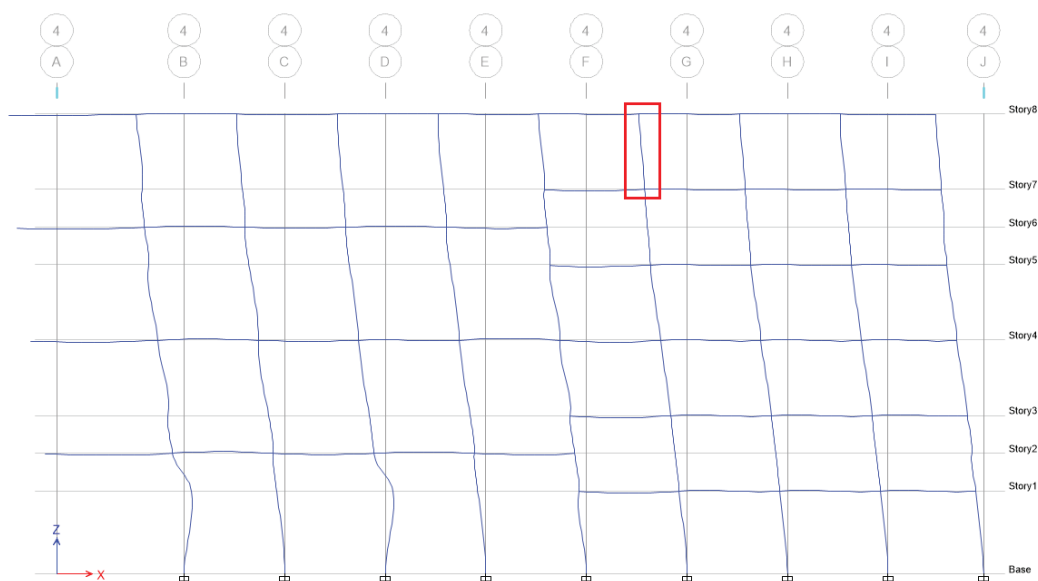
Obremenitev v stebru znaša $\theta = 0,0305$ rad. Odpornost glede na enačbo (58) znaša $\theta_{NC} = 0,0196$ rad, kar je manjše od obremenitev $\theta = 0,0305$ rad. Tudi v tem primeru pogoj ni izpolnjen.

5.3.3 Steber na vrhu stavbe

Tretji izbrani steber je v zadnji etaži. Prečni prerez stebra je prikazan na sliki 50, njegova lokacija v konstrukciji pa na sliki 51. Gre za zunanji steber, zato upoštevamo, da je armiran s štirimi palicami $\phi 20$. Stremena so enaka, in sicer $\phi 6$ na 25 cm. Krovni sloj znaša 25 mm. Upoštevamo enak preklop vzdolžnih palic, in sicer 70 cm. Tudi za dolžino sidranja palic v grede na vrhu upoštevamo 70 cm. Višina stebra je 3 m. V tem primeru upoštevamo potres v smeri X in preverjamo odpornost stebra okoli Y osi. Lokacija stebra v stavbi je prikazana na sliki 51.



Slika 50: Prečni prerez za steber III S6a (steber v tretjem nadstropju)
Figure 50: Cross section of III S6a (column on the third floor)



Slika 51: Steber v tretjem nadstropju – deformirana oblika
Figure 51: Column on the third floor – deformed shape

5.3.3.1 Vozlišče v spodnjem delu stebra

Za vozlišče v spodnjem delu stebra ni posebne specifikacije v postopku. Odpornost se izračuna na enak način kot za stebel v prvem nadstropju, in sicer z enačbo (44). Razlika je v obremenitvi in geometriji. Zaradi manjšega premera palic se skrajša minimalna potrebna sidrna dolžina $l_{oy,min}$, in sicer na 49 cm. Zaradi manjšega premera vzdolžnih palic se poveča a_{bars} , ki v tem primeru znaša 0,56. V tem primeru je stebel krajši, vzdolžna armatura pa ima manjši premer, kar ima vpliv na odpornost. Poleg tega pa je različna tudi obremenitev. Rezultati dobljenih količin so prikazani v preglednici 36.

Preglednica 36: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v spodnjem delu stebra v tretjem nadstropju
Table 36: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on the third floor

Oznaka	Vrednost	Enota
$\theta_{y,slip}$	0,0039	rad
θ_y	0,0069	rad
θ_{u0}^{pl}	0,039	rad
θ_u^{pl}	0,0397	rad
a_{bars}	0,56	
θ_u	0,0292	rad

Obremenitev v stebri znaša $\theta = 0,0131$ rad. Odpornost glede na enačbo (58) znaša $\theta_{NC} = 0,0177$ rad, kar je večje od obremenitve $\theta = 0,0131$ rad. Iz tega sledi da v tem vozlišču stebel zadostuje kriterije za odpornost.

5.3.3.2 Vozlišče v zgornjem delu stebra

Pri določitvi odpornosti v zgornjem vozlišču upoštevamo specifikacije postopka, ki jih je treba aplicirati pri obravnavi stebrov v vrhni etaži. Upoštevamo, da so palice sidrane 70 cm v gredo na vrhu. $\theta_{y,slip}$ se izračuna z enačbo (47). Razlika pri izračunu plastičnih odpornosti glede na spodnje vozlišče je tudi v obremenitvah.

Preglednica 37: Vhodni podatki in rezultat pri računu odpornosti v zgornjem delu stebra v tretjem nadstropju
Table 37: Input and output of the calculation of the resistance of the upper part of the column on third floor

Oznaka	Vrednost	Enota
$\theta_{y,slip}$	0,0039	rad
θ_y	0,0069	rad
θ_u^{pl}	0,0399	rad
θ_{u0}^{pl}	0,039	rad
a_{bars}	0,56	
θ_u	0,0293	rad

Obremenitev v stebri znaša 0,0131 rad. Odpornost glede na enačbo (58) znaša $\theta_{NC} = 0,0176$ rad, kar je več od obremenitve $\theta = 0,0131$ rad. To pomeni, da je tudi v tem primeru zadoščen kriterij odpornosti.

5.4 Ugotovitve na osnovi kontrole mejnih stanj

Pri ugotavljanju skladnosti uporabe linearnih analiz smo ugotovili, da parameter ρ presega maksimalne dovoljene vrednosti, dovoljene v standardu, kar pomeni, da linearne analize niso primerne za dokazovanje potresne odpornosti konstrukcije. Kljub temu smo izvedli linearno modalno analizo. Na podlagi rezultatov, dobljenih z linearno analizo, smo za tri izbrane stebre izvedli primerjavo odpornosti in obremenitve ter na podlagi tega sklepali, da je odpornost v primerjavi z obremenitvijo v prvih dveh izbranih stebrih manjša, in sicer za približno 40 %. V stebru na vrhu stavbe je odpornost večja od obremenitve, in sicer za 25 %. Ne glede na ugotovitev, da linearne analize niso dovoljene za dokazovanje odpornosti, lahko sklepamo, da stavba ne izpolnjuje zahtev. Na podlagi razmerja ρ smo pokazali, da elastične in neelastične deformacije niso podobne, zato predpostavimo, da bi bile deformacije v izbranih stebrih pri nelinearni analizi še večje, saj bi do poškodb verjetno najprej prišlo v najbolj obremenjenih stebrih, kar bi privedlo do koncentracije plastičnih deformacij, ki so večje kot pri elastičnih. Poleg tega je treba poudariti, da smo izvedli le kontrolo duktilnih mehanizmov porušitve stebrov. Čeprav nismo izvedli preverjanja krhkih mehanizmov porušitve, lahko v končnem sklepu trdimo, da stavba kot celota ne izpolnjuje pogojev za potresno varnost po standardu wd Evrokod 1998-3.

6 PREDLOGI ZA POTRESNO UTRDITEV IN NADALJNJE OBRAVNAVANJE STAVBE

Glede na rezultate analize iz poglavja 5 ugotavljamo, da za dokazovanje potresne odpornosti obravnavane stavbo zaradi previsokega koeficienta ρ (razdelek 5.2) ne moremo izvesti linearne analize, ampak je treba uporabiti zahtevnejše nelinearne metode. Dodatno glede na razdelek 5.3 ugotavljamo, da stavba oziroma elementi ne izpolnjujejo potresnih zahtev. To pomeni, da za trenutno konstrukcijo ni treba izvajati natančnejših nelinearnih analiz, da bi ugotovili zgolj njeno potresno neodpornost. Ker iz določitve koeficienta ρ lahko sklepamo, da objekt potresno ni odporen, smo se bolj osredotočili na predlog utrditve. Možni ukrepi, ki so predlagani v delovni različici standarda, kot je opisano v razdelku 2.3.5. Izbira ustreznega ukrepa mora biti taka, da so na koncu izpolnjene zahteve, opisane v razdelkih 2.2.2 in 2.3.3.3.

Pri predlaganju ukrepov je treba upoštevati tudi ekonomski vidik, ki ga je treba upoštevati pri zasnovi in projektiranju ukrepov prenove.

Potresno varnost objekta lahko izboljšamo na več načinov, kot je podano že v razdelku 2.3.5. V predstavljenem primeru kot možnost utrditve izberemo dodajanje novih sten oziroma zamenjavo obstoječih predelnih sten z nosilnimi armiranobetonskimi stenami. Poleg te osnovne različice predlagamo še zmanjševanje mase konstrukcije. To lahko dosežemo tako, da pri morebitni prenovi, ki lahko vključuje tudi energetske prenove, odstranimo parapete iz polne opeke pri oknih in jih nadomestimo z lažjim materialom. V delu s kabineti v južnem delu stavbe je fasada iz opečnate stene iz polne opeke. Ker je tam stena debela 40 cm, ima zid veliko maso, zato je smiselno razmisliti o rekonstrukciji, pri kateri bi se teža zmanjšala. Pri tej steni moramo biti pozorni tudi na njeno nosilno vlogo, saj se grede napušča na tej strani naslanjajo na steno. Njeno zamenjavo je treba podrobneje analizirati s konstrukcijskega vidika in tudi v smislu ekonomske upravičenosti. Iz načrtov je razvidno, da so tudi določene predelne stene iz polne opeke NF, ki jih je prav tako mogoče zamenjati z lažjim materialom, kot je siporeks ali pa mavčnokartonaste plošče.

Standard določa rešitve za ojačitev obstoječih nosilnih elementov. V primeru, ki ga predstavljamo, so to armiranobetonski stebri in v majhnem odstotku zidane stene. Možni način ojačitve je objetje stebrov s kompozitnimi tkaninami, kot je FRP, oziroma uporaba karbonskih trakov ali izvedba dobetoniranja elementov. Standard celo določa nabor izrazov, s katerimi lahko izračunamo odpornost tako prenovljenih elementov. Vendar pa so za te postopke značilne tudi slabosti. Kot slabost lahko omenimo večjo tehnično zahtevnost, saj jih je treba kontinuirano izvesti po celotni višini, kar pomeni izdelavo prebojev v plošči, še posebej velik pa je problem, kadar je število elementov, ki ne izpolnjujejo zahtev, veliko, kar pomeni, da je treba preboje izvesti po celotnem tlorisu. Zaradi tega dejstva se inženirji v vsakdanji praksi pogosto odločajo za dodajanje novih armiranobetonskih sten oziroma zamenjavo obstoječe opečnate stene z armiranobetonsko. Ta pristop je še posebej uporaben za stare stavbe, pri katerih na drug način ni mogoče zagotoviti ustrezne togosti oziroma zelenega obnašanja konstrukcije med potresom. Slabosti tega sistema so naslednje: sprememba arhitekturnih lastnosti stavbe, zapiranje oken, potreba po dodatnih močnih temeljih za prevzem velikih sil, ki se pojavijo v teh elementih.

Omeniti je treba še, da je bil za konkretno stavbo že izdelan predlog ukrepanja z dodajanjem armiranobetonskih sten v poročilu z naslovom Ocena potresne ogroženosti za objekt FE iz ZRMK

(ZRMK, 2019). Predlog, ki je bil podan v omenjenem poročilu, prav tako predlaga utrditev z novimi stenami, vendar pri tem uporabi nekoliko drugačne dimenzije in razporeditev sten. V primerjavi s primerom v magistrski nalogi, v kateri obravnavamo samo vzhodni del stavbe, se je tam predlog nanašal na celotno stavbo. Pokazano je bilo, da je stavba ob izvedbi predlaganih ukrepov potresno varna, vendar pa je treba poudariti, da so bile za analizo in ugotavljanje ustreznosti predloga uporabljene preproste metode analize in kriteriji, ki niso v skladu s standardom, obravnavanim v magistrski nalogi.

Tudi v primeru, ki ga predstavljamo, smo se odločili, da bomo kot možen ukrep izbrali dodajanje armiranobetonskih strižnih sten. Izdelali smo dva primera možne postavitve novih sten in zanju izvedli analize ter preverili odziv stavbe. V nadaljevanju opisujemo izbrane predloge za ojačitev in prikazujemo rezultate.

6.1 Dodajanje novih sten kot ukrep potresne sanacije stavbe

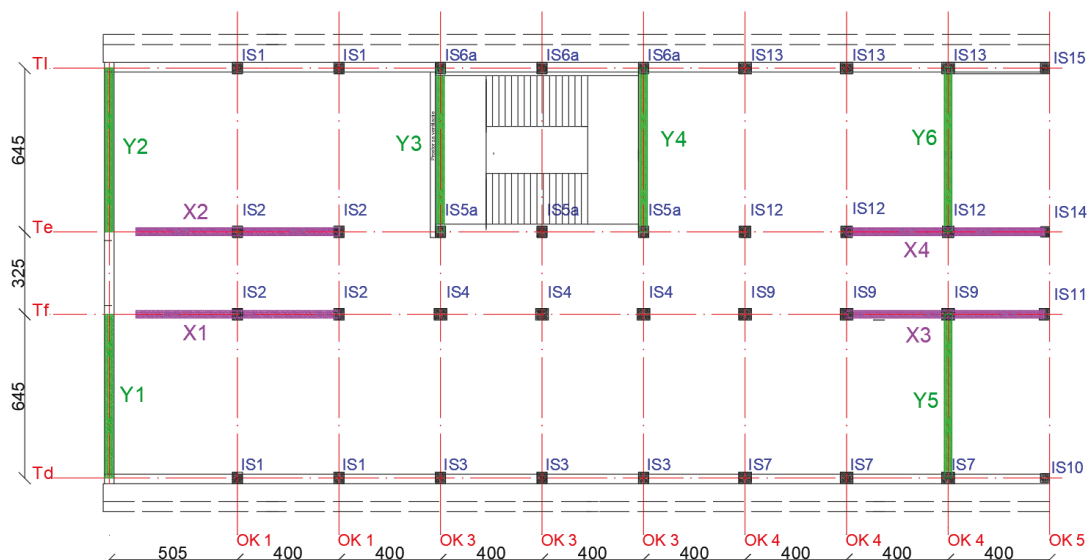
Če hočemo zagotoviti čim manj posegov na obstoječih konstrukcijskih elementih, je smiselno, da z dodajanjem novih elementov zagotovimo tako razmerje v togosti, da obstoječe elemente lahko obravnavamo kot sekundarne. Standard wd Evrokod 1998-1-2 določa, da elemente lahko obravnavamo kot sekundarne, če njihova horizontalna togost ne presega 15 odstotkov od togosti vseh primarnih elementov. V takem primeru bi bilo treba dodati toliko sten, da lahko glede na omenjeno trditev vse obstoječe stebre opredelimo kot sekundarne.

Dodajanje novih elementov v obstoječe konstrukcije, ki so v uporabi, je zahteven proces ne samo s tehnološkega, ampak tudi z uporabnega vidika stavbe. Za obstoječe stavbe je namembnost prostorov že določena, zato je nove konstrukcijske elemente težje umestiti po tlorisu, saj na ta način lahko nastane motnja v funkcionalnosti določenih prostorov oziroma je treba izvesti reorganizacijo. Pri iskanju ustrezne rešitve smo skušali čim manj posegati v obstoječo organizacijo prostorov.

V tej magistrski nalogi ojačitve predlagamo samo za vzhodni del stavbe. Kot je že omenjeno, je zahodni del v konstrukcijskem smislu ločen z dvocentimetrsko dilatacijo. Ker sta dela različna, je razporeditev ojačitev na drugi strani lahko tudi drugačna.

6.1.1 Različica 1

Ena od možnih rešitev je prikazana na sliki 52. Z zeleno so označene dodane stene v smeri Y, z vijolično pa stene v smeri X.



Slika 52: Predlog razporeditve dodanih sten – različica 1

Figure 52: Proposal arrangement of added walls – variant 1

Armiranobetonske stene razporedimo v smereh X in Y. Stene v smereh X in Y upoštevamo kot medsebojno konstrukcijsko nepovezane. To pomeni, da ima vsaka stena pravokoten prerez. V smeri Y postavimo stene v vzhodno pročelje, kjer so zdaj opečnate stene. Postavimo jih tudi v stopniščno okno, kjer so opečnate predelne stene. Da bi dosegli enakomerno razporeditev v smeri Y in s tem večjo torzijsko togost, smo stene postavili tudi v skrajnem okvirju OK4 (slika 52). Pri tem bi bilo verjetno bolj logično stene postaviti na najskrajnejšo os, vendar smo se zaradi motnje v prostorih in zaradi tega, ker je tam dilatacija, ki znaša samo 2 cm, odločili, da steno premaknemo za eno os nazaj. V smeri X smo izbrali osi Te in Tf (slika 52). Za zdaj so na tem mestu predelne opečnate stene, zato postavitve novih sten ne bo spremenila funkcionalnosti prostorov.

Postavitve novih konstrukcijskih elementov je zahteven proces tudi s tehničnega vidika. Najprej je za postavitve treba dodati temelje oziroma, če so ti že izdelani, preveriti njihovo nosilnost. V konkretnem primeru so temelji oziroma temeljne grede pod vsemi stenami razen pod steno v smeri Y v skrajnem zahodnem delu, kjer jih bo treba izdelati na novo. Tako vgrajene stene morajo potekati kontinuirano od temelja do vrha stavbe. Na nivoju vsake etaže je treba zagotoviti ustrezno povezavo.

Dimenzije (širino) stene smo določili na podlagi enačbe (69), ki je podana v standardu wd Evrokod 1998-1-2.

$$b_w \geq \max \{h_{s,cl}/15; 200 \text{ mm}\} \quad (69)$$

Oznake so predstavljene na naslednji sliki.

$$l_c \leq \max \{2b_w; 0,2l_w\} \Rightarrow \begin{array}{c} \text{Diagram of a wall section with length } l_c \text{ and width } b_w. \\ \text{The width } b_w \text{ is shown to be greater than } b_{w0}. \end{array} \quad b_w \geq \max \{h_{s,cl} / 15; 200\text{mm}\}$$

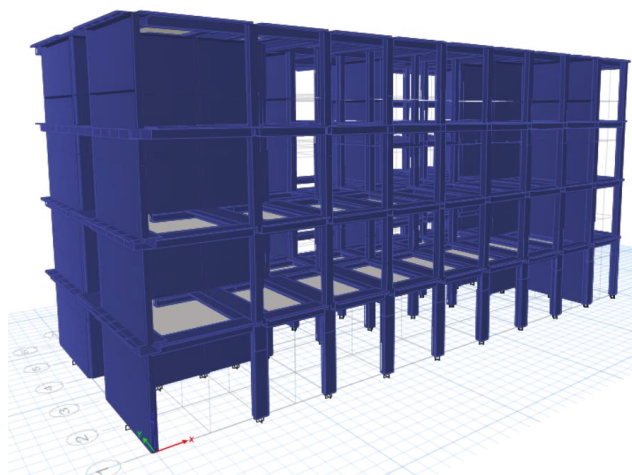
Slika 53: Minimalna debelina zidu na koncih s prečno armaturo (vir: wd Evrokod 1998-1-2)

Figure 53: Minimum thickness of the confined boundary of the wall (source: wd Eurocode 1998-1-2)

Pri tem je $h_{s,cl}$ svetla višina etaže, l_w je dolžina zidu, b_{w0} je minimalna širina zidu in b_w je širina zidu na koncih. Na podlagi navedene enačbe privzamemo, da je $b_{w0} = b_w = 30$ cm (predpostavimo isto širino po celem zidu).

6.1.1.1 Potresne karakteristike utrjene stavbe

Za omenjeni predlog smo izdelali tudi model v ETABS, ki je nadgradnja že obstoječega. Obstoječih elementov praktično nismo spreminjali. V modelih so bile odstranjene le obstoječe opečnate stene in na njihovo mesto smo zmodelirali armiranobetonske. Razpokane prereze smo upoštevali tako, da smo za vse obstoječe grede in stebre zmanjšali vztrajnostne momente in strižne prereze za 75 odstotkov. Za novo dodane stene smo v skladu s standardom wd Evrokod 1998-1-2 te karakteristike zmanjšali samo za 50 odstotkov. Treba je poudariti, da se v računskem modelu nekateri elementi obstoječe konstrukcije prekrivajo z novimi stenami, vendar pa to zanemarljivo vpliva na rezultat analize, saj obstoječi elementi prenesejo zelo majhen delež potresne sile, kot je pojasnjeno v nadaljevanju. Upoštevali smo togo povezavo s temelji in v vsakem nadstropju stene povezali s togo diafragmo. Model je predstavljen na sliki 54.



Slika 54: 3D-model utrjene konstrukcije (ETABS)

Figure 54: 3D model of strengthened structure (ETABS)

Najprej smo izvedli analizo reakcije v podporah, ki se pojavijo zaradi potresa v smereh X in Y. Preverili smo, koliko odstotkov od strižne obremenitve prevzamejo dodane stene in koliko obstoječa konstrukcija. Ugotovili smo, da v smeri Y na obstoječo konstrukcijo odpade samo še 1,5 odstotka in v smeri X 2,1 odstotka. To je v skladu s tem, kar določa standard wd Evrokod 1998-1-2, in sicer da konstrukcijske elemente lahko obravnavamo kot sekundarne, če ne prevzamejo več kot 15 odstotkov strižne obremenitve. To pomeni, da se z novo zasnovno obstoječi konstrukcijski elementi lahko obravnavajo kot sekundarni in mora izpolnjevati samo zahteve za sekundarne konstrukcijske elemente. Prečne sile sten, dobljene z linearno analizo z nereducirano obtežbo, prikazujemo v preglednici 38.

Preglednica 38: Prečne sile v vpetju stene

Table 38: Shear forces at the base of the walls

Stena	Potresna kombinacija v smeri X [kN]	Potresna kombinacija v smeri Y [kN]
X1	11685	102
X2	12290	85
X3	11697	148
X4	11980	158
Y1	82	6217
Y2	84	2221
Y3	70	7027
Y4	129	8086
Y5	73	9791
Y6	11	9757

Parametre iz modalne analize smo zbrali v preglednici 39. Vidimo, da je prva nihajna oblika v smeri Y, druga nihajna oblika je v smeri X in tretja nihajna oblika je torzijska okoli osi Z. Glede na obstoječo konstrukcijo se je togost znatno povečala. To sklepamo na podlagi nihajnega časa, ki se je pri prvi nihajni obliki z 1,984 s skrajšal na 0,436 s oziroma za 77 odstotkov. Izboljšana zasnova je pripeljala do tega, da je tretja nihajna oblika torzijska okrog osi Z (za primerjavo: prej je ta bila šele peta).

Preglednica 39: Rezultati modalne analize za stavbo, utrjeno s stenami

Table 39: Results of modal analysis for the building strengthened with walls

Nihajna oblika	T [s]	$M_{eff,Ux}$ [%]	$M_{eff,Uy}$ [%]	$M_{eff,Rz}$ [%]
1	0,44	0	64	8
2	0,4	71	0	1
3	0,39	1	8	63
4	0,09	1	18	4
5	0,09	22	1	4
6	0,08	0	4	0
	Σ	95	95	80

Poleg modalne karakteristike smo ugotavljali tudi, kako nova zasnova vpliva na povprečno rotacijo (obremenitev) v izbranih stebrih. Podatki so predstavljeni v preglednici 40. Iz njih lahko razberemo, da se tudi obremenitev v stebrih, ki jo dobimo na podlagi pristopa s pomiki, znatno zmanjša, ko dodamo stene. Ugotovili smo, da so obstoječi stebri postali sekundarni elementi, kar pomeni, da pri določitvi odpornosti θ_{NC} ne upoštevamo faktorja redukcije γ_{Rd} oziroma je ta faktor enak 1 (za primerjavo: prej je znašal 1,65). Pozornost je treba nameniti dejstvu, da tako dobljene obremenitve verjetno niso najrealnejše, saj je lahko razmerje med največjim in najmanjšim ρ pri utrjeni konstrukciji še vedno nad dovoljeno mejo. Tega razmerja tokrat nismo izračunali, saj je za dokazovanje teh ukrepov vsekakor treba izvesti nelinearno analizo.

S skrajšanjem nihajnega časa smo prešli na plato spektra pospeškov. Kot smo ugotovili že v razdelku 2.3.4.1, pri takih konstrukcijah ne moremo računati na enakost pomikov v linearnem in nelinearnem

območju, zato je neposredna primerjava obremenitve in odpornosti manj upravičena. Zato smo poskusili dejanski (nelinearen) pomik (zasuk) oziroma obremenitev oceniti na podlagi enačbe za ciljni pomik, podane v standardu wd Evrokod 1998-1-1:

$$d_t^* = \min \left\{ 3; \frac{1}{u} \left[1 + (u-1) \frac{T_c}{T^*} \right] \right\} d_{et}^* \quad (70)$$

Pomen količin v enačbi je naslednji:

d_t^*	ciljni pomik
U	faktor redukcije sile, ki je enak $S_e(T^*)/S_y$
S_y	pospešek na meji tečenja za ekvivalentni SDOF-model, ki znaša F_y^*/m^*
T^*	nihajni čas SDOF-modela
d_{et}^*	ciljni pomik ekvivalentnega SDOF modela s sposobnostjo neskončne elastične deformacije

V predstavljenem primeru smo količine za pomik zamenjali s količinami za povprečne rotacije ($d_t^* = \theta^*$ in $d_{et}^* = \theta$). Kjer smo ugotovili, da se rotacija poveča, smo v preglednico dodali še količino za θ^* . Tukaj omenimo še, da je odpornost stebra θ_u ostala enaka kot v primeru brez sten, saj smo predpostavili, da z dodajanjem sten osna obremenitev v stebrih ostane nespremenjena. To lahko utemeljimo z dejstvom, da so obstoječe stebri že deformirani in je težko računati, da bodo nove stene nase prevzele že prisotne vertikalne obremenitve. V nasprotnem primeru pa se spremeni θ_{NC} , saj obstoječe stebre lahko obravnavamo kot sekundarne, kjer varnostni faktor γ_{Rd} znaša 1. Če pogledamo rezultate v preglednici 40, opazimo, da v nobenem primeru ni presežena odpornosti, izražena s povprečno rotacijo elementa. Zato je nova zasnova dobra osnova za izvedbo nelinearne analize in s tem pridobitev natančnejših rezultatov o obnašanju konstrukcije. Vsekakor pa je pred tem smiselno izvesti dodatne raziskave na terenu za ugotovitev dejanske količine armature v elementih.

Preglednica 40: Primerjava obremenitve in odpornosti na podlagi povprečne rotacije

Table 40: Comparison of resistance and actions according to chord rotations

Steber	Pozicija	θ (osnovne konst.)	θ (utrjene konst.)	θ^* (utrjene konst.)	θ_u	θ_{NC}
Steber 1 (steber v pritličju)	spodaj	0,0327	0,0016	0,0031	0,0322	0,0322
	zgoraj	0,0327	0,0016	0,0031	0,0323	0,0323
Steber 2 (steber v prvem nadstropju)	spodaj	0,0305	0,0074	0,0075	0,0287	0,0287
	zgoraj	0,0305	0,0074	/	0,0324	0,0324
Steber 3 (steber v tretjem nadstropju)	spodaj	0,0131	0,0058	/	0,0292	0,0292
	zgoraj	0,0131	0,0058	/	0,0293	0,0293

Stena	Potresna kombinacija v smeri X [kN]	Potresna kombinacija v smeri Y [kN]
X1	12238	89
X2	12649	91
X3	11708	119
X4	12181	144
Y1	79	6529
Y2	82	6531
Y3	74	7499
Y4	124	8280
Y5	71	9294
Y6	113	9229

Rezultate analize lastnega nihanja prikazujemo v preglednici 42. Enako kot pri prvi različici je prva nihajna oblika v smeri Y, druga v smeri X in tretja je torzijska. Opazimo tudi podobne nihajne čase.

Preglednica 42: Rezultati modalne analize za utrjeno stavbo s stenami

Table 42: Results of modal analysis for the building strengthened with walls

Nihajna oblika	T [s]	$M_{eff,Ux}$ [%]	$M_{eff,Uy}$ [%]	$M_{eff,Rz}$ [%]
1	0,43	0	70	1
2	0,40	72	0	0
3	0,35	0	1	70
4	0,09	1	21	1
5	0,09	21	1	0
6	0,08	0	1	5
	Σ	94	95	77

Enako kot za prvo različico smo tudi za to ugotavljali, kako se v izbranih elementih spremenijo obremenitve (povprečne rotacije). Enako kot pri prvi različici je tudi v tem primeru pogoj izpolnjen pri vseh obravnavanih stebrih (preglednica 43). V tem primeru so obremenitve nekoliko večje kot obremenitve v prvem primeru. Končni sklep o tem, katera zasnova je boljša, bi omogočile nelinearne analize.

Preglednica 43: Primerjava obremenitve in odpornosti na podlagi povprečne rotacije

Table 43: Comparison of resistance and actions according to chord rotations

Steber	Pozicija	θ (osnovne konst.)	θ (utrjene konst.)	θ' (utrjene konst.)	θ_u	θ_{NC}
Steber 1 (steber v pritličju)	spodaj	0,0327	0,0045	/	0,0322	0,0322
	zgoraj	0,0327	0,0045	/	0,0323	0,0323
Steber 2 (steber v prvem nadstropju)	spodaj	0,0305	0,0093	0,0103	0,0287	0,0287
	zgoraj	0,0305	0,0093	/	0,0324	0,0324
Steber 3 (steber v tretjem nadstropju)	spodaj	0,0131	0,0086	0,0096	0,0292	0,0292
	Zgoraj	0,0131	0,0086	0,0096	0,0293	0,0293

7 ZAKLJUČEK

Osnovni cilj magistrske naloge je bil osvojiti metodologije ocene potresne odpornosti obstoječe armiranobetonske stavbe z linearno metodo potresne analize, kot jo predvideva osnuteka delovne različice novega Evrokod 8-3 in njeno uporabo demonstrirati na primeru dejanske armiranobetonske stavbe. Na začetku magistrske naloge smo pripravili kratko predstavitev delovne različice standarda oziroma delov standarda, ki se nanašajo na obravnavo obstoječih armiranobetonskih objektov, predstavljeni pa so bili tudi deli nekateri deli delovne različice Evrokod 1998-1-1, v katerih je predstavljena potresna obtežba ter so podana splošna navodila za obravnavo objektov glede potresne obremenitve. Tako zbrane informacije so lahko koristne pri obravnavi podobnega problema.

Obravnavani objekt je stavba Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani, ki je bila projektirana ob koncu 50. let prejšnjega stoletja, njena gradnja pa je bila dokončana leta 1961, pred uvedbo kakršnih koli standardov na področju potresnega inženirstva. Stavba je v vzdolžni smeri dilatirana na dva zelo podobna dela. V magistrski nalogi smo obravnavali samo vzhodni del. Informacije o objektu smo zbrali na podlagi pridobljenih načrtov in z vizualnim pregledom na terenu. Ker smo informacije glede geometrije in pozicije nosilnih elementov pridobili iz načrtov, smo predpostavili tudi najvišji raven poznavanja geometrije. Na podlagi teh podatkov smo v programu Tekla Structures izdelali 3D-model, po katerem smo pozneje izvedli modeliranje računskega modela v programu ETABS. Ker ni bilo dovolj informacij o detajlih armature, smo za te informacije predpostavili najnižjo raven poznavanja. Za oceno mehanskih karakteristik materiala so bile na voljo le sklerometriške raziskave določenega števila stebrov, ki so bile izvedene takoj po gradnji. Podatke o kakovosti armature smo privzeli iz načrtov. Za armaturo ni bilo narejenih dodatnih testov. Zaradi tega je stopnja vedenja o materialih gradbene konstrukcije omejena in smo zato predpostavili srednja stopnja poznavanja.

Na podlagi izračunov smo ugotovili, da je obravnavana stavba locirana na območju z visokim razredom seizmičnosti, zato je bila ocena potresne odpornosti z linearno metodo izločena že na začetku. Standard namreč dopušča izvedbo linearne analize na podlagi pomikov le ob pogoju, da je razmerje med največjim in najmanjšim faktorjem ρ manjše od 2,5, pri čemer je ρ definiran kot razmerje med obremenitvijo in odpornostjo kritičnega prereza v elementu. Za obravnavano stavbo se je izkazalo, da tudi ta pogoj ni bil izpolnjen, saj je razmerje med največjim in najmanjšim faktorjem ρ znašalo 7,25. Ne glede na to smo izvedli modalno analizo z namenom pridobitve informacij o potresnem obnašanju stavbe, ob zavedanju, da morebitno izpolnjevanje zahtev standarda s tako metodo analize ne bi zadoščalo za dokazovanje potresne varnosti. Za tri stebre, pri katerih je bilo razmerje med upogibnimi momenti iz analize in upogibno nosilnostjo največje, smo izračunali tudi zmogljivost v obliki mejnih povprečnih rotacij elementa v krajiščih (spodaj in zgoraj). Ugotovili smo, da dva izmed obravnavanih stebrov, ki sta locirana v prvem in drugem nadstropju, ne izpolnjujeta zahtev. Projektna obremenitev in odpornost, izraženi z povprečno rotacijo v krajiščih, znašata: 0,0327 rad in 0,0196 rad za spodnje in 0,0327 rad in 0,0196 rad za zgornje vozlišče v primeru stebra v pritličju, ter 0,0305 rad in 0,0174 za spodnje ter 0,0305 rad in 0,0196 rad za zgornje vozlišče rad v primeru stebra v prvem nadstropju. Glede na to, da pogoji pri linearnem modelu niso izpolnjeni, sklepamo, da bi bila potresna odpornost še slabša, če bi jo ocenili z nelinearno analizo. V izbranih elementih, pri katerih je razmerje med nosilnostjo in obremenitve največje, bodo namreč poškodbe nastale najprej in bo zato lahko prišlo do koncentracije plastičnih

deformacij. Na podlagi te predpostavke sledi ugotovitev, da se kontrola dveh obravnavanih stebrov ne bi izšla niti, če bi izvedli nelinearno analizo.

Pred izvedbo nelinearne analize je tako poleg terenskih raziskav z namenom pridobitve ustreznih informacij smiselno predlagati tudi zasnovo ukrepov za povečanje potresne odpornosti stavbe in šele nato izvesti analizo. Za ta cilj smo predlagali utrditev stavbe z armiranobetonskimi stenami. Pri dodajanju sten smo bili pozorni na čim enakomernejšo razporeditev po tlorisu, da bi se izognili torzijskemu obnašanju in čim manj posegli v uporabne površine. Cilj je bil dodati toliko sten, da bi elemente obstoječe konstrukcije lahko obravnavali kot sekundarne, s čimer bi redukcijski faktor za odpornost, ki je v predstavljenem primeru znašal 1,65, lahko zmanjšali na 1. Obravnava obstoječih elementov kot sekundarnih je upravičena v primerih, ko več kot 85 odstotkov obtežbe prevzamejo nove stene. Predlagali smo dve različici utrditve, razlika med njima pa je v poziciji sten, ki potekajo v vzdolžni smeri stavbe. Po prvi različici smo stene v vzdolžni smeri namestili v notranji del objekta, pri drugi pa na obod stavbe, kar olajša izvedbo. Rezultati obeh različic glede potresnega obnašanja so podobni. V izbranih stebrih se je obremenitev zmanjšala za toliko, da je bila nižja od odpornosti, ki se je povečala zaradi uvrstitev stebrov med sekundarne elemente, kar pomeni, da smo pri oceni odpornosti stebrov lahko uporabili manjši redukcijski faktor oziroma redukcijski faktor enak 1. Predlagana zasnova sten se iskaže kot dejansko izvedлива. Ocenjeno je bilo, da izpolnjuje zahteve za projektiranje v duktilnem razredu DC3. Glede na to, da pri trenutni zasnovi stene prevzamejo zelo velik odstotek horizontalne potresne obtežbe, bi bilo smiselno razmisliti tudi o zasnovi, v kateri bi upoštevali manjše stene. Omenimo še, da pri taki zasnovi so lahko problematični tudi temelji, ki bi morali prenesti precej večje obremenitve od tistih za katere so projektirani. Temelji v tej nalogi niso bili posebej obravnavani.

S ciljem, da bi ocenili potresno zmogljivost stavbe, bi morali v nadaljnjih korakih, izvesti projekt utrditve temeljev in oceniti potresno zmogljivost stavbe na osnovi potresne analize.

VIRI

- Andolšek, F. 2018. Seizmični stresni test stavbe Fakultete za gradbeništvo in geodezijo. Magistrska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba F. Andolšek).
- Dolšek, M., Isakovič, T., Babič, A., Žižmond, J., Gams, M., Sinkovič, N., in Jamšek, A. 2020. Seizmični stresni test stavbnega fonda Republike Slovenije. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.
- EN1998-3 SC8 28-02-2021. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges (2021-02-28).
- EN 1991-1-1:2002. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings.
- Evropska komisija. 2023. Timeline for the Eurocodes second generation. <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/2nd-generation-evolution/timeline-eurocodes-second-generation> (pridobljeno 2. 3. 2023.).
- Fajfar, P. 2021. International association of earthquake engineering. The story of the N2 method.
- Fib Model Code for concrete structures. 2010.
- FprEN 1992-1-1:2021 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
- Knauf. 2015. W11 Knauf, pregradne stene. 2015. Tehnični list. <https://www.knauf.si/datot/knaufpregradnestene.pdf> (pridobljeno 15. 9. 2022.).
- Lutman, M. 2015. Ocena potresne ogroženosti stavb kompleksa Fakultete za elektrotehniko Univerze v Ljubljani. Zavod za gradbeništvo Slovenije (ZAG).
- Maučec, T. 2022. Elastični spektri pospeškov glede na osnutek novega evrokoda 8. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba T. Maučec).
- Mpampatsikos, V., Nascimbene, R., in Petrini, L. 2008. A Critical Review of the R. C. Frame Existing Building Assessment Procedure According to Eurocode 8 and Italian Seismic Code.
- PrEN 1990:2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design (2019-09).
- prEN 1998-1-1:2021 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance – Part 1- 1: General rules and seismic action (2022-01-11).
- prEN 1998-1-2:2020, EN1998-1-2_version_03-10-2021 2021-09-27 Eurocode 8: – Design of structures for earthquake resistance – Part 1-2: Rules for new buildings (2021-09-27).
- SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenova stavb.
- Slovenija projekt. 1959a. Št. proj. 840/6, 24.1.1959. Glavna zgradba – armaturni načrti. Univerza v Ljubljani, Fakulteta za strojništvo in elektrotehniko, Oddelek za elektrotehniko, Odsek za splošno elektrotehniko in jaki tok.
- Slovenija projekt. 1959b. Št. proj. 1929/2, 1. julija 1959. Glavni projekt – I. del. Fakulteta za strojništvo in elektrotehniko, Stavba za splošno elektrotehniko in jaki tok.

Slovenija projekt. 1959c. Št. proj. 1929/2, 10.XI. 1959. Statični elaborat, faza II (opažni in armaturni načrti stavbe nad kletjo). Tehnična fakulteta, oddelek za elektrotehniko – Institut za jaki tok.

Slovenija projekt. 1960. Št. proj. 1929/2, 11. marec 1960. Opažni in armaturni načrti od kleti dalje. Tehniška fakulteta, oddelek za elektrotehniko – Institut za jaki tok Ljubljana.

Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava Tržaška 25, Ljubljana – arhitektura, faza PZI.

Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava Tržaška 25, Ljubljana – arhitektura, faza PZI, Fakulteta za elektrotehniko v Ljubljani.

Slovenija projekt. 1982. Št. proj. 3372/1. A, april 1982. Nadzidava objekta Tržaška 25, Ljubljana – statika, fazi PGD, PZI. Fakulteta za elektrotehniko v Ljubljani.

Tomažević, M. 2009. Potresno odporne zidane stavbe.

TSG-1-004:2010. Tehnična smernica. Učinkovita raba energije.

UL, Fakulteta za elektrotehniko. 2021. Arhiv dokumentov fakultete za elektrotehniko.

UL, Fakulteta za elektrotehniko. 2022. Spletna stran fakultete za elektrotehniko. <https://fe.uni-lj.si/> (pridobljeno 15. 6. 2022.).

UL Fakulteta za elektrotehniko. 2022. Arhiv dokumentov fakultete za elektrotehniko.

ZRMK. 2019. Ocena potresne ogroženosti za objekt FE.

ZRMK LRS. 1961. Št. DN 3554/60, 22. februar 1961. Poročilo o preiskavi železobetonskih stebrov.

Žarnič, R., Bosiljkov, V., in Bosiljkov V. 2016. Gradiva – Delovni zvezek za vaje 2016/2017.