

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Kandidat/-ka:

JERNEJ NEJC LOMBAR

**CELOSTNI PRISTOP UTRJEVANJA JAVNIH
STAVB ZGRAJENIH PRED UVEDBO PREDPISOV
ZA POTRESNO ODPORNO GRADNJO V
SLOVENIJI**

Magistrsko delo št.:

**INTEGRATED APPROACH FOR THE
STRENGTHENING OF PUBLIC BUILDINGS
BUILT PRIOR INTRODUCTION OF
CONTEMPORARY SEISMIC DESIGN
REGULATION IN SLOVENIA**

Master thesis No.:

Mentor/-ica:

prof. dr. Vlatko Bosiljkov

Predsednik komisije:

Somentor/-ica:

asist. Martin Klun, mag. inž. grad.

Član komisije:

Ljubljana, _____

STRAN ZA POPRAVKE

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

» Ta stran je namenoma prazna. «

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:727(497.4)(043.3)
Avtor: Jernej Nejc Lombar dipl. inž. grad. (UN)
Mentor: prof. dr. Vlatko Bosiljkov
Somentor: asist. Martin Klun mag. inž. grad.
Naslov: Celostni pristop utrjevanja javnih stavb zgrajenih pred uvedbo predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji
Tip dokumenta: Magistrsko delo
Obseg in oprema: 102 str., 22 pregl., 113 sl.
Ključne besede: utrjevanje javnih stavb, obstoječa konstrukcija, nosilna konstrukcija, preiskave obstoječega stanja, potresna analiza, metoda N2, 3Muri, potisna krivulja

Izvleček:

V okviru magistrskega dela je obravnavano protipotresno utrjevanje nosilne konstrukcije OŠ Riharda Jakopiča v Ljubljani.

V prvem delu naloge je prikazan krajši pregled razvoja prvih predpisov za protipotresno gradnjo, vse do danes veljavnih Evrokodov. Opisan je splošen postopek načrtovanja rekonstrukcije objekta od ocene obstoječega stanja na podlagi terenskih oz. laboratorijskih preiskav, potresne analize obstoječega stanja v skladu z veljavnimi predpisi ter načrtovanjem utrditvenih ukrepov.

Pomemben del magistrskega dela je ocena potresne odpornosti obstoječe nosilne konstrukcije objekta na podlagi nelinearne statične potisne analize v programu 3Muri. Vhodni podatki za numerični model so bili pridobljeni na podlagi dostopne tehnične dokumentacije, poročil o izvedenih preiskavah ter lastnih neporušnih preiskavah. Na podlagi rezultatov potisnih krivulj ter največjih možnih pomikov in pospeškov, ki jih dobimo s programom 3Muri, je bilo ugotovljeno, da obstoječi objekt ne zadosti zahtevam potresne odpornosti glede na zahteve veljavnega protipotresnega standarda.

V zadnjem delu je analiziran postopek utrjevanja nosilne konstrukcije z opisom nabora možnih utrditvenih ukrepov. Analizirali smo več različnih možnih ukrepov za povečanje potresne odpornosti z uporabo dodatnih jeklenih okenskih okvirjev, povečanjem deleža sten, armiranobetonskih ometov in FRCM (kompozitne tkanine v cementni matriki) utrditev ter preverili njihov vpliv na protipotresno odpornost stavbe. V zaključnem delu naloge sta bolj podrobno prikazani dve najbolj uspešni varianti za utrditev nosilne konstrukcije, s katerima objekt zadosti trenutno veljavnim predpisom o potresni gradnji v Sloveniji.

BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7:727(497.4)(043.3)
Author: Jernej Nejc Lombar dipl. inž. grad. (UN)
Supervisor: Prof. Vlatko Bosiljkov, Ph. D.
Co-advisor: Asist. Martin Klun
Title: Integrated approach for the strengthening of public buildings built prior introduction of contemporary seismic design regulation in Slovenia
Document type: Master thesis
Notes: 102 p., 22 tab., 113 fig.
Key words: strengthening of public buildings, existing structure, load-bearing structure, research of existing structure, seismic analysis, N2 method, 3Muri, pushover curve

Abstract:

The master thesis deals with the seismic strengthening of the load-bearing structure of the public primary school of Rihard Jakopič in Ljubljana.

In the first part of the thesis, we made a brief overview of the regulation development for the seismic design in Slovenia. The thesis describes the procedure for the design of mitigation actions for the building from the assessment of the existing condition on the basis of the results of different testing methods, seismic analysis of the building in current state and design of restrengthening measures.

An important part of the master thesis is the assessment of seismic resistance of the existing load-bearing structure of the building through non-linear seismic analysis provided by the software 3Muri. The input data for the numerical model were obtained on the basis of available technical documentation, investigation reports and our own non-destructive tests. Based on the results of the pushover capacity curves and the maximum displacements and accelerations obtained with the 3Muri program, it was determined that the existing facility does not meet current requirements for the seismic resistance.

In the last part of this thesis, mitigation actions were analysed with a set of possible strengthening measures. For this purpose we analysed different measures such as using steel window frames, adding load-bearing walls, applying reinforced concrete plasters and FRCM (fibre reinforced cement matrix) and assess their impact on the seismic performance of the building. In the final part of the thesis two the most successful solutions for the strengthening that satisfies the currently valid seismic requirements in Slovenia are presented in more details.

ZAHVALA

Zahvaljujem se mentorju prof. dr. Vlatku Bosiljkov za vso pomoč in strokovno podporo tekom izdelovanja zaključne naloge. Zahvala gre tudi somentorju asist. Martinu Klunu za vse opravljene video pogovore ter svetovanja.

Iskreno se zahvaljujem moji družini, ki me je podpirala tekom celotnega študija.

Zahvala gre tudi računalniškim programerjem in inženirjem podjetja STA DATA S.r.l., ki so mi omogočili uporabo programa 3Muri, ažurno odgovarjali na vsa naša vprašanja in pomisleke ter nas vodili skozi proces modeliranja.

» Ta stran je namenoma prazna. «

KAZALO VSEBINE

STRAN ZA POPRAVKE	I
BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK	III
BIBLIOGRAPHIC – DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT	IV
ZAHVALA.....	V
KAZALO VSEBINE.....	VII
KAZALO PREGLEDNIC	IX
KAZALO SLIK	X
KAZALO PRILOG.....	XIII
1 UVOD.....	1
2 KRAJŠI PREGLED RAZVOJA PREPISOV ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO V SLOVENIJI	2
3 CELOSTNI PRISTOP UTRJEVANJA JAVNIH STAVB.....	5
3.1 Splošno.....	5
3.2 Postopek izvedbe utrjevanja javnih stavb.....	6
3.2.1 Ocena obstoječega stanja.....	6
3.2.2 Potresna analiza obstoječe konstrukcije v skladu z veljavnimi predpisi	8
3.2.2.1 Kriteriji omejitve poškodb	8
3.2.2.2 Faktor pomembnosti γ_1	9
3.2.3 Načrtovanje rekonstrukcije oz. utrditvenih ukrepov objekta.....	9
4 OSNOVNA ŠOLA RIHARDA JAKOPIČA V LJUBLJANI	12
4.1 Opis obstoječega stanja objekta.....	13
5 TERENSKÉ PREISKAVE OBSTOJEČEGA OBJEKTA.....	17
5.1 Splošno o preiskavah.....	17
5.2 Pregled obstoječih izvedenih terenskih preiskav	17
5.2.1 Poročilo o izvedenih preiskavah Inštituta za gradbene materiale – IGMAT iz leta 2003	17
5.2.2 Poročilo o pregledu zidov, sten in stebrov ter laboratorijskih preiskavah vzorcev betona Zavoda za gradbeništvo Slovenije – ZAG iz leta 2004	17
5.3 Poročilo izvedenih preiskav iz leta 2019	19
5.3.1 Meritve z radarjem	21
5.3.2 Meritve dinamičnega odziva konstrukcije s pospeškometrom	26
6 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČEGA OBJEKTA	33
6.1 Nelinearna metoda N2 - splošno.....	33
6.1.1 Opis metode N2.....	33
6.1.1.1 Nelinearna statična »pushover« analiza	33
6.1.1.2 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo – SDOF	34
6.1.1.3 Ciljni pomik in potrebna duktilnost konstrukcije za izbran spekter (SDOF sistem). 35	
6.1.1.4 Ciljni pomik sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF)	36
6.2 Programsko orodje 3Muri.....	36
6.3 Postopek modeliranja računskega modela objekta.....	36
6.4 Poenostavitve računskega modela.....	38
6.5 Vhodni podatki uporabljeni za modeliranje.....	39
6.5.1 Geometrijski podatki	39
6.5.2 Podatki o materialih – materialni parametri	39

6.5.2.1	Mehanske lastnosti zidovja.....	39
6.5.2.2	Mehanske lastnosti betona.....	41
6.5.2.3	Mehanske lastnosti jekla za armiranje.....	42
6.5.3	Določitev faktorja zaupanja	42
6.5.4	Stalni in spremenljivi vplivi na konstrukcijo	42
6.5.4.1	Stalni vplivi na konstrukcijo.....	42
6.5.4.2	Spremenljivi vplivi na konstrukcijo.....	46
6.5.5	Potresna obtežba	47
6.5.5.1	Značilnost tal – tip tal po EN 1998-1:2006	47
6.5.5.2	Lokacija obravnavanega objekta	49
6.5.5.3	Kategorija pomembnosti objekta.....	49
6.6	Rezultati potresne analize obstoječega stanja	50
6.7	Komentar rezultatov analize potresne odpornosti obstoječega stanja	53
7	UTRDITVENI UKREPI	58
7.1	Splošno.....	58
7.2	Vrste utrditvenih ukrepov	58
7.2.1	Utrditveni ukrepi za zidovje	58
7.2.1.1	Injektiranje s cementno maso	58
7.2.1.2	Prefugiranje	59
7.2.1.3	Armiranobetonske obloge zidu.....	60
7.2.1.4	Oblaganje zidu s kompozitnimi materiali.....	61
7.2.1.5	Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi	63
7.2.1.6	Prezidava in dozidava zidu	63
7.2.2	Utrditveni ukrepi armiranobetonskih stebrov in nosilcev	63
7.2.3	Utrditveni ukrepi temeljev	65
7.2.4	Utrditveni ukrepi – medetažne konstrukcije	66
7.2.4.1	Utrditev in sidranje lesenih stropov.....	66
7.2.4.2	Zamenjava lesenih stropov in vgradnja AB estriha	67
8	PREDLOG UTRDITVENIH UKREPOV IN ANALIZA UTRJENEGA STANJA OBRAVNAVANEGA OBJEKTA.....	68
8.1	Določitev izhodiščnih modelov in ukrepov za nadaljno analizo	68
8.1.1	Analiza Y smeri obravnavanega objekta	68
8.1.2	Analiza X smeri obravnavanega objekta	70
8.2	Utrditev s klasičnimi postopki	75
8.2.1	Armiranobetonske obloge zidov ter obbetoniranje vertikalnih nosilnih elementov	75
8.2.2	Rezultati potisne analize – utrditev s klasičnimi postopki.....	82
8.3	Utrditev s kompoziti	86
8.3.1.1	Mapei mapewrap EQ system.....	87
8.3.2	Ojačitev zidanih sten z armiranobetonskimi ometi ter kompozitnimi sistemi	87
8.3.2.1	Modeliranje ojačitev zidanih sten z MAPEI MAPEWRAP EQ sistemom v programu 3Muri.....	88
8.3.3	Rezultati potisne analize za utrditev z AB ometi in kompoziti.....	92
8.3.4	Primerjava obstoječega stanja s predlaganima variantama ukrepov.....	96
9	ZAKLJUČEK	98
VIRI		99

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Kronološki prikaz zgodovine razvoja predpisov o protipotresni gradnji na območju Slovenije.....	3
Preglednica 2: Potresna sila skozi različna časovna obdobja prikazana kot delež navpične obtežbe	3
Preglednica 3: Seznam elementov pregledanih z radarjem.....	22
Preglednica 4: Referenčne vrednosti materialnih parametrov različnih tipov zidovine	40
Preglednica 5: Uporabljene mehanske lastnosti obstoječega zidovja v potresni analizi	40
Preglednica 6: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih notranjih AB stebrov	41
Preglednica 7: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih zunanjih AB stebrov	41
Preglednica 8: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih notranjih AB sten.....	42
Preglednica 9: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S1	43
Preglednica 10: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S2	43
Preglednica 11: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S3	43
Preglednica 12: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S4	44
Preglednica 13: Izračun stalne teže strešne konstrukcije S5	46
Preglednica 14: Tipi tal po standardu EN 1998-1: 2006	48
Preglednica 15: Nihajni oblike in nihajni časi ter delež efektivnih mas - obstoječe stanje.....	52
Preglednica 16: Primerjava potresne nosilnosti obstoječega stanja v globalnih x in y smereh.....	53
Preglednica 17: Iteracije v Y smeri - AB ometi zunanjih fasadnih sten	69
Preglednica 18: Iteracije v X smeri	71
Preglednica 19: Obbetoniranje AB stebrov - os B in C	76
Preglednica 20: Obbetoniranje medokenskih fasadnih AB stebrov - os A in B.....	76
Preglednica 21: Mehanske lastnosti novih opečnih zidov v pritličju	79
Preglednica 22: Upoštevane vrednosti armiranih ometov v programu 3Muri	80
Preglednica 23: Rezultati kritičnih analiz primerov utrditve v primerjavi z obstoječim stanjem	96

KAZALO SLIK

Slika 1: Faktorji zanesljivosti objekta v odvisnosti od nivoja vedenja.....	8
Slika 2: Shematski prikaz iterativnega postopka pri projektiranju rekonstrukcij.....	11
Slika 3: Situacija šole (google zemljevidi).....	12
Slika 4: Obstoječe stanje, levo pogled iz JZ ter desno pogled iz S.....	12
Slika 5: Obstoječe stanje, pogled iz JV.....	13
Slika 6: Tloris pritličja-obstoječe stanje.....	14
Slika 7: Tloris 1. nadstropja - obstoječe stanje.....	14
Slika 8: Tloris 2. nadstropja - obstoječe stanje.....	15
Slika 9: Tloris 3. nadstropja - obstoječe stanje.....	15
Slika 10: Prerez B-B obstoječe stanje.....	16
Slika 11: Vodoravni prerez vzdolžne notranje betonske stene med učilnicami in avlo.....	18
Slika 12: Vodoravni prerez zunanjega AB stebra v pritličju.....	19
Slika 13: Prikaz merilnih mest v pritličju.....	20
Slika 14: Prikaz merilnih mest v 2. nadstropju.....	20
Slika 15: Prikaz merilnih mest v 3. nadstropju.....	21
Slika 16: Meritve z radarjem na objektu.....	22
Slika 17: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM1.....	23
Slika 18: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM1.....	23
Slika 19: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM2.....	23
Slika 20: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM2.....	24
Slika 21: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM3.....	24
Slika 22: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM3.....	25
Slika 23: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM4.....	25
Slika 24: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) - MM4.....	26
Slika 25: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM5.....	26
Slika 26: Pospeškometer - MODEL 3097A2.....	27
Slika 27: Pospeškometer v 3. nadstropju na zahodni strani objekta - meritev v Y smeri.....	27
Slika 28: Primer merilnega mesta MM6 za dinamični odziv konstrukcije.....	28
Slika 29: Dewesoft - prikaz in obdelava podatkov meritev.....	28
Slika 30: FFT analiza - nastavitve za obdelavo in prikaz.....	29
Slika 31: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM 6.....	29
Slika 32: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM7.....	30
Slika 33: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM8.....	30
Slika 34: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM9.....	31
Slika 35: Graf rezultatov meritev lastnih frekvenc obstoječe konstrukcije.....	31
Slika 36: Dejanska in idealizirana potisna krivulja z mejnimi stanji.....	35
Slika 37: Redukcijski faktor v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije.....	36
Slika 38: Definicija tipov vozlišč v programu 3Muri.....	37
Slika 39: Modeliranje sten v programu 3Muri.....	37
Slika 40: Definiranje medetažnih konstrukcij v programu 3Muri.....	38
Slika 41: Pozicije medetažnih konstrukcij nad pritličjem.....	44
Slika 42: Pozicije medetažnih konstrukcij nad 1. nadstropjem.....	45
Slika 43: Pozicije medetažnih konstrukcij nad 2. nadstropjem.....	45
Slika 44: Pozicije strešne konstrukcije nad 3. nadstropjem.....	46
Slika 45: Oblika elastičnega spektra odziva po SIST EN 1998-1:2006.....	48
Slika 46: Karta potresne nevarnosti Slovenije, vir ARSO.....	49

Slika 47: 3D numerični model za analizo obstoječega stanja v programu 3Muri	50
Slika 48: Glavna nihajna oblika v Y globalni smeri	51
Slika 49: Glavna nihajna oblika v X globalni smeri	51
Slika 50: Rezultati analize obstoječega stanja.....	53
Slika 51: "Push-over" krivulja za kritičen primer v globalni x smeri	54
Slika 52: Porušitev elementov nosilne konstrukcije – os B	55
Slika 53: Porušitev elementov nosilne konstrukcije - os C	55
Slika 54: Porušitev elementov nosilne konstrukcije - os A.....	55
Slika 55: "Push-over" krivulja za kritičen primer v globalni y smeri	56
Slika 56: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku "push-over" krivulje - globalna Y smer ...	56
Slika 57: Primer izvedbe injektiranja opečno-kamnitega zidu.....	59
Slika 58: Prefugiranje opečne stene	59
Slika 59: Primer izvedbe AB ometa opečne stene	60
Slika 60: Detajl izvedbe obojestranskega armiranobetonskega ometa opečne stene	61
Slika 61: Prikaz cementne matrice, mreže ogljikovih vlaken ter postopek nanosa tkanine na opečni zid	62
Slika 62: Preiskave obnašanja zidnih elementov - ojačanje s kompoziti	62
Slika 63: Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi	63
Slika 64: Detajl izvedbe sanacije AB stebra	64
Slika 65: Detajl izvedbe obbetoniranja AB stebra	64
Slika 66: Montaža kompozitnih tkanin na AB steber in primer strižnih ojačitev stebra in nosilca – nadomestitev jeklene strižne armature	65
Slika 67: Kombinacija podbetoniranja in obbetoniranja temelja - enostransko in obojestransko.....	65
Slika 68: Ojačitev lesenega stropa z jeklenim paličjem.....	66
Slika 69: Detajl sidranja lesenih nosilnih tramov v kamnite obodne zidove	66
Slika 70: Primer detajla izdelave AB estriha na lesenih stropovih	67
Slika 71: Primer detajla izvedbe povezave AB estriha z obodnim nosilnim zidom.....	67
Slika 72: Tloris tipičnega nadstropja - ukrep armiran omet (levo) ter 3D model objekta.....	68
Slika 73: Tloris tipičnega nadstropja - ukrep armiran omet z dodatnimi utrjenimi stenami	69
Slika 74: Rezultati za primer modela Y4	70
Slika 75: Potisna krivulja za obtežni primer 23 za MODEL Y4.....	70
Slika 76: MODEL X1 - os A z modeliranimi ojačitvenimi jeklenimi okvirji (dvojni UPN160)	72
Slika 77: MODEL X1 - 3D prikaz jeklenih okvirjev kot utrditev 1. in 2. nadstropja.....	72
Slika 78: Potisna krivulja za MODEL X1 - kritična obtežna kombinacija	73
Slika 79: Prikaz poškodovanosti elementov v osi C za MODEL X1 - kritična obtežna kombinacija ..	73
Slika 80: Potisna krivulja za MODEL X6 - kritična obtežna kombinacija	73
Slika 81: Prikaz poškodovanosti elementov v osi B za MODEL X6 - kritična obtežna kombinacija ..	74
Slika 82: Rezultati za primer modela X9	74
Slika 83: Potisna krivulja za kritični obtežni primer številka 2 - model X9	75
Slika 84: Prerez obbetoniranega stebra dim. 70/70 cm - v oseh B in C	78
Slika 85: Prerez obbetoniranega stebra dim. 40/55 cm - v oseh A in D.....	78
Slika 86: Nove zidane stene v pritličju namesto obstoječih armiranobetonskih sten – označeno z oranžno barvo.....	79
Slika 87: Modeliranje armiranih ometov v programu 3Muri	80
Slika 88: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - pritličje	81
Slika 89: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 1. nadstropje.....	81
Slika 90: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 2. nadstropje.....	82
Slika 91: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 3. nadstropje.....	82

Slika 92: Rezultati "push-over" analize - 1. primer utrjenega stanja	83
Slika 93: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer - 1. primer utrditve	84
Slika 94: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve – os B	84
Slika 95: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve - os C.....	85
Slika 96: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve - os A.....	85
Slika 97: "Push-over" krivulja za globalno Y smer za kritičen obtežni primer - 1. primer utrditve	86
Slika 98: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku potisne krivulje za 1. primer utrditve - globalna Y smer.....	86
Slika 99: Pozicija predvidane nove zidane stene v 3. nadstropju	88
Slika 100: Modeliranje FRP ojačitev v programu 3Muri	89
Slika 101: Pozicija armiranih ometov in TRM sistema ojačitev – pritličje.....	90
Slika 102: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 1. nadstropje	90
Slika 103: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 2. nadstropje	91
Slika 104: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 3. nadstropje	91
Slika 105: Rezultati "push-over" analize – AB omet + kompozit	92
Slika 106: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer – AB omet + kompozit.....	93
Slika 107: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi B – AB omet + kompozit.....	93
Slika 108: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi C – AB omet + kompozit.....	94
Slika 109: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi A – AB omet + kompozit.....	94
Slika 110: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer – AB omet + kompozit.....	95
Slika 111: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku potisne krivulje za utrditev AB omet + kompozit.....	95
Slika 112: Primerjava potisnih krivulj za X globalno smer analize	97
Slika 113: Primerjava potisnih krivulj za Y globalno smer analize	97

KAZALO PRILOG

Priloga A.1: Tloris pritličja

Priloga A.2: Tloris 1. nadstropja

Priloga A.3: Tloris 2. nadstropja

Priloga A.4: Tloris 3. nadstropja

Priloga A.5: Prerez B-B

1 UVOD

V magistrski nalogi je prikazan pristop k sanaciji in utrditvi javne stavbe daljšega časovnega obstoja, ki je zaradi gradnje pred uvedbo predpisov za potresno odpornost problematična in ogroža večje število ljudi.

Zavedati se je potrebno, da je potres vsakodnevni pojav v naravi. Lahko nas preseneti kadarkoli in skoraj kjerkoli in s katerim se moramo soočiti pri snovanju in projektiranju tako nizkih kot visokih gradenj. Na ozemlju Slovenije je eden izmed večjih potresov iz leta 1895, ki je najbolj prizadel Ljubljano, povzročil pravo razdejanje, porušil več javnih stavb (šole, bolnišnice) ter tudi zahteval smrtne žrtve.

V okviru naloge je obravnavan obstoječ objekt v Ljubljani in sicer Osnovna šola Riharda Jakopiča na Derčevi ulici 1. Šola je bila zgrajena leta 1963. Za modeliranje objekta je bila pridobljena projektna dokumentacija iz arhiva Osnovne šole Riharda Jakopiča javno dostopna na spletu.[1] Objekt je nepodkleten in sestavljen iz pritličja ter treh etaž. Je nepravilne, podolgovate oblike in je visok približno 17 m. Nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz zidanih sten iz polne opeke, armiranobetonskih okvirjev ter armiranobetonskih sten. Že na prvi pogled lahko ugotovimo, da je zasnova nosilne konstrukcije neustrezna z vidika potresne varnosti. Zaradi nesimetričnosti tlorisne zasnove lahko pričakujemo torzijsko obnašanje konstrukcije v primeru potresa. Po ogledu objekta stavba večjih poškodb ne izkazuje. Medetažne konstrukcije so rebričasti (monta stropovi) razen nad pritličjem nad avlo je izvedena masivna armiranobetonska plošča debeline 35,0 cm. Streha objekta je ravna.

Glede na to, da je bila stavba zgrajena pred uvedbo potresnih predpisov ter zaradi same zasnove nosilne konstrukcije, predpostavljamo, da objekt ne zadosti današnjim kriterijem veljavnih protipotresnih predpisov.

Na podlagi dostopnih rezultatov meritev, ki so bile izvedene in meritev, ki smo jih izvedli sami, smo določili potrebne materialne parametre, ki so bili uporabljeni za gradnjo objekta. Namen magistrskega dela je z nelinearno statično analizo s programom 3Muri preučiti globalno obnašanje konstrukcije ob pojavu referenčnega maksimalnega pospeška tal, ki ga določa karta potresne nevarnosti Slovenije. Pri modeliranju so bile upoštevane določene poenostavitve.

V zadnjem delu naloge sta predstavljeni dve možni utrditvi objekta, s katerima zagotovimo trenutno veljavnim predpisom potresne gradnje, ki jo določa standard Evrokod.

2 KRAJŠI PREGLED RAZVOJA PREPISOV ZA PROTIPOTRESNO GRADNJO V SLOVENIJI

Prvi opozorilni znaki za protipotresno gradnjo v Sloveniji segajo v konec 19. stoletja. 14. aprila leta 1895 ob 20. uri in 17 minut po svetovnem času se je zgodil t.i. »ljubljski« potres. Potresni sunek je zajel veliko območje s polmerom približno 350 km. Tako ga je bilo mogoče čutiti tudi na Dunaju, v hrvaškem Splitu ter večih italijanskih obmejnih mestih. Zaradi vseh posledic, ki jih je potres povzročil se je kasneje začela razvijati ideja o protipotresni gradnji v Sloveniji. Tako so se od leta 1895 vse do današnjih veljavnih Evrokodov (EC) formirali različni predpisi, ki jih prikazujemo v preglednici 1. Prvi Slovenski predpis o protipotresni gradnji, ki je bil uradno sprejet leta 1963 je predvideval za potresno analizo dve metodi. Približna metoda je metoda, ki je zelo podobna današnji metodi vodoravnih sil vendar še bolj poenostavljena. Druga metoda je bila t.i. točnejša metoda, ki pa je podobna današnji modalni analizi s spektri odziva. Uporabo ene ali druge metode je bila pogojena glede na velikost in obliko zasnove nosilne konstrukcije objekta. Kasneje je 1964 stopil v veljavo Jugoslovanski predpis zaradi posledic potresa v Skopju. Jugoslovanski predpis je imel za podlago slovenski predpis iz leta 1963. V letu 1978 se je sprejel Zakon o seizmološki službi, ki je v veljavi še danes.[2] Ustanovljen je bil tudi Seizmološki zavod Slovenije. Kasneje se je 1981 uvedel novi Jugoslovanski predpis, ki je veljal vse do obvezne uporabe Evrokoda 8, ki obravnava potresno gradnjo. Vse od leta 1991 pa do leta 2001 uporaba EC8 ni bila obvezna in so se še vedno uporabljali predpisi iz leta 1981. Vseeno pa so nekateri investitorji kot npr. DARS za projektiranje cestne infrastrukture zahtevali uporabo standardov EC8. Obvezna uporaba standarda EC8 se je uveljavila leta 2008. Največji napredek z uveljavitvijo EC8 je bil ta, da standard obravnava vse gradbene konstrukcije iz vseh običajno uporabljenih materialov. V povprečju predvideva večjo potresno obtežbo kot pa predpisi pred uveljavitvijo EC8.

Podobno kot so se uveljavljali, dopolnjevali in spreminjali predpisi za potresno gradnjo skozi zgodovino se je to dogajalo tudi s kartami potresne nevarnosti na območju Slovenije. Prva karta potresne nevarnosti sega v leto 1948. Kasneje pa so ji sledile še karte v letih 1950, 1963, 1982, 1987. Danes je v veljavi karta projektnega pospeška tal iz leta 2001.[3] Ta prikazuje podatke pospeškov tal za trdna, skalnata tla (tip A po EC8). Izdelana je bila z verjetnostno metodo ocenjevanja potresne nevarnosti. Predpisuje uporabo projektnih pospeškov tal za trdna, skalnata tla v višini od 0,10g do 0,25g za povratno dobo 475 let. Vrednosti projektnih pospeškov tal se korigirajo skladno z EC8 s t.i. faktorji tal v primeru temeljenja na slabših tleh.[4]

V preglednici 1 prikazujemo kronološki pregled razvoja predpisov o potresni gradnji in njihove bistvene vsebine in konstrukcijske zahteve.

Preglednica 1: Kronološki prikaz zgodovine razvoja predpisov o protipotresni gradnji na območju Slovenije [4]

ime predpisa	obdobje	Bistvene vsebinske spremembe in konstrukcijske zahteve
Slovenski predpis	1963	- zahteve o minimalni debelini zidov, zahteve o maksimalnih razdaljah med stenami, - zahteve o velikosti odprtih v stenah, - zahteve o vgrajevanju armiranobetonskih vezeh na nivoju medetažnih konstrukcij.
Jugoslovanski predpis	1964	- zahteve kot v Slovenskem predpisu 1963, - dodana zahteva po izvedbi navpičnih armiranobetonskih vezeh v vseh vogalih objekta ter na stikih nosilnih sten, - dodana nova krajša poglavja za okvirne AB in jeklene konstrukcije, lesene konstrukcije, mostove, vodovod, kanalizacije ter rekonstrukcije, - podane zahteve po zgostitvi strižne armature v AB stebrih in gredah okvirnih konstrukcij v območju vozlišč, - predpis obsegal tudi poglavje o adaptacijah in rekonstrukcijah gradbenih objektov.
novi Jugoslovanski predpis	1981	- uveden princip načrtovanja nosilnosti (capacity design), - omejitve razmerja med površino prereza sten in površino etaže stenastih konstrukcij, - omejitve tlačne osne sile v stebrih, kasneje podobno uporabljena tudi v EC8 - za zidane konstrukcije dodatne zahteve za horizontalne AB vezi poleg vertikalnih, omejitve višine/etažnosti glede na vrsto zidanih konstrukcij 1964, - dodana nova kategorija objektov za katere so bile predpisane najzahtevnejše analize in raziskave (jedrski objekti, objekti za skladiščenje vnetljivih ali strupenih tekočin ter plinov, energetski objekti, industrijski dimniki, objekti telekomunikacij ter stavbe z več kot 25 nadstropji).
Evrokodi (EC8)	obvezna uporaba od leta 2008	- osnovo za nastanek so predstavljali evropski standardi evrokod, - bistveno popolnejši in obsežnejši od prejšnjih predpisov, - obravnava vse gradbene objekte z izjemo jedrskih elektrarn, konstrukcij v morju in visokih pregrad, - obravnava armiranobetonske, zidane, jeklene, sovprežne in lesene konstrukcije, - povečanje potresne obtežbe, - načrtovanje nosilnosti (capacity design).

Glede na zgoraj omenjena različna časovna obdobja in uveljavljanje novih predpisov se je spreminjal način in velikost vodoravne potresne obtežbe. V preglednici 2 je prikazan delež navpične obtežbe za običajen objekt za lokacijo Ljubljana za različna časovna obdobja.

Preglednica 2: Potresna sila skozi različna časovna obdobja prikazana kot delež navpične obtežbe [4]

časovno obdobje (leta)		pred 1963	1963	1964 -1970	1970 -1981	1982 -2007	od 2008
vrsta konstrukcije	toga konstrukcija	0,02	0,12	0,13	0,06	0,05-0,10	0,08-0,41
	podajna konstrukcija	0,02	0,04	0,04	0,02	0,02-0,05	0,05

Zaradi velikega deleža starih, dotrajanih, slabo vzdrževanih objektov in objektov zgrajenih v obdobju od druge svetovne vojne do leta 1964 v Sloveniji, lahko v primeru hudega potresa pričakujemo veliko

ogroženost človeških življenj in veliko gmotno škodo. Na področju Ljubljane imamo kar nekaj objektov, ki imajo izjemno nizko potresno odpornost. Ti objekti so bili v tistem času projektirani na vodoravno potresno silo z deleži 0,025 do 0,033 celotne navpične obtežbe. V primeru, da bi tak objekt projektirali danes po standardu EC8, bi tak objekt kljuboval vodoravnim potresnim silam v deležu več kot 0,25 celotne navpične obtežbe.

Ker je delež objektov z nizko potresno odpornostjo v Sloveniji velik in ker je nemalo takih objektov izobraževalnih ustanov, večstanovanjskih objektov in drugih objektov kjer se zbira večje število ljudi, so v prihodnosti potresne sanacije, rekonstrukcije in utrjevanje konstrukcij nujni ukrepi preden bo to lahko prepozno.

3 CELOSTNI PRISTOP UTRJEVANJA JAVNIH STAVB

3.1 Splošno

Običajno med ljudmi, ki niso poznavalci gradbene stroke velja prepričanje, da je projektiranje rekonstrukcij obstoječih objektov enostavnejše za projektanta in ekonomsko bolj ugodno za investitorja. Tako mnenje temelji predvsem na tem, da pri rekonstrukciji objekt že stoji ter uspešno in varno kljubuje izpostavljenim obtežbam. Dejstvo je, da projektant v takem primeru ne snuje arhitekturne zasnove konstrukcije in konstrukcijskega sistema, se pa srečuje s precej bolj zahtevnimi problemi. Pomembno je namreč, da objekt po rekonstrukciji popolnoma enako izpolnjuje bistvene zahteve kot novogradnja, ki jih opredeljujejo standardi in pravilniki. GZ [5] določa bistvene zahteve in druge zahteve, ki so posebne funkcionalne, okoljske in druge lastnosti, ki jih morajo tudi izpolnjevati posamezne vrste objektov.

Bistvene zahteve za objekte po GZ so:

- mehanska odpornost in stabilnost,
- varnost pred požarom,
- higienska in zdravstvena zaščita in varovanje okolja,
- varnost pri uporabi,
- zaščita pred hrupom in
- varčevanje z energijo in ohranjanje toplote,
- univerzalna graditev in raba objektov ter
- trajnostna raba naravnih virov. [5]

Mehanska odpornost in stabilnost pomeni, da mora biti gradbeni objekt projektiran tako, da obremenitve, ki jim bo verjetno izpostavljen med gradnjo in uporabo, ne bodo povzročile:

- porušitve celotnega ali dela gradbenega objekta,
- deformacij in nihanj, večjih od dopustne ravni,
- škode na drugih delih gradbenega objekta ali na napeljavi ali vgrajeni opremi zaradi večjih deformacij nosilne konstrukcije razen pri potresu z majhno verjetnostjo dogodka.[5]

Eden od večjih problemov pri preprojektiranju rekonstrukcij za projektanta predstavlja slabo poznavanje obstoječega stanja objekta ter omejenost izbiri načina rekonstrukcije. Dobro poznavanje konstrukcije namreč zagotovi, da z analizo potresne odpornosti dobimo kar najbolj pravilno oceno le-te

V kolikor so pri projektiranju rekonstrukcij na razpolago načrti, moramo preveriti, če se dejansko izvedeno stanje z načrti ujema. To preverjamo ponavadi na način, da preverjamo 3 segmente in sicer geometrijo, material uporabljen pri gradnji ter detajle izvedbe. Pomembno je tudi ugotoviti kakšni so temelji objekta in temeljna tla.

Z rekonstrukcijo objekta dosežemo:

- povečanje varnosti objekta,
- boljšo funkcionalnost in ugodje za bivanje,
- spremembo namembnosti,
- boljšo energetske učinkovitost in
- izboljšanje videza objekta.

Zaželeno je, da se z rekonstrukcijo doseže več izboljšav hkrati, če je to le mogoče. V praksi ponavadi lastnikom celovita obnova oz. rekonstrukcija predstavlja velik finančni zalogaj, kar ima za posledico postopno izvajanje celovite obnove. Vrstni red izvajanja izboljšav in ukrepov na objektu je potrebno izvajati tako, da s kasnejšimi ukrepi ne poškodujemo predhodno izvedenih del.[6]

3.2 Postopek izvedbe utrjevanja javnih stavb

Izboljšanje potresne odpornosti objekta, zgrajenega pred uvedbo standarda za projektiranje potresno odpornih konstrukcij, predstavlja rekonstrukcijo nosilnega sistema objekta. Postopek izvedbe navedene izboljšave je sestavljen iz več različnih korakov:

1. ocena obstoječega stanja obravnavanega objekta – preiskave objekta,
2. potresne analize obstoječe konstrukcije v skladu z veljavnimi predpisi,
3. načrtovanje rekonstrukcije oz. utrditvenih ukrepov objekta in
4. izvedba rekonstrukcije objekta.

3.2.1 Ocena obstoječega stanja

Eden izmed ključnih korakov predvidevanja morebitnih utrditvenih ukrepov je dobro poznavanje obstoječe konstrukcije. Potrebno je določiti stanje konstrukcije, nosilnih elementov, upoštevati vse morebitne spremembe tekom življenjske dobe konstrukcije, ki bi lahko imele neposreden vpliv na obnašanje konstrukcije med potresom.

V kolikor za obravnavan objekt ni na voljo načrtov, moramo za dobro poznavanje konstrukcije izvajati različne metode preiskav, tako nedestruktivne kot destruktivne. Ugotoviti moramo stanje in sestavo posameznih elementov nosilne konstrukcije, stanje in izvedbo pomembnejših detajlov, lego ter količino armature v betonskih delih. Ravno tako je potrebno ugotoviti, v kakšnem stanju so temelji konstrukcije ter na kakšnih tleh objekt stoji.

Ker so preiskave razmeroma drage, se jih investitorji pogosto branijo. Po drugi strani pa ravno na podlagi preiskav in dobrega poznavanja dejanskega stanja objekta in materialov, iz katerih je zgrajen, lahko veliko prihranimo. Dobro poznavanje dejanskega stanja nam omogoča predvideti zanesljive utrditvene ukrepe in kasneje tudi dobro oceno stroškov za izvedbo na podlagi katere se investitor lažje odloči.

S sondažnimi izkopi ugotavljamo v kakšnem stanju so temelji, dimenzije temeljev ter katere vrste so temeljna tla.

Za ugotavljanje mehanskih lastnosti materialov konstrukcije se lahko poslužujemo destruktivnih (porušnih), delno destruktivnih (delno porušnih) ali nedestruktivnih (neporušnih) metod preiskav.

Nedestruktivne preiskave (NDT) izvajamo tako, da konstrukcije ne poškodujemo. Metode so uporabne predvsem v primerih, kjer je zahtevano, da se preiskovanega elementa vidno ne poškoduje. Prednosti pa so tudi v ekonomični in razmeroma hitri izvedbi ocene stanja. **Delno destruktivne preiskave (MDT)** so preiskave, kjer konstrukcijo poškodujemo v manjši meri. To lahko pomeni le odstranitev sloja malte iz zidu, izvedba ozkih izvrtin ali pa vrtanje lukenj. Izvajajo se tudi odvzemi različnih sond na objektu, na katerih kasneje v laboratoriju izvajamo preiskave. **Destruktivne metode (DT)** se izvajajo na objektu (in-situ), ki ga preiskujemo. Preiskujemo večje elemente nosilne

konstrukcije z obremenjevanjem do razpok oz. porušitve elementa. Obremenjevanje elementa poteka preko hidravličnega bata.

Glede na način preizkušanja nedestruktivne preiskave (NDT) lahko razvrstimo v elektromagnetne metode, jedrske metode, akustične metode in mikro-sizmične metode. Uporabljamo jih za ugotavljanje debeline elementov, prisotnost vlage, povezanosti materialne strukture, prisotnost kovinskih delov, armature, votlin, globin razpok in drugih anomalij. Uporablja se jih lahko tudi za določitev nekaterih materialnih parametrov kot sta tlačna trdnost in gostota. Delno-destruktivne preiskave se uporablja za oceno tlačne trdnosti, elastičnega modula, določitve napetostnega stanja ter morfologije zidu, prisotnost votlin in razpok. S porušnimi (DT) preiskavami pa določamo predvsem mehanske karakteristike kot so natezna in tlačna trdnost, duktilnost, togost ter strižni in elastični modul.[7]

Za dobro poznavanje konstrukcije se največkrat v praksi poslužujemo s kombinacijo nedestruktivnih, delno-destruktivnih in destruktivnih metod preiskav. Skladno z EC8 za določanje mehanskih karakteristik zidovja velja, da samo izvedba nedestruktivnih metod ni dovolj. Potrebno je izvesti tudi MDT in DT metode.

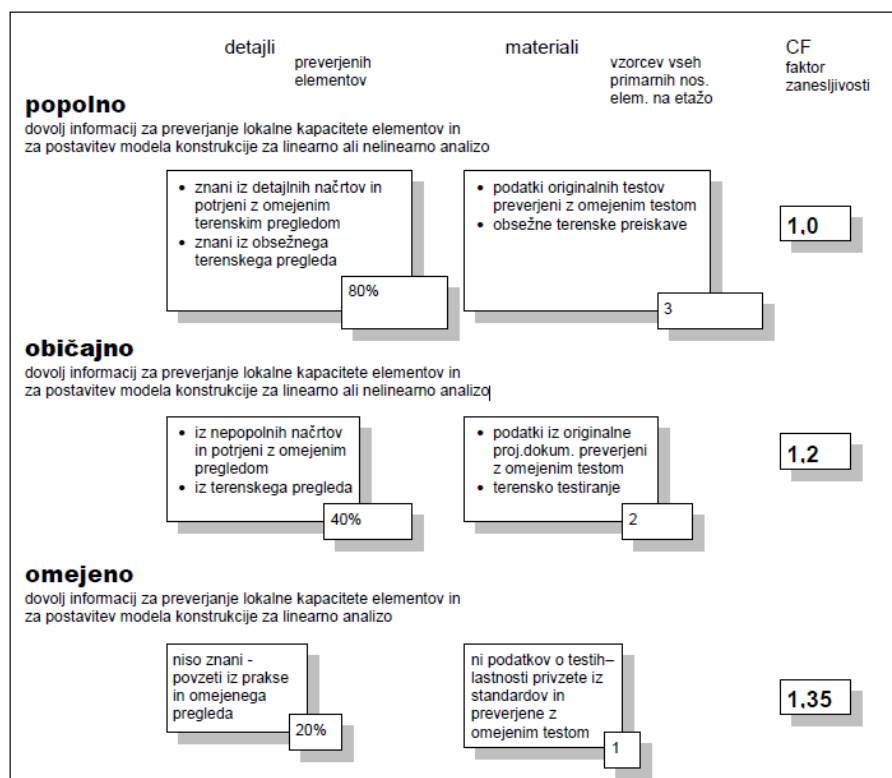
V kolikor je dostopna projektna dokumentacija, je smiselno pridobiti projekt za pridobitev gradbenega dovoljenja (PGD), še bolj pomembno pa projekt izvedenih del (PID), katerega primerjamo z obstoječim izvedenim stanjem. Na podlagi izvedenih preiskav, ogleda objekta ter pregleda projektne dokumentacije tako pridobimo podatke o:

- nosilnem sistemu in njegovi pravilnosti (v skladu z zahtevami EN 1998-1:2004),
- podatke o temeljenju objekta,
- temeljnih tleh (po EN 1998-1:2004),
- dimenzijah in prerezih sestavnih elementov,
- mehanskih lastnosti ter uporabljenih materialih v gradnji,
- napakah materialov ter izvedenih detajlih,
- načinu potresnega projektiranja obstoječega stanja, vključno z uporabljenim varnostnim faktorjem q , kjer je to smiselno,
- rabi objekta (pomembnost objekta in varnostni faktor),
- določanju obtežb z upoštevanjem dejanske rabe objekta in
- o tipu in obsegu prejšnjih in obstoječih konstrukcijskih poškodb, vključno z že izvršenimi popravili. [6]

Standard EC8 na podlagi pridobljenih podatkov o obravnavanem objektu določa 3 ravni poznavanja konstrukcije s pripadajočimi vrednostmi faktorja zanesljivosti CF , ki so:

1. omejeno vedenje ($CF = 1,0$),
2. običajno vedenje ($CF = 1,2$) in
3. popolno vedenje o stanju objekta ($CF = 1,35$).[8]

Na sliki 1 prikazujemo odvisnost izbranega faktorja zanesljivosti CF od ravni kontrole preizkušanja, ki določa odstotek kontroliranih elementov ter število pregledanih vzorcev na posamezno etažo.



Slika 1: Faktorji zanesljivosti objekta v odvisnosti od nivoja vedenja[9]

3.2.2 Potresna analiza obstoječe konstrukcije v skladu z veljavnimi predpisi

Ko imamo na voljo nabor informacij o materialih in elementih nosilne konstrukcije ter poznamo njeno obnašanje dobro, se lotimo ocenjevanja potresne odpornosti obstoječe konstrukcije. Za določitev le-te lahko uporabljamo linearne ali nelinearne metode. Če je mogoče, uporabimo nelinearne metode, s katerimi lahko identificiramo elemente konstrukcije, ki bi se izkazali za kritične ob potresnem delovanju. Če uporabimo vhodne podatke mehanskih lastnosti pridobljenih s preiskavami opisanimi v poglavju 3.2.1, dobimo dokaj realno potresno odpornost obravnavane konstrukcije.

Poleg tega, da kot rezultat dobimo dobro oceno potresne odpornosti konstrukcije, dobro poznavanje konstrukcije lahko vpliva tudi na zmanjšanje finančnih potreb pri izvedbi rekonstrukcije. Hitro lahko ob slabem poznavanju konstrukcije pri izvajanju utrditvenih ukrepov naletimo na situacijo, ki rekonstrukcijo bistveno podraži ali, da predlaganega utrditvenega ukrepa ni mogoče izvesti.

3.2.2.1 Kriteriji omejitve poškodb

Nacionalni dodatek za Evrokod 8 za oceno in prenovo stavb vsebuje podatke in parametre, ki jih v Sloveniji moramo upoštevati pri projektiranju rekonstrukcije objekta. Kot osnovne zahteve in kriteriji za izpolnitev zahtev se upoštevajo mejna stanja:

- mejno stanje »pred porušitvijo« (NC),
- mejno stanje »velikih poškodb« (SD) in
- mejno stanje »omejitev poškodb« (DL).

Mejno stanje »pred porušitvijo« - doseženo pri tako močnem potresu, da konstrukcijo hudo poškoduje in je preostala odpornost in togost v vodoravni smeri zelo majhna. Za to mejno stanje je značilno, da je večina nekonstrukcijskih elementov porušena, deformacije so velike, navpični elementi pa še vedno lahko kljubujejo vertikalni obtežbi. Obstaja velika verjetnost, da taka konstrukcija novega zmernege potresa ne bi več prestala.

Mejno stanje »velikih poškodb« (SD) – konstrukcija pri potresu resno poškodovana, vendar ji preostala odpornost in togost v vodoravni smeri omogočata »preživeti« ponovni zmerni potres. Nekonstrukcijski elementi so poškodovani, vendar ne popolnoma porušeni, vertikalno obtežbo navpični nosilni elementi še vedno nosijo.

Mejno stanje »omejitev poškodb« DL – konstrukcija pri potresu le lažje poškodovana, deformacije so zanemarljive. Elementi nosilne konstrukcije praktično nosilnostne in togostne karakteristike zadržijo, pomeni, da konstrukcija v splošnem ne potrebuje utrditvenih ukrepov in rekonstrukcije.

Zaradi predpostavke [8], da je verjetnost nastanka potresa s povratno dobo 2475 let na danem območju, ki bi poškodoval konstrukcijo do mejnega stanja pred porušitvijo, zelo majhna (2 % verjetnosti preseganja v 50 letih), potresno odpornost preverjamo na jakost potresa, ki povzroči na konstrukciji mejno stanje hudih poškodb (10 % verjetnost preseganja v 50 letih). To pomeni, da konstrukcije projektiramo na potres s povratno dobo 475 let (verjetnost nastanka potresa 63 % v 475 letih). Imenujemo ga **projektni potres** in sile, ki jih povzroča na obravnavan objekt, **potresne sile**.

3.2.2.2 Faktor pomembnosti γ_1

Standard Evrokod 8 konstrukcije glede na zanesljivost razvršča v kategorije pomembnosti. Vsaka kategorija pomembnosti ima pripisan faktor pomembnosti γ_1 . Ta sta za mejni stanji SD in DL določena kot:

- Za mejno stanje »velikih poškodb« (SD – significant damage) se privzame priporočena vrednost, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 50 letih in
- Za mejno stanje »omejitev poškodb« (DL – damage limitation) se privzame vrednost 95 let, kar ustreza 10-odstotni verjetnosti prekoračitve v 10 letih.

3.2.3 Načrtovanje rekonstrukcije oz. utrditvenih ukrepov objekta

Ko izvedemo oceno dejanskega stanja obravnavanega objekta ter ocenimo potresno odpornost obstoječe stavbe sledi faza načrtovanja rekonstrukcije oz. utrditvenih ukrepov, s katerimi potresno odpornost izboljšamo v skladu z veljavnimi standardi. Glede na ugotovljeno stanje objekta moramo zasnovati več variant rekonstrukcije, ki jih ovrednotimo z vidikov kot so:

- možnost izvedbe rekonstrukcije, ki je odvisna od lokacijskih pogojev, možnostjo pridobitve soglasij,...
- motnje bivanja oziroma izvajanje dejavnosti v času izvajanja del,
- trajnost predlagane sanacije glede na preostalo življenjsko dobo obravnavanega objekta in
- z vidika stroška sanacije oz. rekonstrukcije objekta.[6]

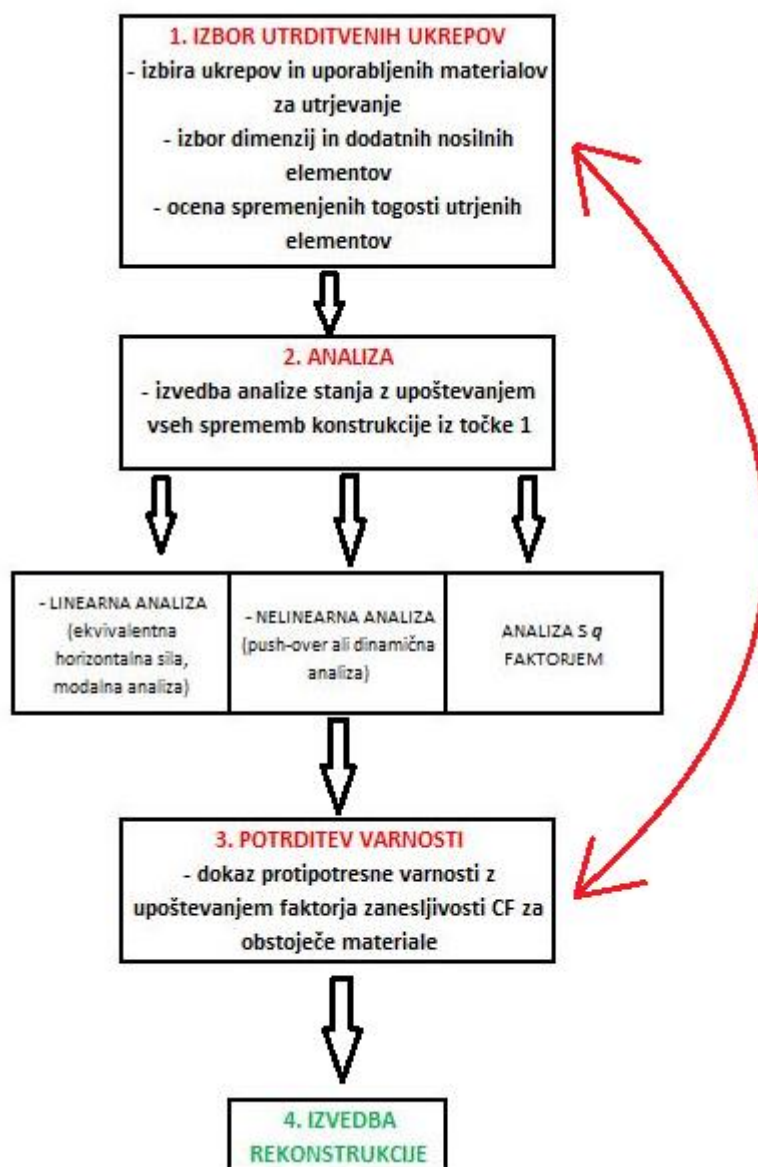
Poleg naštetih vidikov za izbiro ustreznih utrditvenih ukrepov je pomembno, da konstrukcijo pred izračunom potresne odpornosti obstoječega stanja analiziramo tudi na navpično (statično) obremenitev. Prvi predpis o omejitvi mejne obremenitve zidovja sega v 70. leta 20. stoletja. V tistem času je znašala omejitev maksimalnih vertikalnih napetosti na 1/3 tlačne trdnosti zidovja, danes je ta omejitev strožja.

Glede na današnje strožje predpise lahko trdimo, da bi v nemalo primerih rekonstrukcij obstoječih objektov že v postopku analize navpičnih obremenitev po Evrokodu 6 ugotovili, da napetosti presegajo dovoljene vrednosti. V primeru ugotovljenih tlačnih preobremenitev imamo sicer več možnosti za rešitev. Lahko povečamo dimenzije takih nosilnih elementov s katerim zmanjšamo tlačno napetost ali uporabimo močnejše zidake s katerimi povečamo karakteristično tlačno trdnost. Skratka, potreben poseg v konstrukcijo lahko izkaže že analiza statičnih obremenitev.

Če hočemo konstrukciji izboljšati potresno odpornost, moramo:

1. **Zagotoviti celovitost delovanja konstrukcije** – nosilni elementi morajo biti ustrezno povezani, stropne konstrukcije toge v svoji ravnini in povezane z nosilnimi elementi, saj se s tem zagotovi enakomerna razporeditev potresnih sil,
2. **Zagotoviti pravilno zasnovo konstrukcije** – simetrična in enakomerna razporeditev nosilnih elementov po tlorisu, višini objekta ter v obeh nosilnih smereh konstrukcije, enakomerna razporeditev togosti po višini,
3. **Izoljšati odpornost konstrukcije** – nosilni elementi dovolj močni za prevzem potresne obtežbe in
4. **Preveriti in po potrebi izboljšati nosilnost temeljev** – prenos mejnih obremenitev zgornje konstrukcije v temeljna tla.

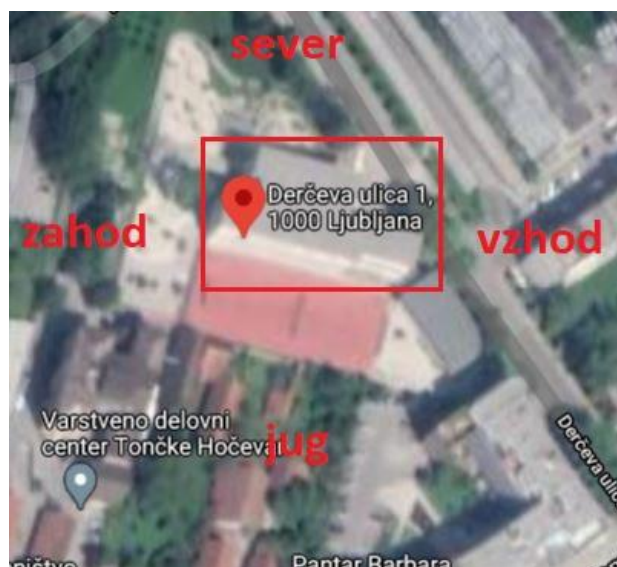
Na sliki 2 je prikazan iterativni postopek za projektiranje rekonstrukcij oz. utrjevanje obstoječih objektov, ki ne zadostijo današnjim veljavnim potresnim standardom.



Slika 2: Shematski prikaz iterativnega postopka pri projektiranju rekonstrukcij

4 OSNOVNA ŠOLA RIHARDA JAKOPIČA V LJUBLJANI

Osnovna šola Riharda Jakopiča se nahaja v Ljubljani na naslovu Derčeva ulica 1. Objekt je bil projektiran leta 1963, zgrajen pa leta 1965. Zanimivo je, da se je šola najprej imenovala Osnovna šola Na jami, nato pa so krajsani s pomočjo zaposlenih predlagali novo ime po slikarju Rihardu Jakopiču. Stavbo je zasnoval arhitekt Emil Novinšek. Zasnoval jo je kot zidano stavbo v kombinaciji z nosilnimi AB stebri in AB nosilci.



Slika 3: Situacija šole (google zemljevidi)



Slika 4: Obstoječe stanje, levo pogled iz JZ ter desno pogled iz S



Slika 5: Obstoječe stanje, pogled iz JV

4.1 Opis obstoječega stanja objekta

Stavba je sestavljena iz dveh delov (slika 3), ki sta bila zgrajena v različnih časovnih obdobjih. »Osnovni« del šole (slika 4 in 5) je bil zgrajen leta 1965, kot že omenjeno, kasneje pa še prizidek z veznim traktom in telovadnico. V magistrski nalogi je obravnavan osnovni del šole iz leta 1965.

Osnovni del šole ima pravokotno (nepravilno) tlorisno zasnovo etažnosti P+3N. Pritličje in nadstropja med seboj povezuje centralno notranje armiranobetonsko stopnišče. Višina objekta je 17,60 m, neto površina prostorov pa 3127 m².

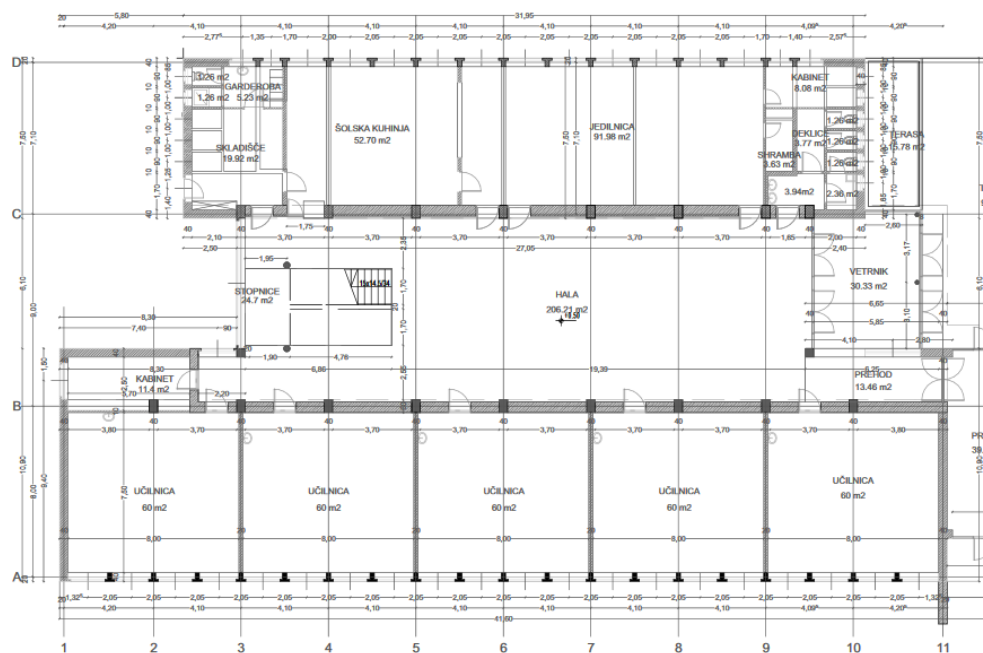
Nosilna konstrukcija objekta:

Nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz:

- pasovnih armiranobetonskih temeljev,
- betonsko skeletno konstrukcijo z opečnimi polnili ter nosilnimi opečnimi/betonskimi stenami,
- armiranobetonskimi in rebričasti stropovi.

Pritličje:

Vertikalna nosilna konstrukcija objekta je sestavljena iz zunanjih AB stebrov oblike T v oseh A in D, notranjih pravokotnih AB stebrov v oseh B in C, štirih okroglih AB stebrov ob centralnem stopnišču ter betonskih in opečnih sten. Etažna višina pritličja znaša 3,8 m V pritličju (slika 6) je pozicioniranih 5 učilnic, kuhinja, jedilnica, sanitarije, avla, centralno stopnišče, vetrolov in prehod v prizidek. Učilnice, kuhinja, jedilnica, sanitarije so medsebojno ločene z opečnimi ali siporeks stenami debeline do 20 cm.

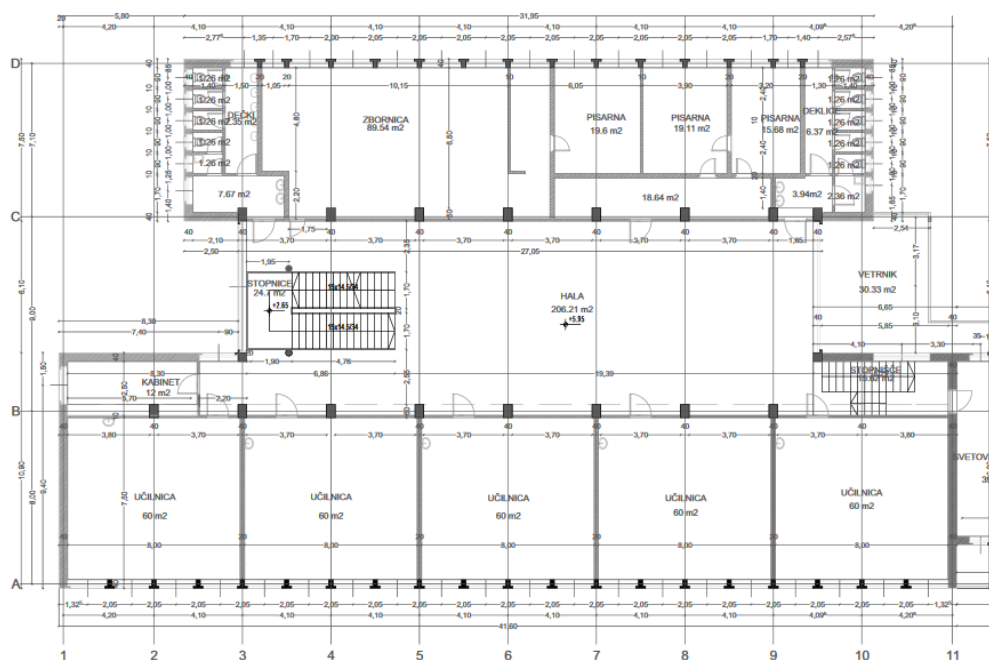


Slika 6: Tloris pritličja-obstoječe stanje[1]

1. , 2. in 3. nadstropje:

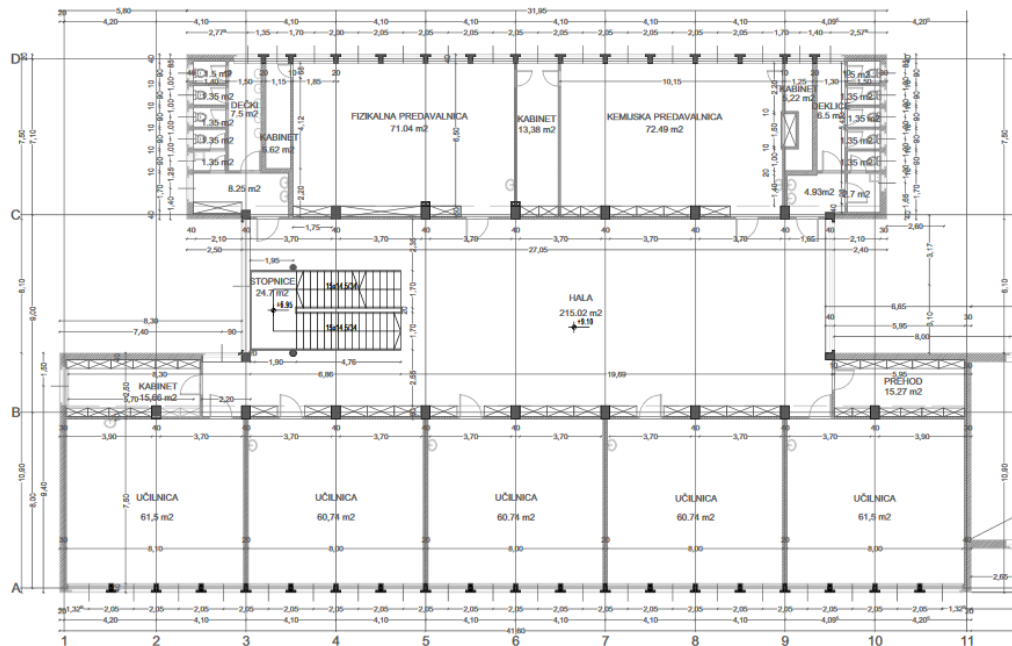
Vertikalna nosilna konstrukcija nadstropij zasnovana zelo podobno kot v pritličju s to razliko, da je v osi B in C namesto betonske stene ta suhomontažna, zato je pod stropom v ta namen AB nosilec, ki poteka vse od osi 1 do 11 v B in C oseh.

V 1. nadstropju (slika 7) je pozicioniranih 5 učilnic, kabinet, zbornica, centralno stopnišče, sanitarije, uprava, avla ter prehod v prizidek. Omenjeni prostori so medsebojno ločenih z zidanimi opečnimi ali suhomontažnimi stenami.



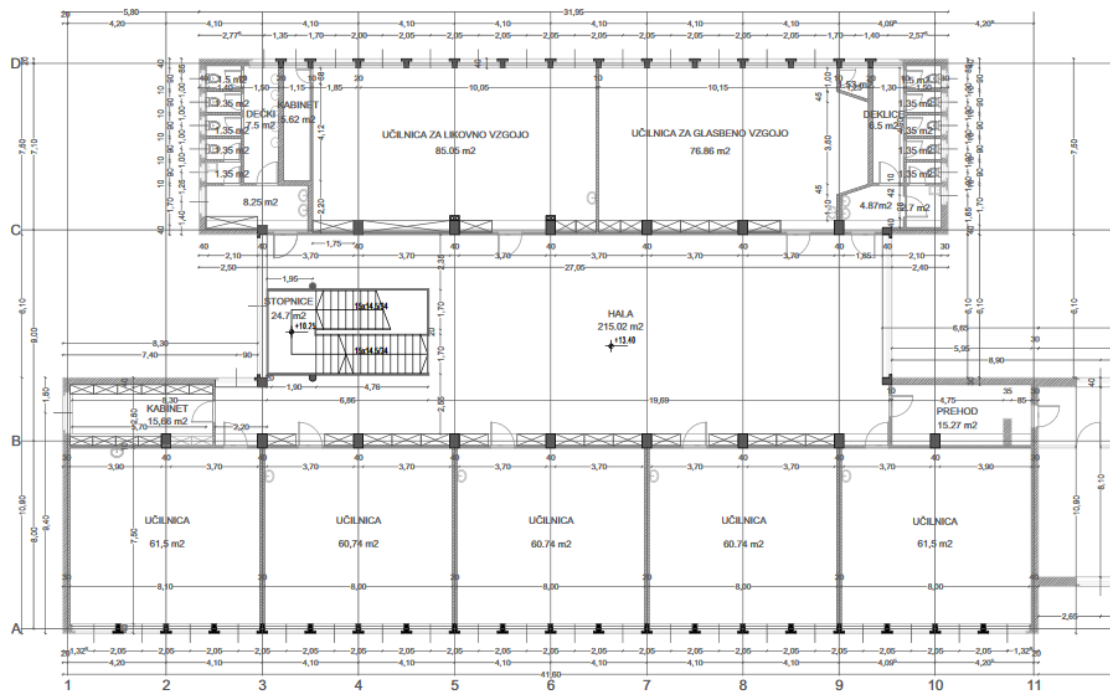
Slika 7: Tloris 1. nadstropja - obstoječe stanje[1]

V 2. nadstropju (slika 8) je pozicioniranih 7 učilnic, kabineti, centralno stopnišče, avla, sanitarije ter prehod v prizidek. Prostori so medsebojno ločeni z zidanimi opečnimi ali suhomontažnimi stenami.

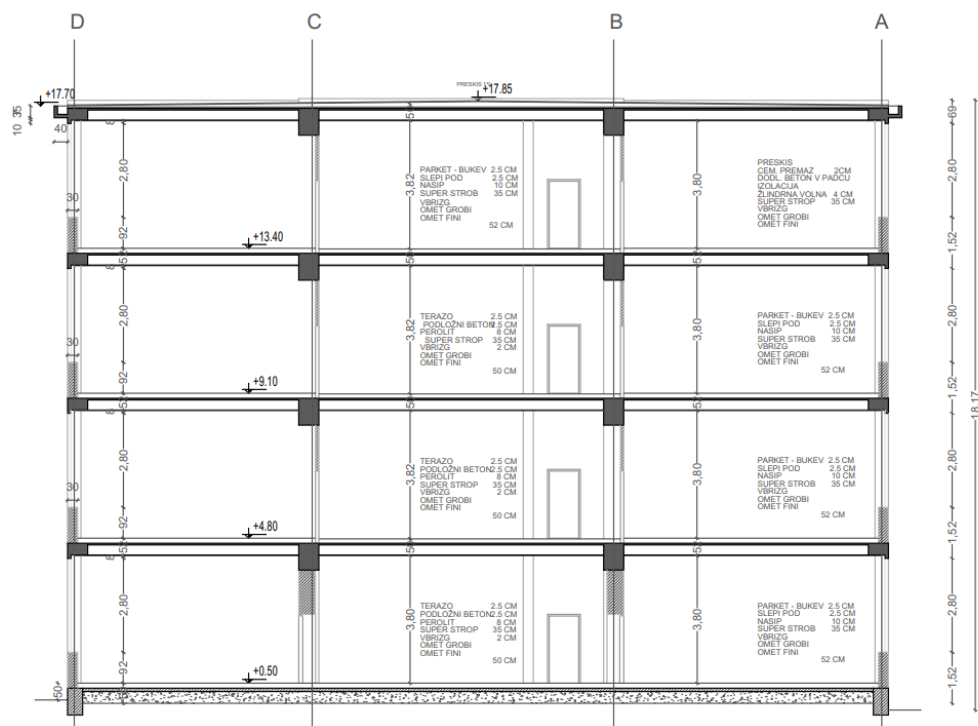


Slika 8: Tloris 2. nadstropja - obstoječe stanje[1]

V 3. nadstropju (slika 9) je pozicioniranih 7 učilnic, 2 kabineta, centralno stopnišče, sanitarije, avla ter prehod v prizidek. Tudi tu so prostori medsebojno ločeni z zidanimi opečnimi stenami iz opečnih votlakov ali suhomontažnimi stenami.



Slika 9: Tloris 3. nadstropja - obstoječe stanje[1]



Slika 10: Prerez B-B obstoječe stanje

5 TERENSKÉ PREISKÁVE OBSTOJEČÉGA OBJEKTA

5.1 Splošno o preiskavah

Kadar je predmet obdelave ojačitev oz. sanacija obstoječega objekta daljšega časovnega obstoja, so zelo pomembne preiskave nosilne konstrukcije. Natančna izveba le teh rezultira k kvalitetnem projektu ugotovljenih ukrepov obstoječe nosilne konstrukcije. Preiskave gradbenih konstrukcij izvajamo za:

- opazovanje obstoječih konstrukcij,
- določitev oz. raziskovanje obnašanj novih konstrukcijskih sistemov ali materialov,
- preveritev kakovosti konstrukcij in
- **ugotavljanje nosilnosti in zanesljivosti obstoječih konstrukcij.**

Ker je v nalogi predmet obdelave obstoječa stavba, bomo več pozornosti namenili preiskavam, s katerimi ugotavljamo nosilnost in zanesljivost obstoječih konstrukcij. Pomembno je, da čimbolje ugotovimo v kakšnem stanju je konstrukcija, da določimo mehanske lastnosti materialov, ki jih je že načel zob časa ter, da ugotovimo dinamične lastnosti konstrukcije.

5.2 Pregled obstoječih izvedenih terenskih preiskav

Zaradi projektiranja utrditve nosilne konstrukcije osnovnega dela šole zgrajenega leta 1965, so bile v letih 2003 in 2004 že izvedene preiskave obstoječih zidov, armiranobetonskih stebrov in sten za pridobitev dodatnih podatkov za samo projektiranje v sklopu prenove šolskega objekta. Izvedene so bile tudi raziskave stanja vgrajenih betonov v stebre in stene obravnavanega objekta. Poleg tega, pa so bile za potrebe potresne analize v nadaljevanju magistrskega dela opravljene še preiskave v letu 2019.

5.2.1 Poročilo o izvedenih preiskavah Inštituta za gradbene materiale – IGMAT iz leta 2003 [10]

S strani Inštituta za gradbene materiale je bil izveden pregled nekaterih konstrukcijskih elementov, katerih namen je bil ugotoviti stanje vgrajenega betona v konstrukcijske elemente objekta, t.j. stene in stebre. V ta namen so bili odvzeti tudi vzroci betona. Na podlagi stanja odvzetih vzorcev je bil opravljen pregled elementov po posameznih nadstropjih s pomočjo nedestruktivne preiskave. Ugotovljeno je bilo, da je beton v konstrukcijskih elementih večinoma dobro vgrajen in homogen. Izveden je bil tudi pregled položaja in količine vgrajene armature v okroglem stebri stopnišča. Ugotovljeno je bilo, da delež armature ustreza tedanjim predpisom, opažen pa je bil premik armaturnega koša.

5.2.2 Poročilo o pregledu zidov, sten in stebrov ter laboratorijskih preiskavah vzorcev betona Zavoda za gradbeništvo Slovenije – ZAG iz leta 2004 [11]

V letu 2004 so se po naročilu Osnovne šole Riharda Jakopiča izvajale dodatne preiskave za pregled zidov, armiranobetonskih stebrov in sten v šolskem objektu ter ugotovitve glede kvalitete betona na podlagi laboratorijskih preiskav. Namen ponovnih preiskav je bil pridobiti dodatne podatke za samo projektiranje utrditve nosilne konstrukcije v sklopu prenove šolskega objekta.

Zavod za gradbeništvo Slovenije je pri svojem delu upošteval razpoložljivo tehnično dokumentacijo tistega časa kot sledi:

- Osemletka Na Jami – Šiška (mapa investicijski program), ing. Dore Martinjak, 21/I. 1963,
- Osnovna šola Na Jami (mapa armaturni načrti), Projektivno podjetje Novo mesto, št. proj. 798-17/63, december 1963,
- Poročilo o pregledu, preiskavah in stanju Osnovne šole Riharda Jakopiča s smernicami za prenovo, Potresna analiza zgradbe, Gradb-Art, Dušan Remic, s.p., oktober 2003.

Pregled prečnih sten med učilnicami v pritličju

V prečni steni med učilnicami je bilo s pomočjo sondiranja ugotovljeno, da je le-ta grajena iz nenosilnih opečnih votlakov skupne debeline 20 cm. Zidaki, ki steno gradijo, imajo dve vzdolžni steni (zunanji) in eno notranjo vzdolžno rebro. Zunanji steni in notranje rebro votlaka so debeline 1,0 cm.

Pregled vzdolžnih notranjih sten v pritličju

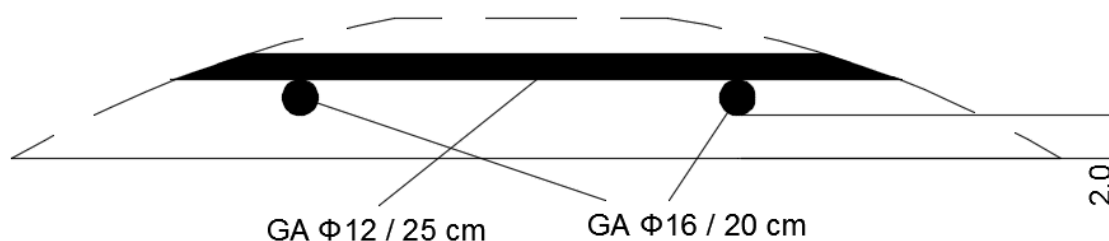
V vzdolžni notranji steni v osi B med avlo in učilnicami je bilo s pomočjo sondiranja ugotovljeno:

- debelina stene je 50,0 cm,
- stene grajene iz betona, ki je bil pri vgradnji na strani učilnice slabše zgoščen kot na strani avle,
- v stenah zvezno razporejena navpična in vodoravna armatura, kot prikazuje spodnja slika, ki pa je poškodovana, ker je beton porozen (korozijska),
- v vzdolžnih oseh vzdolžnih sten v pritličju ni AB stebrov dim. 40/60 cm, kot je bilo to predvideno v projektu.

Za določitev tlačne trdnosti je bil iz stene odvzet vzorec betona do globine 43 cm. Rezultati tlačne trdnosti so naslednji:

- površinski vzorec do globine 8,0 cm ima tlačno trdnost 5,3 MPa,
- globinski vzorec – zadnjih 10 cm ima tlačno trdnost 37,6 MPa.

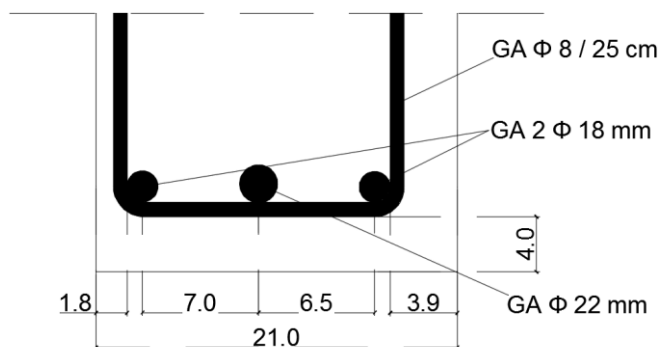
V projektu je za obravnavane stene predvidena navpična armatura GA 16/20 cm ter vodoravna armatura GA 12/20 cm, marka betona pa MB22 (slika 11).



Slika 11: Vodoravni prerez vzdolžne notranje betonske stene med učilnicami in avlo

Zunanji AB stebri v pritličju

Pregledani so bili tudi zunanji AB stebri v pritličju in sicer količina ter razpored armature – skladnost s projektno dokumentacijo. Na spodnji sliki je razviden razpored izvedene armature, ki pa ni v skladu s projektno določeno armaturo. Vseeno pa je delež vzdolžne armature praktično enak kot je bil predviden v projektu, stremena pa so redkejša kot je določeno v projektu. Na sliki 12 je prikazan prerez zunanjega AB stebra z izvedeno armaturo.



Slika 12: Vodoravni prerez zunanjega AB stebra v pritličju

Notranji AB stebri v 1. nadstropju

Na podlagi odvzetih vzorcev betona za laboratorijsko preiskavo so bile določene tlačne trdnosti. Vzorci so bili odvzeti do globine cca. 35 cm. Vzorci so bili odvzeti na treh različnih mestih oz. stebrih. Vsak vzorec je bil pregledan na dveh globinah in sicer na globini prvih 10 cm in na globini naslednjih 10 cm. Vzorci so bili odvzeti na način, da nikjer ni bila poškodovana nosilna vzdolžna ali stremenska armatura.

Laboratorijske preiskave so potrdile, da je projektna trdnost oz. marka betona dosežena kot je predvidena v projektu. Notranjimi stebri ustreza beton MB30 oz. C25/30.

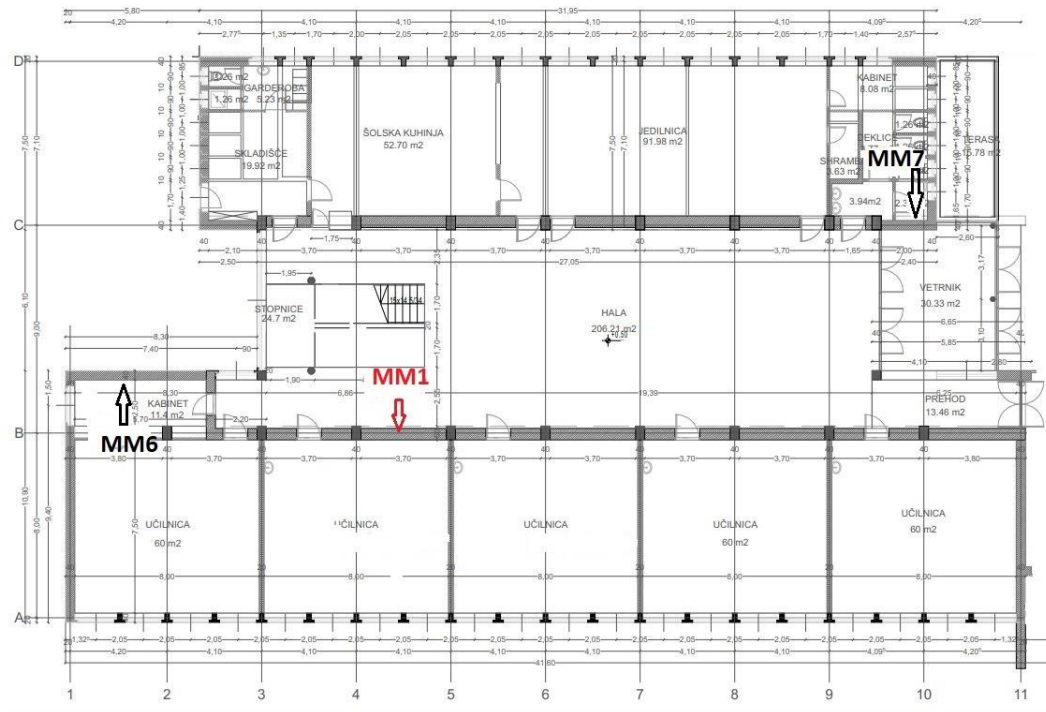
Marka betona predstavlja tlačno trdnost betona, ki je dosežena po 28 dneh, izražena v N/mm². Nekdaj je bila tlačna trdnost oz. marka betona označena kot MB10, MB15 ali MB30. Z uveljavitvijo evropskih standardov Evrokod pa je oznako MB zamenjala oznaka C. Dodatni sta bili tudi dve številki. Prva številka za oznako C označuje preizkušeno tlačno trdnost na vzorčnem valju po 28 dneh, ki ima premer 150 mm ter višino 300 mm. Druga številka pa predstavlja tlačno trdnost kocke po 28 dneh s stranico 150 mm.

5.3 Poročilo izvedenih preiskav iz leta 2019

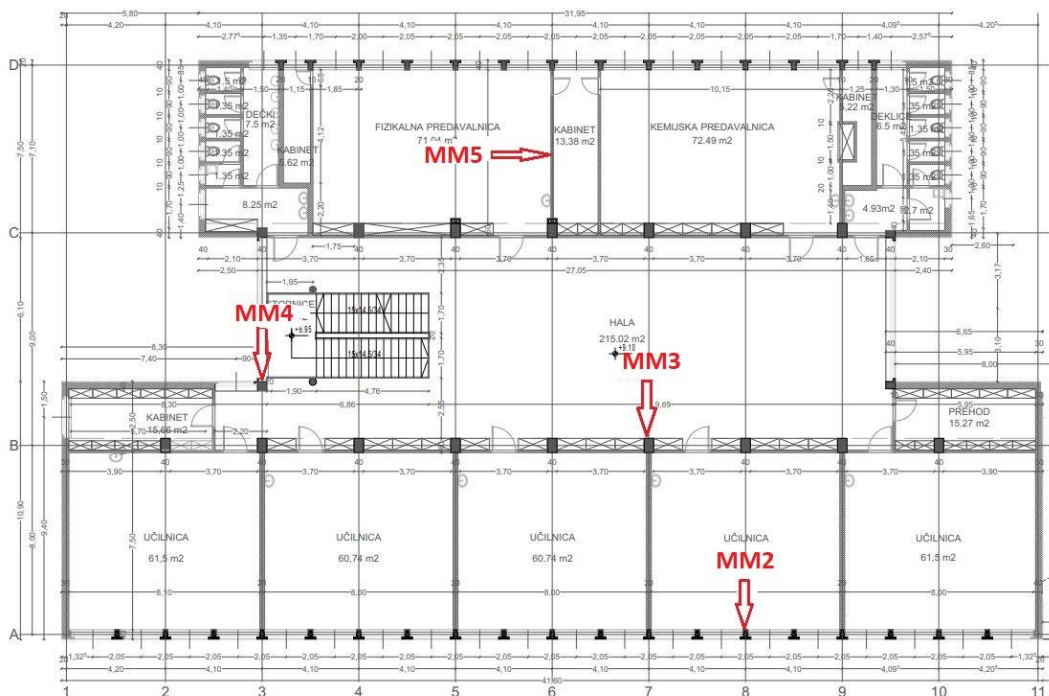
Za čim boljše poznavanje elementov nosilne konstrukcije objekta kakor tudi obnašanja pri dinamičnih obtežbah smo v letu 2019 izvedli dodatne lastne preiskave. Preiskave smo izvajali v mesecu juliju 2019. Izvajale so se neporušne (NDT) metode in sicer:

- preiskave z radarjem (slika 16) in
- meritve dinamičnega odziva konstrukcije s pospeškometrom (sliki 27 in 28).

Na slikah 13, 14 in 15 so prikazani tlorisi pritličja, 2. ter 3. nadstropja z označenimi mesti izvajanja preiskav, kjer so rdeče označene pozicije kjer so bile izvedene preiskave z radarjem in črno označena mesta, kjer smo merili vibracije.



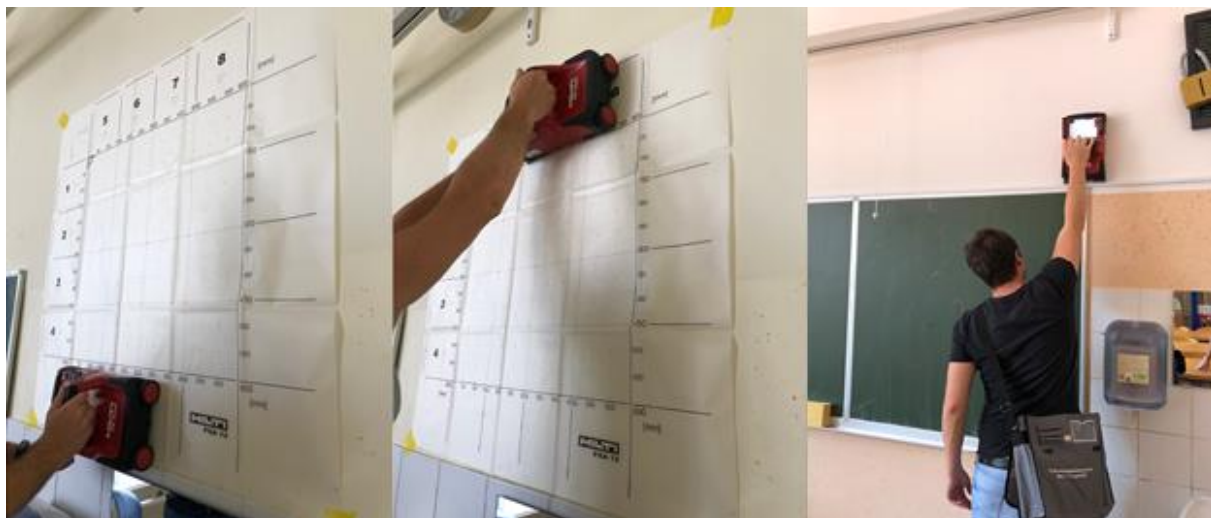
Slika 13: Prikaz merilnih mest v pritličju



Slika 14: Prikaz merilnih mest v 2. nadstropju

Preglednica 3: Seznam elementov pregledanih z radarjem

Etaža	Lokacija merilnega mesta	Merilno mesto	Konstruktivski element
P	os 4-5/B	MM1	AB stena med učilnico in avlo
2N	os 8/A	MM2	AB zunanji steber
2N	os 7/B	MM3	AB notranji steber
2N	os 3/B	MM4	AB zunanji steber ob centralnem stopnišču
2N	os 6/C-D	MM5	zidana stena med fizikalno predavalnico in kabinetom



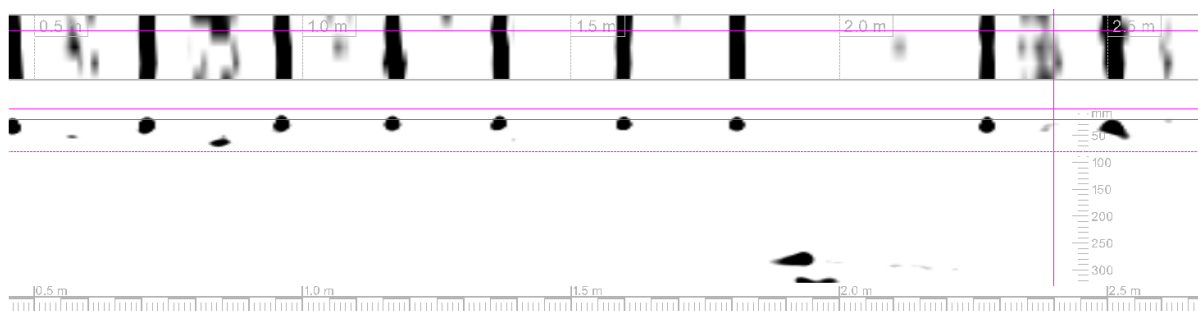
Slika 16: Meritve z radarjem na objektu

Rezultati meritev:

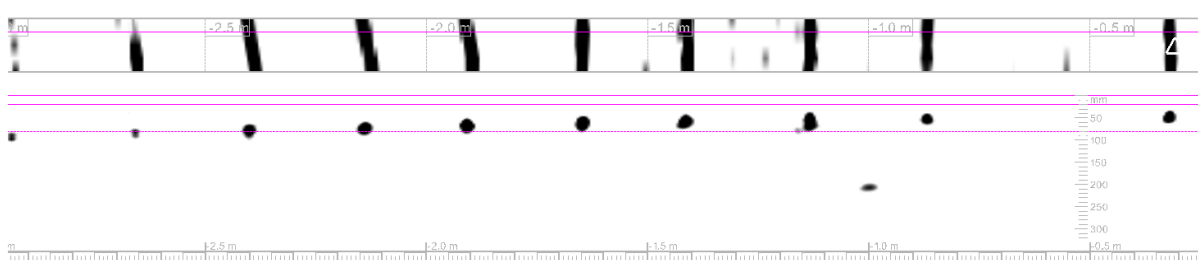
V nadaljevanju prikazujemo rezultate meritev z radarjem z uporabo programa HILTI PROFIS PS.

Merilno mesto MM1:

- merilno mesto se nahaja v pritličju na AB steni debeline 50,0 cm v oseh 4-5/B
- vidna je vzdolžna armatura na medsebojni razdalji 20 cm (slika 17)
- vidno je tudi, da lahko armatura ponekod manjka
- vidna je prečna armatura na medsebojni razdalji cca. 25 cm (slika 18)
- tudi prečna armatura ponekod lahko manjka



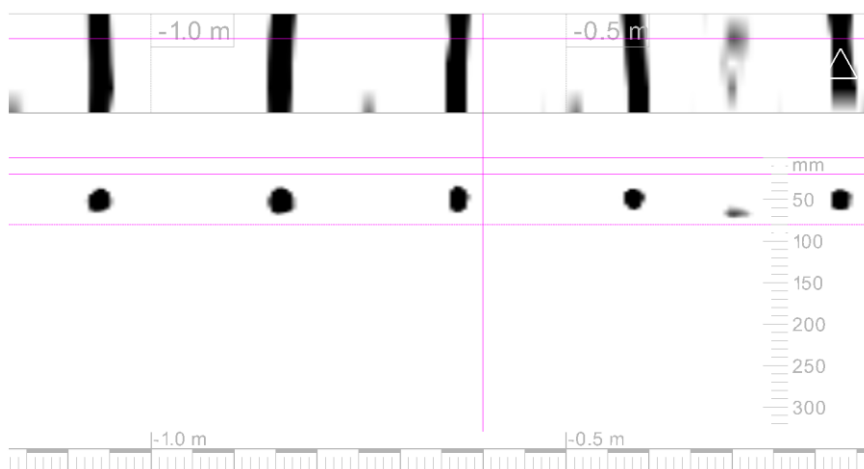
Slika 17: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM1



Slika 18: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM1

Merilno mesto MM2:

- merilno mesto se nahaja v 2. nadstropju na zunanjem AB stebru T prereza v osi 8/A
- pričetek meritve cca. 1,0 m od tlaka pa do višine 2,0 m od tlaka
- vidna je stremenska armatura na medsebojni razdalji cca. 20,0 cm (slika 19)
- vidna je vzdolžna armatura na notranji strani T stebra na medsebojni razdalji cca. 7,0 cm (slika 20)



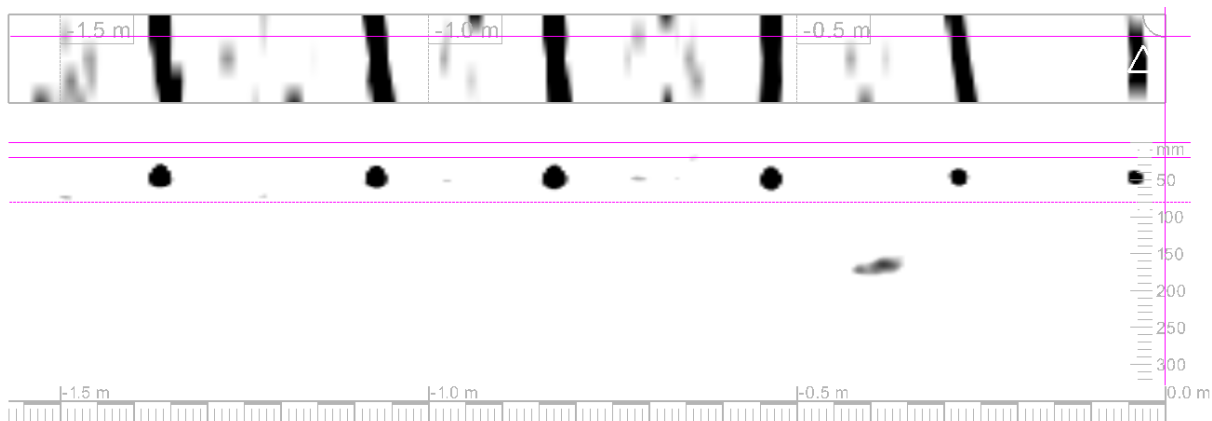
Slika 19: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM2



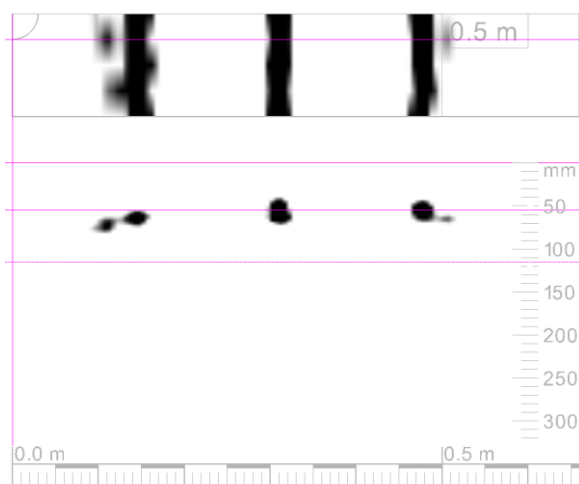
Slika 20: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM2

Merilno mesto MM3:

- merilno mesto se nahaja v 2. nadstropju na AB stebru 40/60 cm v osi 7/B
- pričetek meritve cca. 1,0 m od tlaka pa do višine 2,0 m od tlaka
- vidna je stremenska armatura na medsebojni razdalji cca. 25,0 cm (slika 21)
- vidna je vzdolžna armatura na strani avle stebra (3 palice na medsebojni razdalji cca. 15,0 cm – slika 22)



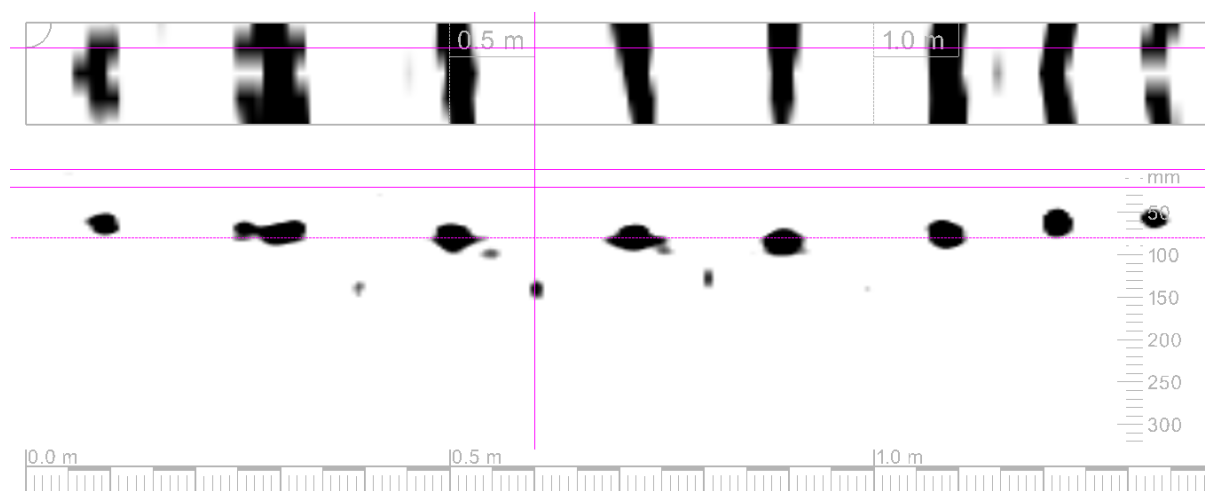
Slika 21: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM3



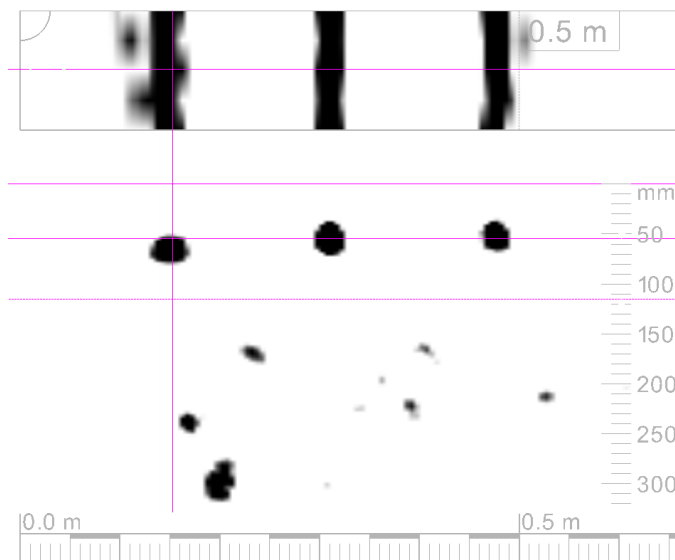
Slika 22: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) – MM3

Merilno mesto MM4:

- merilno mesto se nahaja v 2. nadstropju na zunanjem AB stebru 40/40 cm ob centralnem stopnišču
- pričetek meritve cca. 1,0 m od tlaka pa do višine 2,0 m od tlaka
- vidna je stremenska armatura na medsebojni razdalji cca. 25,0 cm (slika 23)
- vidna je vzdolžna armatura (3 palice na medsebojni razdalji cca. 15,0 cm – slika 24)



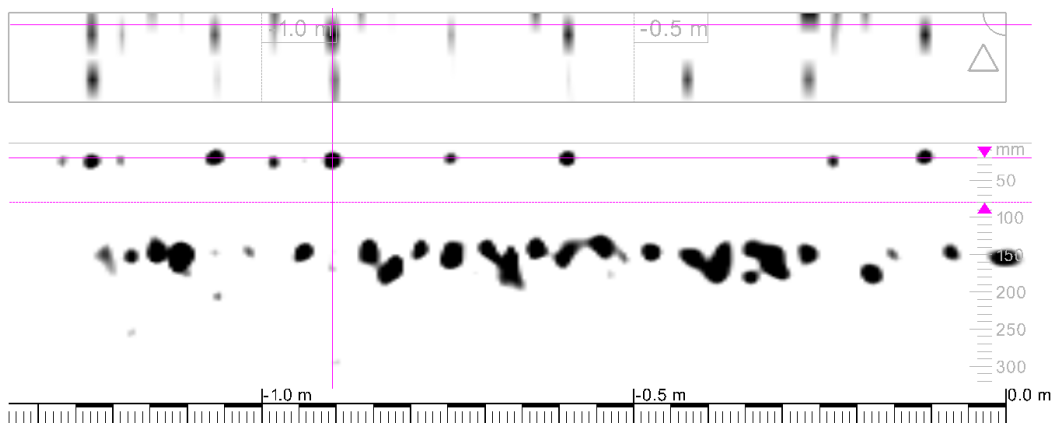
Slika 23: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM4



Slika 24: Rezultat meritve z radarjem (horizontalni poteg) - MM4

Merilno mesto MM5:

- merilno mesto se nahaja v 2. nadstropju na predelni steni med fizikalno predavalnico in kabinetom v osi 6/C-D
- pričetek meritve cca. 1,0 m od višine tlaka
- na debelini cca. 15,0 cm vidne anomalije (zrak), iz česar predvidevamo debelino predelne stene 15,0 cm (slika 25)
- glede na to, da v delu od 0 do 15,0 cm ni vidnih anomalij sklepamo, da gre za steno zidano iz polnih zidakov – polni porobetonski zidaki debeline 15,0 cm.



Slika 25: Rezultat meritve z radarjem (vertikalni poteg) – MM5

5.3.2 Meritve dinamičnega odziva konstrukcije s pospeškometrom

Na podlagi meritev dinamičnega odziva konstrukcije z vsiljenimi vibracijami na terenu smo rezultate njihanih časov primerjali z rezultati pridobljenimi z analizo obstoječega stanja. S preiskavami smo

uporabili tehniko iskanja vrhov spektrov, z uporabo Fourierjeve transformacije kratkih časovnih oken signala v frekvenčnem prostoru in iskanje vrhov v spektru. [14]

Za določevanje lastnih frekvenc obstoječega večnadstropnega objekta smo uporabili tehniko merjenja odziva konstrukcije na način vsiljevanja vibracij. Te smo vsiljevali z vzburjanjem posameznih konstrukcijskih elementov. Za merjenje vibracij smo uporabili pospeškometre, ki smo jih uporabili za zajem podatkov v treh mesebojno pravokotnih smereh x, y in z. Meritve smo opravljali na skrajnem zahodnem in vzhodnem delu objekta v pritličju in 3. nadstropju. Merilna mesta prikazujeta sliki 13 in 15 (MM6, MM7, MM8 in MM9).

Merilna oprema uporabljena za meritve:

Za meritve smo uporabljali merilno opremo tipa DYTRAN SERIES 3097A, in sicer pospeškometre model 3097A2 (100 mV/g), ki jih prikazujemo na sliki 26. [15] Za zajem podatkov, ki jih sprejemajo pospeškometri pa je bila uporabljena oprema DEWESOFT SIRIUSI SYSTEM. [16]



Slika 26: Pospeškometer - MODEL 3097A2 [15]

Ko smo opravljali meritve s pospeškometri smo za vsako namestitev pospeškometra na stenah uporabili oznake kot npr. III – V – Y za lažjo obdelavo podatkov. Prva oznaka pomeni etaža v kateri je izvajana meritev, V pomeni vzhodna stran objekta ter Y, kar pomeni smer zajema meritev.



Slika 27: Pospeškometer v 3. nadstropju na zahodni strani objekta - meritev v Y smeri

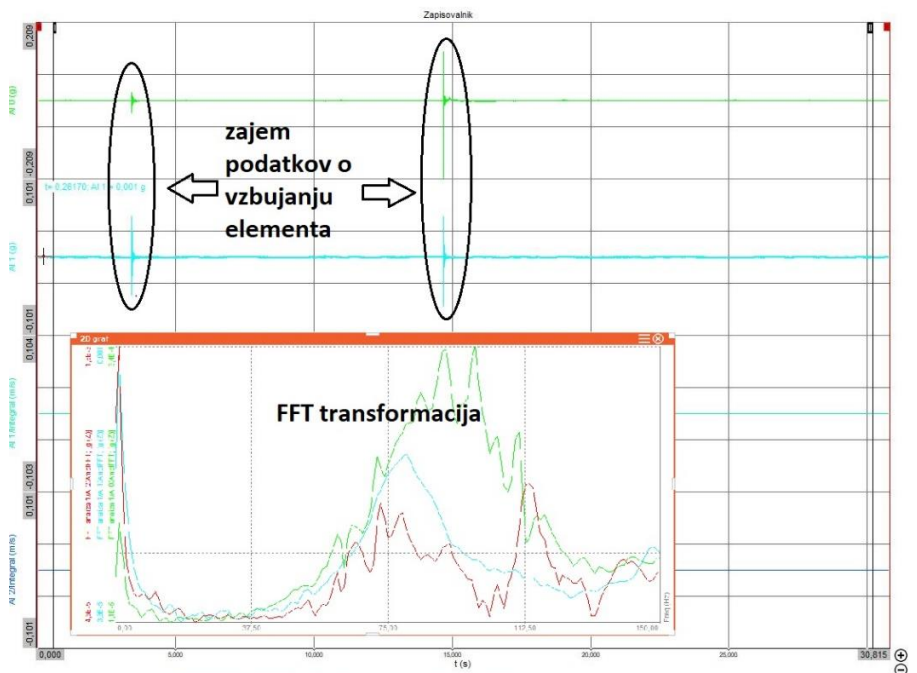


Slika 28: Primer merilnega mesta MM6 za dinamični odziv konstrukcije

Po izvedenih meritvah na objektu smo za pregled in obdelavo rezultatov uporabili programsko opremo DewesoftX. DewesoftX omogoča vizualizacijo in obdelavo zajetih podatkov.

Rezultati meritev v programu Dewesoft:

V programu Dewesoft smo s FFT analizo (angl. Fast Fourier Transformation) oz. hitra Fouriereva transformacija zajete signale v nekem časovnem obdobju pretvorili v frekvence (slika 29). Tako smo dobili lastne frekvence nihanja. Kasneje smo jih uporabili za primerjavo z osnovnimi nihajnimi časi dobljenimi s potresno analizo obstoječega stanja.



Slika 29: Dewesoft - prikaz in obdelava podatkov meritev

Za obdelavo podatkov s FFT analizo smo uporabili določene filtre, ki so prikazani na sliki 30. Z uporabljenimi filtri smo zapise vzburjanj (hitrosti v odvisnosti od časa) pretvorili v amplitudni spekter (frekvence v odvisnosti od časa), ki jih prikazujemo na slikah 31, 32, 33 in 34.

FFT analiza nastav.

Izhodni spektri: ☒ Amplituda ☐ Kompleksen

Amplitudno skalira: Vrh

Frekvenčno uteženje: Lin (Z)

Enote izhodne osi: Hz

Izhodni skalarji: ☐ Rms ☐ Vrh ☐ Vrh-Vrh

Frekvenčno območje skalarnih izhodov: Začetna frekvenca: 0 Končna frekvenca: 9999,6953 Hz ☒ Polno frekvenčno obmo

Tip izračuna: ☐ Zgodovina blokov ☒ Skupno (Povpr.)

Tip povprečenja: Linearno

Ustavi izračun: ☐ Ustavi po t: 4 blokov

Nastavitve ločljivosti: Ločljivost: Linij 32768 (lines = 32768, df = 0,305 Hz, duration = 3,28 s)

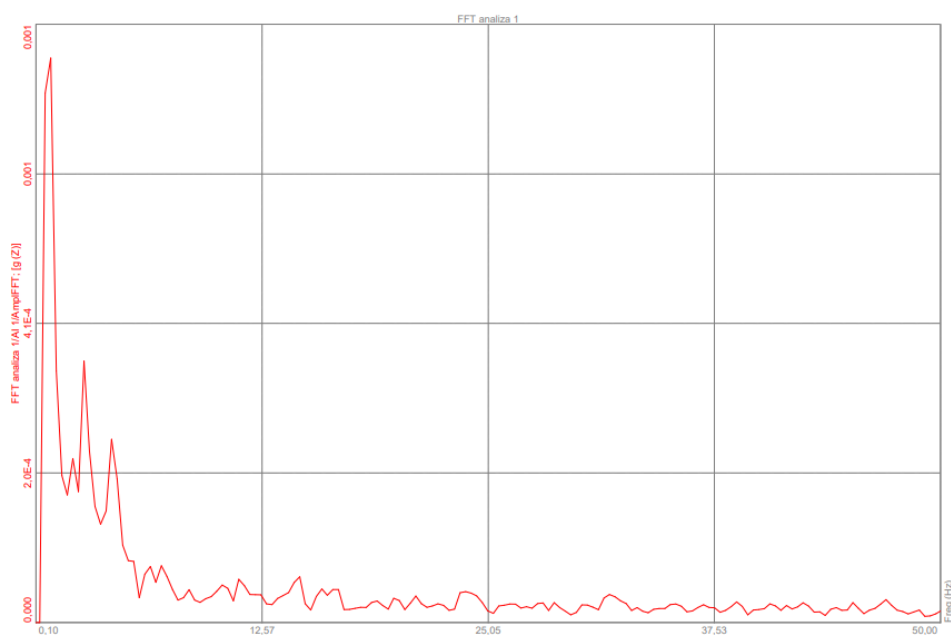
Okenske funkcije: Okno: Blackman

DC filter: ☒ Vklopi DC filter 0,1 Hz 50 %

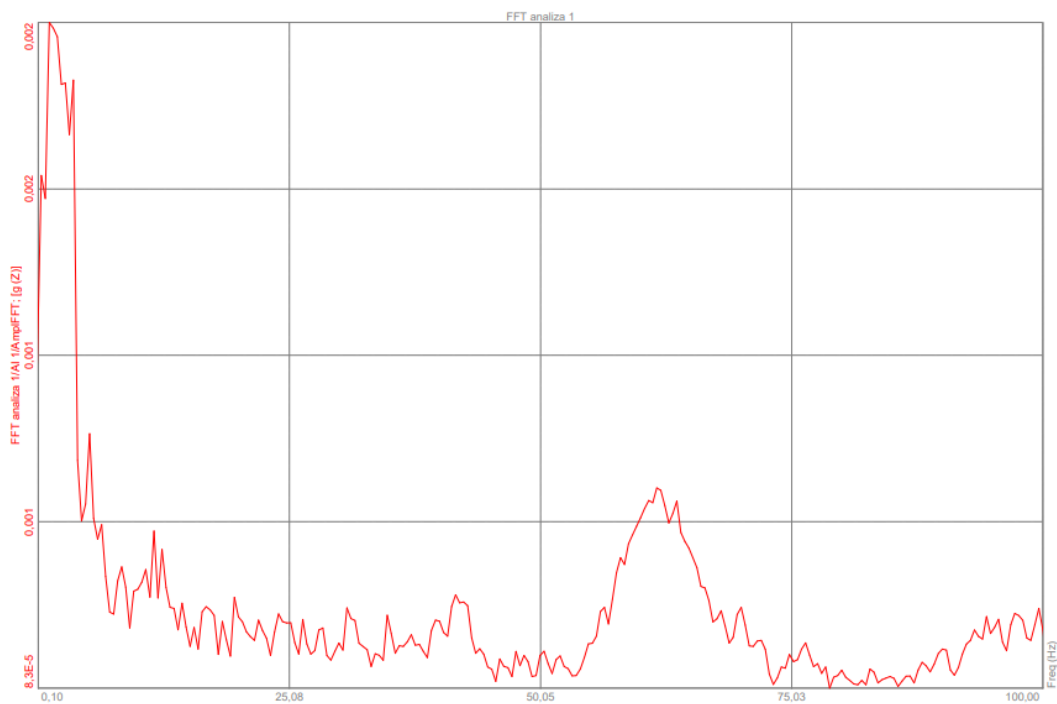
Prekrivanje: 50 %

OK Prekliči

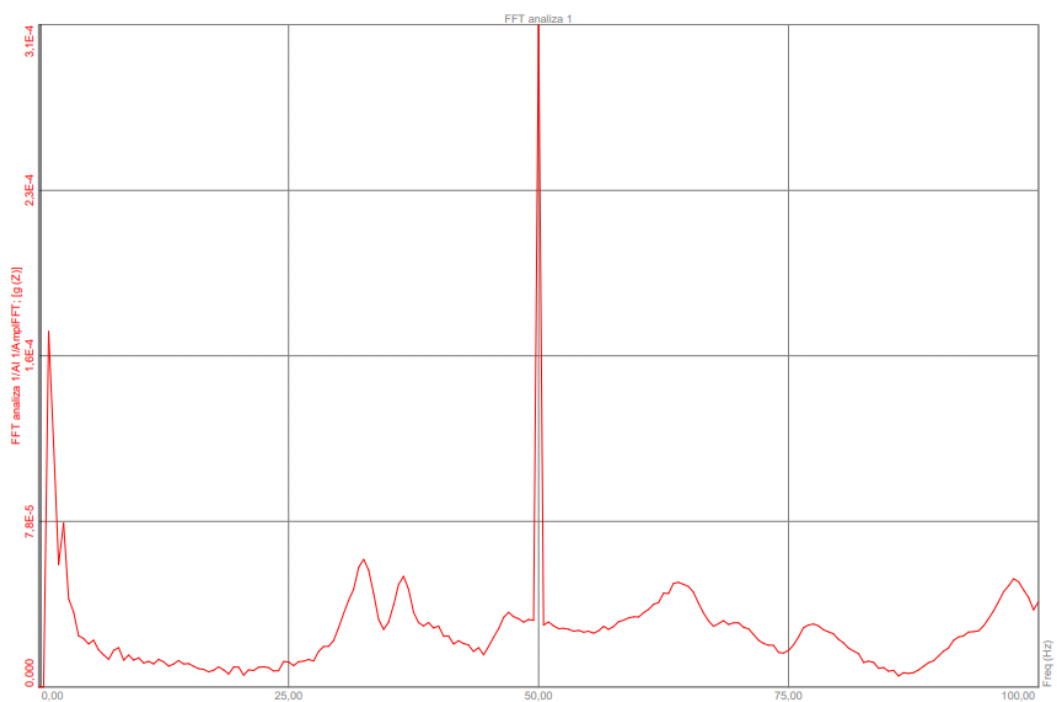
Slika 30: FFT analiza - nastavitve za obdelavo in prikaz



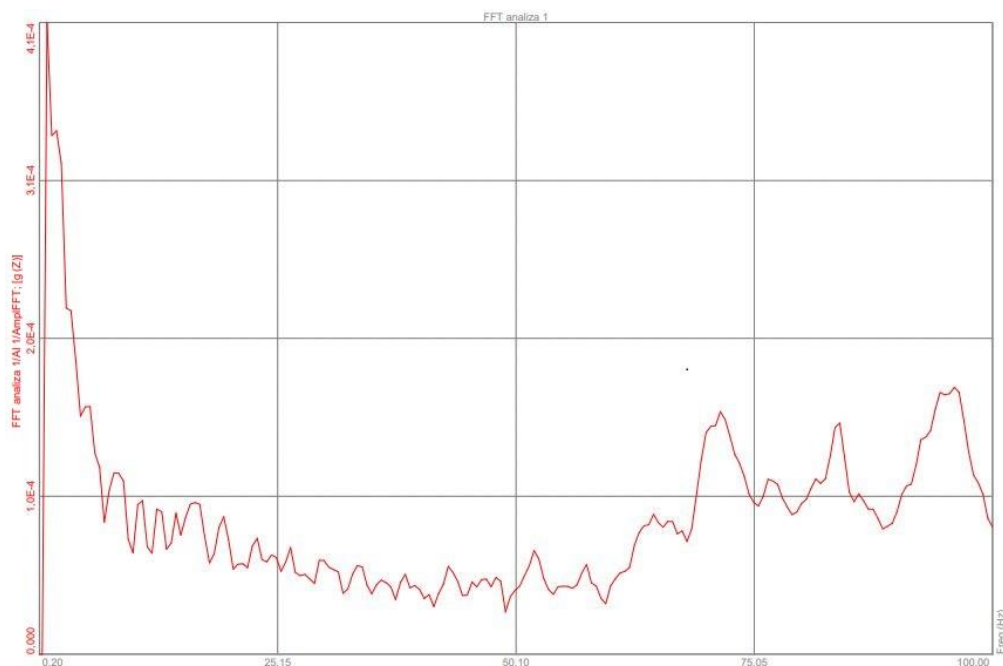
Slika 31: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM 6



Slika 32: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM7

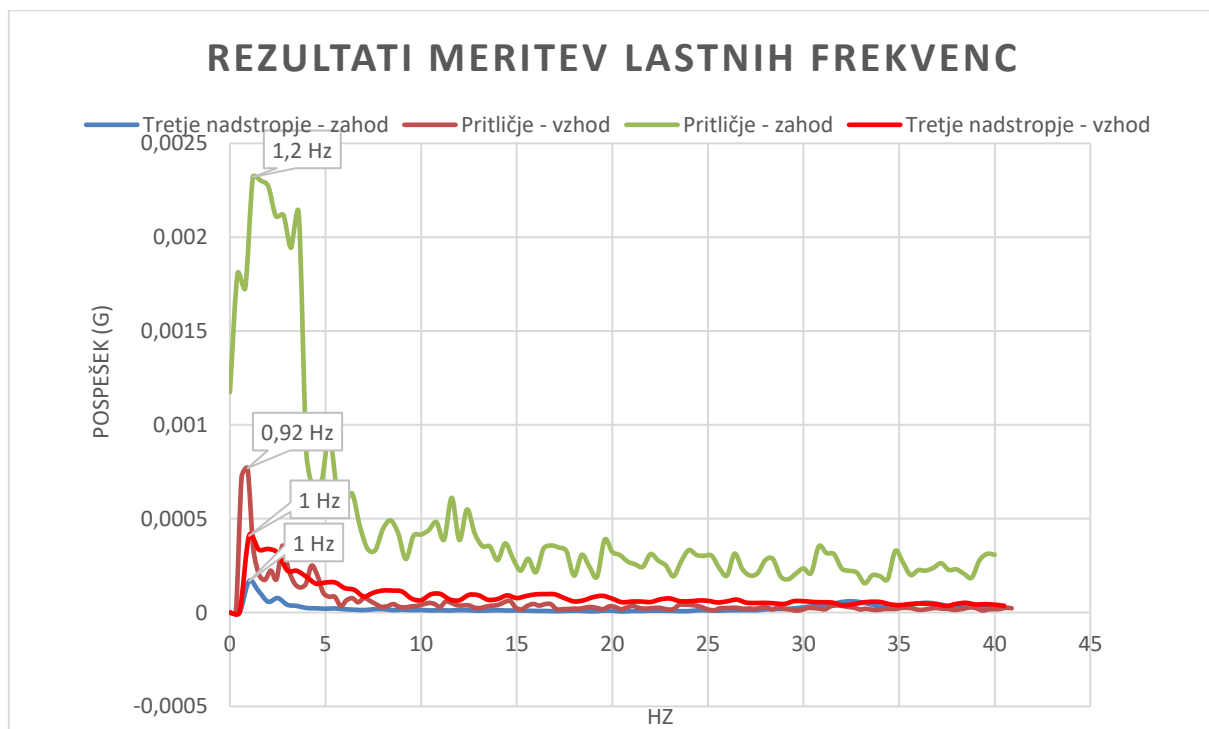


Slika 33: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM8



Slika 34: Rezultati dinamičnih meritev (amplitudni spekter) - MM9

Po izvozu podatkov FFT analiz v MS Excell na spodnjem grafu prikazujemo primerjavo meritev za merilna mesta MM6 – MM9 (slika 35).



Slika 35: Graf rezultatov meritev lastnih frekvenc obstoječe konstrukcije

Iz grafa na sliki 35 je razvidno, da lastne frekvence pridobljene z meritvami ustrezajo nihajnim časom kot sledi:

- 1,20 Hz za nihajni čas $T_1 = 0,83$ s – MM6
- 0,92 Hz za nihajni čas $T_2 = 1,08$ s – MM7
- 1,00 Hz za nihajni čas $T_3 = 1,00$ s – MM8 in
- 1,00 Hz za nihajni čas $T_4 = 1,00$ s – MM9.

Na podlagi vrednosti nihajnih časov T_1 , T_2 , T_3 in T_4 lahko sklepamo, da smo se z nihajnim, ki smo ga dobili z analizo obstoječega stanja v programu 3Muri $T = 0,97$ s dobro približali vrednosti meritvam. Tako smo dobili potrditev, da smo se z idealiziranim modelom dobro približali dejanskemu stanju in obnašanju konstrukcije pri dinamični obtežbi.

6 OCENA POTRESNE ODPORNOSTI OBSTOJEČEGA OBJEKTA

6.1 Nelinearna metoda N2 - splošno

Pri razvoju postopkov, ki temeljijo na nelinearnih statičnih metodah, je pomembno vlogo odigrala uveljavitev t.i. AD formata (pospešek – pomik format). AD omogoča na isti sliki primerjavo horizontalnih obremenitev in kapacitet potresa.

Za oceno potresne odpornosti obstoječe nosilne konstrukcije obravnavanega objekta je bila uporabljena nelinearna metoda znana tudi pod imenom N2 (N - nelinearen, 2 - dva matematična modela – MDOF in SDOF). Razvita je bila v IKPIR-u na Fakulteti za gradbeništvo in geodezijo v Ljubljani. Metoda združuje nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami s spektralno analizo ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo. Metoda je vključena tudi v standard Evrokod 8. Metoda N2 je uporabna za obravnavanje novih konstrukcij kakor tudi za obravnavo obstoječih. [17]

6.1.1 Opis metode N2

Uporaba metode N2 je omejena na konstrukcije, ki nihajo pretežno v eni nihajni obliki. Pogoja nihanja v eni sami nihajni obliki pa ne izpolnjujejo ponavadi visoke stavbe. Pri visokih stavbah so namreč višje nihajne oblike lahko pomembne. Enako velja omejitev uporabe metode s torzijsko nihajno obliko kot glavno. Metoda N2 je sestavljena iz več korakov.

6.1.1.1 Nelinearna statična »pushover« analiza

Nelinearno statično »pushover« analizo izvajamo na način, da prostorski model z več prostostnimi stopnjami (v nadaljevanju MDOF model) obremenjujemo z vodoravno obtežbo po korakih in hkrati opazujemo ter beležimo odziv oz. deformacije konstrukcije. S tem simuliramo vztrajnostne sile zaradi potresa in s tem povezane pomike konstrukcije. Pri neki velikosti vodoravne obtežbe nastopi plastifikacija prvega nosilnega elementa in povzroči zmanjšanje togosti celotne konstrukcije. Posledično se obtežba na ostale nosilne elemente porazdeli v razmerju togosti na podlagi predhodnega koraka. Pri nadaljevanju povečevanja obtežbe se pojavi tečenje tudi v drugih elementih dokler ne pride do plastičnega mehanizma. Po nastopu plastičnega mehanizma je možno povečevanje vodoravne obtežbe le še na račun t.i. utrjevanja materiala. [17]

Analizo izvajamo do t.i. računske porušitve, ki jo pa lahko definiramo kot:

- padec nosilnosti na 80 % največje izračunane vrednosti ali
- prekomeren skok ekscentričnosti ali
- porušitev več kot 50 % zidov ali
- presežek dovoljene vrednosti povprečnih zasukov posameznih etaž. [18]

Nihajne oblike konstrukcije so odvisne od stopnje plastifikacije in se spreminjajo. Zato ponavadi izberemo eno samo nihajno obliko v nelinearnem področju in s tem razporeditev obtežbe po višini. Odločitev izbire smiselne nihajne oblike in razporeditve obtežbe je prepuščena projektantu in ne vpliva bistveno na končne rezultate analize. Svobodo izbire nihajne oblike in razporeditve obtežbe sicer določajo razni predpisi in navodila. Največkrat sta za analizo predpisani dva skrajna primera. Kot rezultat nelinearne statične analize prikazujemo v obliki odnosa med celotno prečno silo V , ki je

predstavlja seštevek vseh vodoravnih sil v posameznih etažah objekta in horizontalnim pomikom vrha konstrukcije D. Krivuljo imenujemo tudi potisna krivulja. [17]

6.1.1.2 Pretvorba na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo – SDOF

Zaradi uporabe spektrov odziva, ki so uporabni za sisteme z eno prostostno stopnjo, moramo torej sistem z več prostostnimi stopnjami MDOF prevesti na ekvivalenten sistem z eno prostostno stopnjo SDOF. Po izpeljavi, znani iz dinamike konstrukcij za linearne sisteme in razširitvi na nelinearne sisteme, dobimo enačbi za pretvorbo sil in pomikov:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}, \quad (1)$$

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma}, \quad (2)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}, \quad (3)$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2, \quad (4)$$

kjer so:

V ... celotna horizontalna sila v kontrolni točki,

D_t ... celotni horizontalni pomik v kontrolni točki,

m^* ... masa ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,

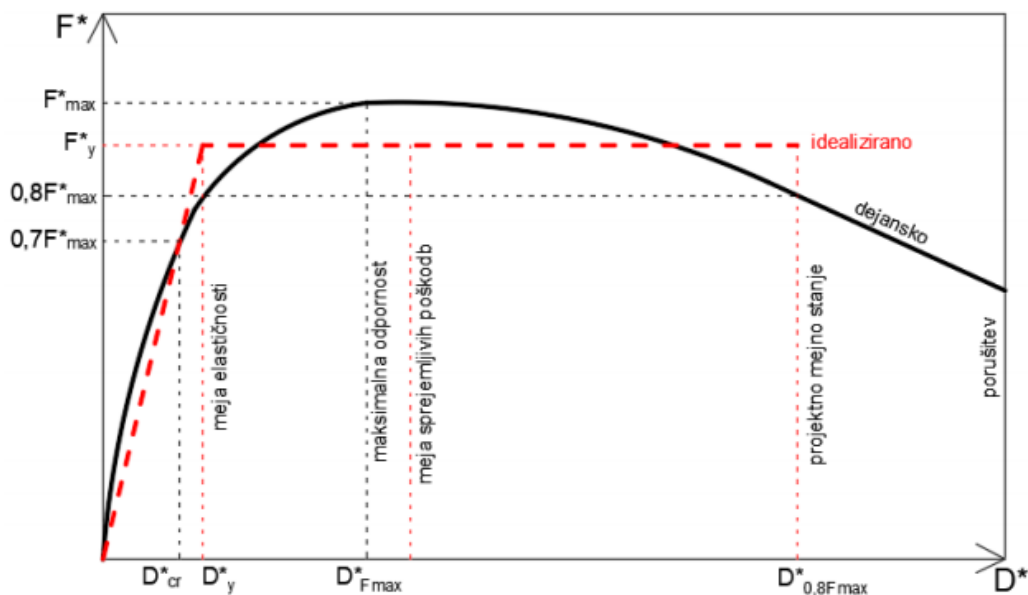
F^* ... sila ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo,

D^* ... pomik ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo in

Γ ... faktor za pretvorbo oz. transformacijski faktor, odvisen od predpostavljenega približka za nihanje obliko Φ in razporeditve mas.

Na podlagi zgoraj opisane transformacije modela MDOF na model SDOF velja isti diagram obtežba – deformacija, spremeni se le merilo in ohraniti se nujni čas konstrukcije ter togost.

Za nadaljni izračun odnos med silo F^* in pomikom D^* idealiziramo in pretvorimo v bilinearno obliko, kjer je prikazano elastično območje, kateremu sledi plastično tečenje brez utrditve (slika 36). V raznih predpisih in v Evrokodu 8 je podan predlog idealizacije potisne krivulje. Velja, da mora biti površina pod dejanskim in idealiziranim odnosom med silo F^* in pomikom D^* enaka. Nosilnost idealiziranega sistema predstavlja točka oz. pomik na zgornji meji diagrama, v kateri se tvori plastični mehanizem. Taka idealizacije je primerna pri velikih neelastičnih deformacijah. V nasprotnem primeru, ko so neelastične deformacije majhne, je za ustrezne rezultate vzeta zgornja meja za pomik manjša vrednost. [17]



Slika 36: Dejanska in idealizirana potisna krivulja z mejnimi stanji [19]

Na podlagi idealizirane krivulje lahko z nosilnostjo F_y^* in pripadajočim pomikom D_y^* na meji elastičnosti SDOF sistema izračunamo nihajni čas po formuli:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}, \quad (5)$$

Običajno se prevede bilinearni diagram nosilnosti v takoimenovani format AD (pospešek – pomik) tako, da silo F^* delimo z maso ekvivalentnega sistema z eno prostostno stopnjo m^* . Diagram, ki ga dobimo imenujemo diagram kapacitete (angl. »capacity diagram«). [17]

6.1.1.3 Ciljni pomik in potrebna duktilnost konstrukcije za izbran spekter (SDOF sistem)

Potrebno je določiti ciljni pomik SDOF sistema z neomejenim elastičnim obnašanjem D_{et}^* po izrazu:

$$D_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (6)$$

$S_e(T^*)$... vrednost elastičnega spektra odziva pri nihajnem času idealiziranega SDOF sistema

Nato sledi določitev ciljnega pomika D_t^* SDOF sistema. Za konstrukcije za katere velja, da spadajo v območje srednjih in dolgih nihajnih časov ter za konstrukcije, ki izkazujejo elastično obnašanje pri kratkih nihajnih časov velja $D_t^* = D_{et}^*$. Za neelastični odziv v območjih kratkih nihajnih časov pa ciljni pomik določimo z izrazom:

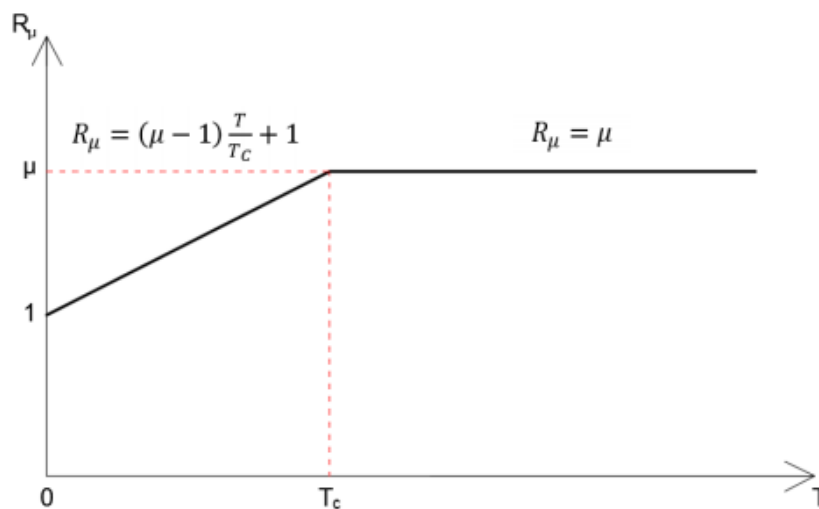
$$D_t^* = \frac{D_{et}^*}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{et}^*, \quad (7)$$

$$R_\mu = S_e(T^*) m^* / F_y^*, \quad (8)$$

R_μ ... redukcijski faktor zaradi duktilnosti (v standardu SIST EN 1998-1:2005 označen kot q_u)

T_c ... meja med območji s kratkimi in srednjimi nihajnimi časi

Za redukcijski faktor R_μ velja, da je pri nihajnih časih, ki so večji od T_c , enak faktorju duktilnosti μ . Pri kratkih nihajnih časih pa se vrednost faktorja približuje vrednosti 1 (slika 37).



Slika 37: Redukcijski faktor v odvisnosti od nihajnega časa konstrukcije [19]

6.1.1.4 Ciljni pomik sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF)

V zadnjem koraku sledi še določitev ciljnega pomika D_t , ki ustreza sistemu z več prostostnimi stopnjami in izbranemu kontrolnemu vozlišču konstrukcije. Določimo ga z uporabo transformacijskega faktorja Γ opisanega v poglavju 6.1.1.2.

$$D_t = D_t^* \Gamma, \quad (9)$$

6.2 Programsko orodje 3Muri

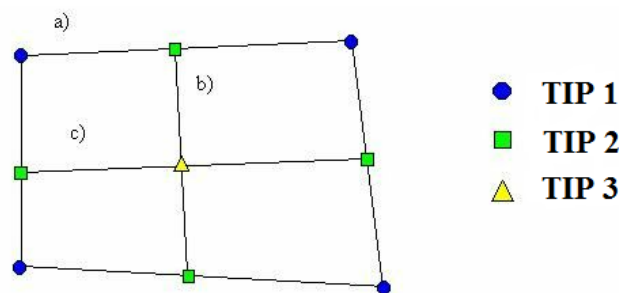
Analiza obstoječe konstrukcije je izvedena v računalniškem programu 3Muri, ki je nastal s sodelovanjem podjetja S.T.A DATA z zunanjo raziskovalno skupino pod vodstvom profesorja Sergija Lagomarsinoja iz oddelka gradbeništva iz univerze v Genovi. V osnovi se program uporablja za potresne analize konstrukcij, ali linearno statične, modalne ali nelinearno statične, pretežno zidanih obstoječih objektov ali novogradenj. Program temelji na inovativni metodi ekvivalentnih okvirjev (FME, ang. Frame by Macro Elements), ki omogoča pridobitev zanesljivih informacij o resničnem potresnem obnašanju konstrukcije. Program tako omogoča analizo globalne odpornosti kakor tudi analiziranje lokalnih odzivov konstrukcije. [20]

6.3 Postopek modeliranja računskega modela objekta

V programu 3Muri je bil izdelan prostorski model za analizo nosilne konstrukcije Osnovne šole Riharda Jakopiča v Ljubljani. Model je bil izdelan na podlagi obstoječe in pridobljene projektne dokumentacije.

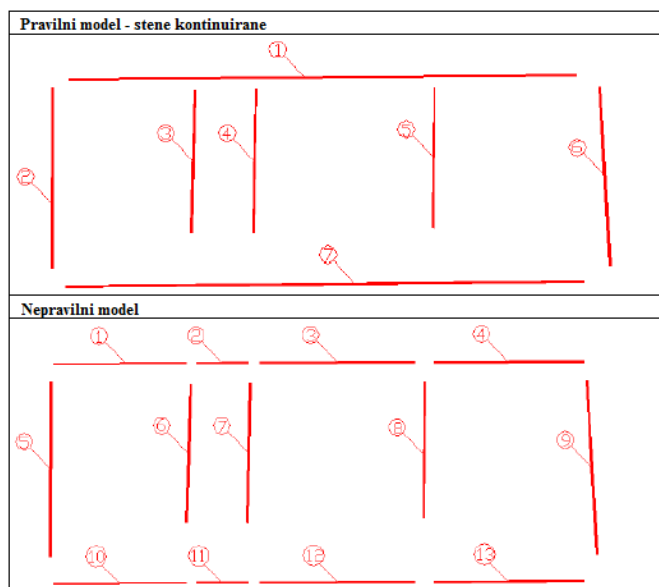
V prvi fazi izdelovanja modela je bilo potrebno izrisati v programu Autocad tlorise nosilne konstrukcije pritličja, 1. ,2. in 3. nadstropja. Kasneje so bili tlorisi v obliki DXF datotek uvoženi v program 3Muri. Na podlagi uvoženih tlorisov so bili definirani elementi nosilne konstrukcije.

Na podlagi definiranih sten, program 3Muri določi 3 tipe vozlišč. Vozlišča tipa 1 modre barve označujejo meje zunanjih sten, vozlišča tipa 2 zelene barve predstavljajo zvezo zunanjih sten z notranjimi in vozlišča tipa 3, rumene barve pa predstavljajo točke, kjer se notranje stene med seboj sekajo. Tipi vozlišč so prikazani na sliki 38.



Slika 38: Definicija tipov vozlišč v programu 3Muri [20]

Posebno pozornost pri modeliranju moramo nameniti definiciji in vnašanju sten v model. Kjer so stene kontinuirane v neki ravni liniji, jih ne smemo deliti na posamezne manjše stene na mestih vozlišč (slika 39). Program namreč sam prepozna tako presečišče in tvori v točki ustrezen tip vozlišča.

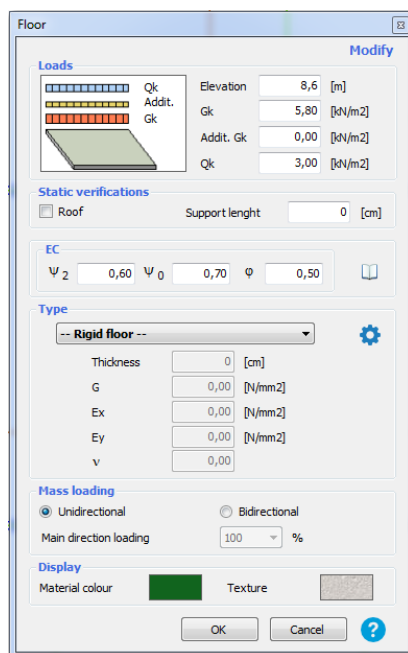


Slika 39: Modeliranje sten v programu 3Muri [20]

Poleg sten nam program 3Muri omogoča uporabo drugih elementov nosilne konstrukcije kot so armiranobetonski stebri in nosilci, armiranobetonske vezi, jeklene vezi, jeklene/lesene nosilce ter nearmirano ali armirano zidovlje. Enostavno omogoča tudi podajanje odprtin v vertikalnih nosilnih elementih.

V modelu lahko definiramo tudi različne tipe medetažnih konstrukcij, tako toge diafragme kot povsem realne, podajne stropove. Razlika med togo diafragmo in podajnim stropom je v samem obnašanju elementa. Strop z večjo togostjo nam omogoča enakomeren raznos horizontalne obtežbe po zidovih in sodelovanje vseh sten pri raznosu obtežbe. Veljavni standardi zahtevajo izvedbo togih stropov, ki se v praksi največkrat izvedejo kot armiranobetonska medetažna plošča.

Ko definiramo tip medetažne konstrukcije, moramo poleg materiala in geometrijskih podatkov medetažne konstrukcije, podati obtežbe, kar program uporabi za izračun mase in vertikalnih obremenitev elementov (slika 40). Maso konstrukcije program izračuna v skladu z Evrokodom 8.



Slika 40: Definiranje medetažnih konstrukcij v programu 3Muri

6.4 Poenostavitve računskega modela

Zaradi pomanjkanja določenih informacij in neuskaljenosti objekta s projektno dokumentacijo, so bile pri izdelavi računskega modela upoštevane naslednje poenostavitve.

Stebre in stene smo togo vpeli v tla in s tem zanemarili podajnost tal. Za to poenostavitev smo se odločili predvsem zato, ker nismo imeli podatkov o preiskavah zemljine območja temeljenja, preiskave namreč niso bile izvedene. S tem je predpostavljeno, da bi se z upoštevanjem morebitne podajnosti temeljnih tal povečal nihajni čas ter posledično zmanjšal pospešek tal. Hkrati bi se zmanjšala horizontalna sila, ki deluje na objekt. Kot zaključek poenostavitve ugotovimo, da smo pravzaprav upoštevali na račun togega vpetja elementov v tla maksimalno horizontalno obtežbo, ki deluje na objekt.

Etažne višine so v idealiziranem računskem modelu enake v vseh 4-ih etažah in sicer višine 4,0 metra. Medetažne konstrukcije oz. stropne plošče smo modelirali kot toge diafragme v svoji ravnini.

Glavne osi na arhitekturnih podlogah obstoječe konstrukcije so od nosilne konstrukcije ponekod zamaknjene in ne potekajo po sredini elementov. Pri modeliranju smo te zamike zanemarili in tako npr. težiščne osi AB sten v pritličju, ki potekajo med AB stebri poravnali skladno s težiščno ostjo stebrov.

V analizi obstoječega stanja vse notranje stene, ki ne segajo do temeljev upoštevamo v analizi kot linijsko obtežbo in ne del nosilne konstrukcije.

Za armiranobetonske elemente, katerih nimamo podatkov raziskav o deležu vgrajene armature in lokacije predpostavimo deleže armature na podlagi podatkov, ki so na razpolago.

Vse vratne odprtine v elementih nosilne konstrukcije v objektu so poenotene na velikost $\text{š/v} = 1,0/2,0$ m. Za primer, kjer so okenske odprtine bile tesno skupaj, smo združili v eno odprtino. Tako smo se tako znebili kratkih in ozkih elementov, ki bi nam lahko zaradi hitrih porušitev v analizi povzročali težave.

6.5 Vhodni podatki uporabljeni za modeliranje

6.5.1 Geometrijski podatki

Za definiranje geometrijskih podatkov 3D modela v programu 3Muri je bila uporabljena projektna dokumentacija saj je bilo z meritvami in preiskavami ugotovljeno, da je objekt zgrajen skladno z le-to.

6.5.2 Podatki o materialih – materialni parametri

Za vsak sestavni element nosilne konstrukcije (steno, steber, AB vezi, ipd.) je potrebno poleg geometrijskih parametrov pripisati vrsto materiala oz. materialne parametre. V obravnavanem objektu smo definirali dva in sicer opeka ter beton. Za vsak element moramo poleg materiala definirati še mehanske lastnosti jekla za armiranje.

Kadar preverjamo potresno odpornost že zgrajenih objektov predstavlja definicija materialnih parametrov zelo pomemben korak. Ti so odvisni predvsem od kakovosti in obsega izvedenih preiskav nosilne konstrukcije. Kljub temu, da standardi določajo število preiskav po etažah in njihov obseg, lahko te preiskave še vedno ne prikažejo dejanskega stanja konstrukcije. Iz tega sklepamo, da je izbira mehanskih lastnosti materialov ena izmed težjih in odgovornejših odločitev, ki jih mora sprejeti projektant. Standard SIST EN 1998-3:2005 za analizo konstrukcij določa uporabo srednjih vrednosti mehanskih lastnosti materialov, ki jih pridobimo s preiskavami.

6.5.2.1 Mehanske lastnosti zidovja

Zidovina je nehomogen material in je odvisen od vrste in kakovosti uporabljenih zidakov kakor tudi od načina in kakovosti zidanja. Obravnavan objekt je po obodu grajen iz 38 cm debelih zidanih sten iz polne opeke normalnega formata. Na podlagi že obstoječih znanstvenih člankov in standardov je potrebno prevzeti referenčne vrednosti iz literature, v kolikor nimamo izvedenih nikakršnih in-situ preiskav ali preiskav s sondiranjem.

Za potrebe izvedbe potresne analize smo za mehanske parametre zidanih sten uporabili referenčne vrednosti iz raziskav, ki so objavljene v italijanski literaturi, kot prikazuje preglednica 4. Za vsak tip zidovja so podane naslednje referenčne vrednosti mehanskih parametrov:

- minimalna in maksimalna tlačna trdnost zidu (oznaka f_m),
- minimalna in maksimalna začetna strižna trdnost zidu (oznaka τ_0),
- minimalna in maksimalna vrednost elastičnega modula (oznaka E),
- minimalna in maksimalna vrednost strižnega modula (oznaka G) ter
- povprečna specifična teža zidu (oznaka W).

Preglednica 4: Referenčne vrednosti materialnih parametrov različnih tipov zidovine [21]

Tip zidovine	f_m (MPa)	τ_0 (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	W (kN/m ³)
	min - max	min - max	min - max	min - max	
Nepravilno kamnito zidovje (iz prodnikov, kamnja nepravilnih oblik)	1,0 - 1,8	0,020 - 0,032	690 - 1050	230 - 350	19
Kamnito zidovje iz neobdelanih kamnov, z omejeno debelino zunanjih slojev ter nepovezanim in nezapolnjenim jedrom	2,0 - 3,0	0,035 - 0,051	1020 - 1440	340 - 480	20
Kamnito zidovje iz lomljenih kamnov z dobrim preklapljanjem	2,6 - 3,8	0,056 - 0,074	1500 - 1980	500 - 660	21
Kamnito zidovje iz mehkih kamnov (tufa, apnenca, itd.)	1,4 - 2,4	0,028 - 0,042	900 - 1260	300 - 420	16
Klesano kamnito zidovje iz trših kamnov	6,0 - 8,0	0,090 - 0,120	2400 - 3200	780 - 940	22
Polni opečni zid z apneno malto	2,4 - 4,0	0,060 - 0,092	1200 - 1800	400 - 600	18
Opečni zid iz votlakov (procent perforacije < 45 %)	4,0 - 6,0	0,30 - 0,40	3600 - 5400	1080 - 1620	12
Zid iz betonskih blokov (odstotek perforacije od 45 % do 65 %)	1,5 - 2,0	0,095 - 0,125	1200 - 1600	300 - 400	12

V magistrski nalogi je za oceno potresne odpornosti in utrjevanje nosilne konstrukcije ugotovljeno, da ustreza tipu »Polni opečni zid z apneno malto«. Za vsak materialni parameter je bila privzeta povprečna vrednost kot prikazujemo v preglednici 5.

Preglednica 5: Uporabljene mehanske lastnosti obstoječega zidovja v potresni analizi

Zid iz polne opeke	
materialni parameter	privzeta vrednost
tlačna trdnost	$f_m = 3,2$ Mpa
strižna trdnost	$\tau_0 = 0,076$ MPa
elastični modul	$E = 1500$ Mpa
strižni modul	$G = 500$ Mpa
specifična teža	$W = 18$ kN/m ³

6.5.2.2 Mehanske lastnosti betona

Za določitev mehanskih lastnosti betona so bili, kot že omenjeno, vzeti vzorci betona in na njih opravljene laboratorijske preiskave. V analizi sta bili upoštevani dve različni marki betona z različnimi mehanskimi parametri in sicer beton AB sten ter beton vgrajen v AB stebre in AB nosilce.

Glede na to, da je bila stavba grajena v obdobju veljave jugoslovanskega standarda, se je poleg drugih številnih razlik od današnjega veljavnega Evrokoda razlikoval tudi v poimenovanju in določevanju karakteristične tlačne trdnosti betona. Na podlagi predstandarda Evrokodu je podana zveza med karakterističnima trdnostima s formulo:

$$f_{ck} = 0,83 \times f_{bk} - 1,77 \text{ (v MPa) ,} \quad (10)$$

f_{ck} ... karakteristična tlačna trdnost po današnjih standardih

f_{bk} ... karakteristična tlačna trdnost po jugoslovanskih standardih

Iz poročila ZAG iz leta 2004 je razvidno, da je bila marka betona za betonske stene uporabljena **MB22**, za betonske stebre in nosilce pa marka betona **MB30**. V spodnjih preglednicah 6, 7 in 8 prikazujemo uporabljene mehanske lastnosti v potresni analizi »pretvorjene« na današnji standard Evrokod.

Preglednica 6: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih notranjih AB stebrov

Notranji AB stebri 40/60 cm	
laboratorijska določitev tlačne trdnosti	ustreza MB30 (po projektu)
določena primerljiva trdnost po EC	23,13 MPa
trdnostni razred po EC	C20/25
srednja vrednost tlačne trdnosti	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
elastični modul	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
strižni modul	$G_c = 12500 \text{ Mpa}$
specifična teža	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Preglednica 7: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih zunanjih AB stebrov

Zunanji AB stebri	
laboratorijska določitev tlačne trdnosti	ustreza MB30 (po projektu)
določena primerljiva trdnost po EC	23,13 MPa
trdnostni razred po EC	C20/25
srednja vrednost tlačne trdnosti	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
elastični modul	$E_c = 30000 \text{ MPa}$
strižni modul	$G_c = 12500 \text{ Mpa}$
specifična teža	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Preglednica 8: Uporabljene mehanske lastnosti betona obstoječih notranjih AB sten

Notranje AB stene debeline 50,0 cm	
laboratorijska določitev tlačne trdnosti	ustreza MB22 (po projektu)
določena primerljiva trdnost po EC	16,5 MPa
trdnostni razred po EC	C16/20
srednja vrednost tlačne trdnosti	$f_{cm} = 24 \text{ MPa}$
elastični modul	$E_c = 29000 \text{ MPa}$
strižni modul	$G_c = 12083 \text{ MPa}$
specifična teža	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

6.5.2.3 Mehanske lastnosti jekla za armiranje

Za armiranobetonske elemente nosilne konstrukcije smo na podlagi poročil o preiskavah določili mehanske lastnosti jekla uporabljenega za armiranje AB stebrov, nosilcev in sten. Pri gradnji je bilo uporabljeno gladko armaturno jeklo kvalitete GA 240/360. V analizi so bile uporabljene vrednosti:

- 240 MPa karakteristična meja tečenja
- 360 MPa karakteristična natezna trdnost
- 200000 MPa modul elastičnosti.

6.5.3 Določitev faktorja zaupanja

S faktorjem zaupanja v potresni analizi obstoječega stanja konstrukcije zmanjšamo trdnostne karakteristike uporabljenih materialov v analizi. Kot je že razvidno iz poglavja 3.2.1 je faktor zaupanja odvisen od ravni poznavanja obstoječe konstrukcije, ki je posledica obsega izvedenih kontrol dejanskega stanja in preizkušanja.

Na podlagi poročil Zavoda za gradbeništvo Slovenije in Inštituta za gradbene materiale kakor tudi naših meritev in ogleda stanja, lahko ugotovimo, da je objekt v večji meri grajen skladno z dostopno projektno dokumentacijo iz tistega časa. Zato ocenjujemo, da lahko v analizi uporabimo faktor poznavanja za normalno poznavanje obstoječega stanja konstrukcije $CF_{KL2} = 1,20$.

6.5.4 Stalni in spremenljivi vplivi na konstrukcijo

6.5.4.1 Stalni vplivi na konstrukcijo

Stalni vplivi pritličje:

Pozicije (slika 41) in sestave medetažnih konstrukcij nad pritličjem so prikazani v nadaljevanju. Izračunani so stalni vplivi, ki bodo kasneje uporabljeni v potresni analizi.

- Sestava medetažne konstrukcije **S1** in izračun stalne teže (preglednica 9):

Preglednica 9: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S1

Material	Debelina (cm)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Stalna teža Gk (kN/m ²)
teraco	2,5	25	0,6
podložni beton	2,5	24	0,6
perolit - suhi estrih	8	18	1,4
AB plošča	35	25	8,8
omet (grobi + fini)	2	18	0,4
Σ			11,8

- Sestava medetažne konstrukcije **S2** in izračun stalne teže (preglednica 10):

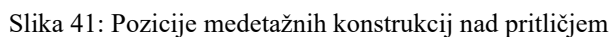
Preglednica 10: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S2

Material	Debelina (cm)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Stalna teža Gk (kN/m ²)
parket	2,2	8	0,2
slepi pod	2,5	4,2	0,1
gramozno nasutje	10	18	1,8
tlačna AB plošča	5	25	1,3
AB rebro	30	25	1,5
omet (grobi + fini)	2	18	0,4
Σ			5,2

- Sestava medetažne konstrukcije **S3** in izračun stalne teže (preglednica 11):

Preglednica 11: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S3

Material	Debelina (cm)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Stalna teža Gk (kN/m ²)
keramika	2,2	20	0,4
slepi pod	2,5	4,2	0,1
gramozno nasutje	10	18	1,8
tlačna AB plošča	5	25	1,3
AB rebro	30	25	1,5
omet (grobi + fini)	2	18	0,4
Σ			5,5



Stalni vplivi – 1. in 2. nadstropje:

Medetažne konstrukcije nad 1. in 2. nadstropjem sta enaki kot nad pritličjem S2 in S3. Pojavi se še medetažna konstrukcija z oznako S4, za katero je v nadaljevanju prikazana sestava in izračun lastne teže. Pozicije sestav medetažnih konstrukcij prikazujeta sliki 42 in 43.

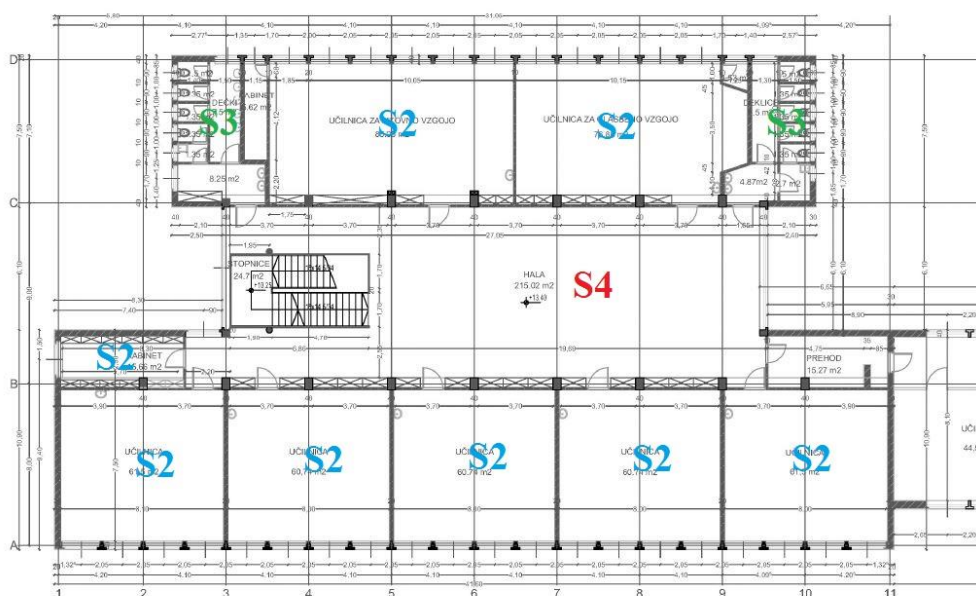
- Sestava medetažne konstrukcije **S4** in izračun lastne teže (preglednica 12):

Preglednica 12: Izračun stalne teže medetažne konstrukcije S4

Material	Debelina (cm)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Stalna teža G_k (kN/m ²)
teraco	2,5	25	0,6
podložni beton	2,5	24	0,6
perolit - suhi estrih	8	18	1,4
tlačna AB plošča	5	25	1,3
AB rebro	30	25	1,5
omet (grobi + fini)	2	18	0,4
		Σ	5,8



Slika 42: Pozicije medetažnih konstrukcij nad 1. nadstropjem



Slika 43: Pozicije medetažnih konstrukcij nad 2. nadstropjem

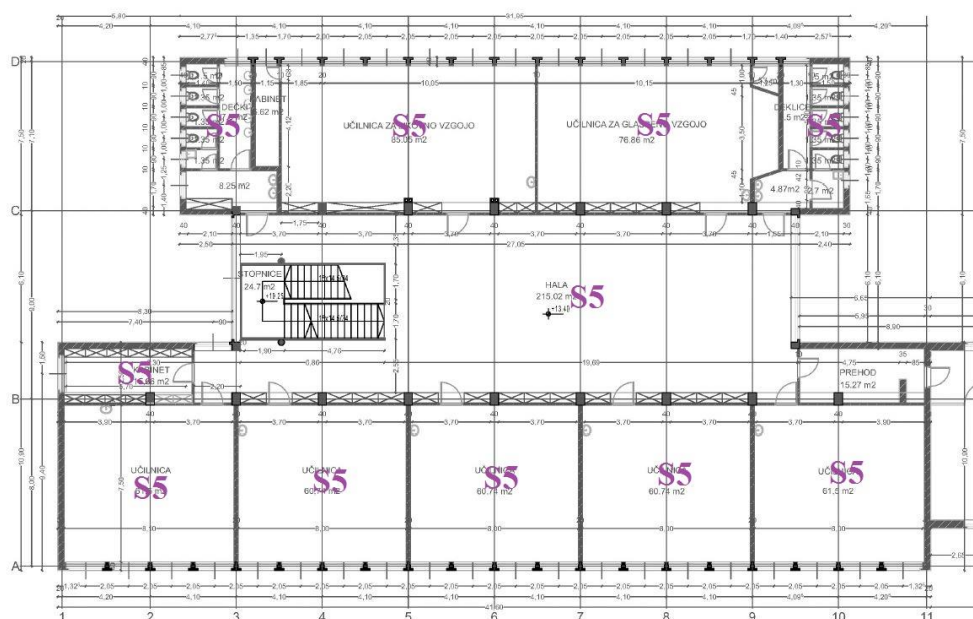
Stalni vplivi – 3. nadstropje:

Stalni vpliv medetažne konstrukcije na tretje nadstropje predstavlja strešna konstrukcija S5 (slika 44). V nadaljevanju je prikazana sestava in izračun stalne teže strešne konstrukcije obravnavanega objekta.

- Sestava strešne konstrukcije S5 in izračun lastne teže (preglednica 13):

Preglednica 13: Izračun stalne teže strešne konstrukcije S5

Material	Debelina (cm)	Prostorninska teža γ (kN/m ³)	Stalna teža G_k (kN/m ²)
preskis kritina	2	10	0,2
cem. premaz	2	12	0,2
beton v padcu	10	25	2,5
izolacija - žlindrina volna	4	0,5	0,02
tlačna AB plošča	5	25	1,3
AB rebro	30	25	1,5
omet (grobi + fini)	2	18	0,4
		Σ	6,1



Slika 44: Pozicije strešne konstrukcije nad 3. nadstropjem

6.5.4.2 Spremenljivi vplivi na konstrukcijo

Koristna obtežba medetažnih konstrukcij

Standard SIST EN 1991-1-1:2004 obravnava različne vplive na konstrukcije, med njimi tudi koristno obtežbo. Določa karakteristične vrednosti enakomerne porazdeljene ploskovne obtežbe q_k in koncentrirane obtežbe Q_k . Izhajajo iz namena uporabe v stavbah in vključujejo:

- običajno uporabo za ljudi,
- predvidevajo redke dogodke, kjer bi lahko prišlo do koncentracije ljudi ali drugih predmetov (npr. pohištva), premikanja oz. kopičenja stvari,
- pohištvene kose ter druge premične stvari (kot npr. lahke stene, skladišča, vsebine posod) in
- vozila. [22]

Standard SIST EN 1991-1-1:2004 določa za obravnavan tip objekta s kategorijo uporabnosti C1 (površine kjer se zbirajo ljudje) velikost porazdeljene obtežbe na medetažnih konstrukcijah (brez strehe) v razponu od 2,0 do 3,0 kN/m². V analizi upoštevamo vrednost **q_k = 3,0 kN/m²**. Posebej določa tudi koristno obtežbo na strešni etaži. Ta za obravnavan objekt skladno s standardom SIST EN 1991-1-

1:2004 spada v kategorijo H (nepohodna streha). Priporočena vrednost koristne obtežbe na strehi je $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$. [22]

6.5.5 Potresna obtežba

Za projektiranje in gradnjo potresnoodpornih objektov in drugih inženirskih objektov na potresnih območjih se uporablja standard SIST EN 1998-1:2006 katerega namen je zagotoviti, da konstrukcije pomembne za civilno zaščito, ostanejo uporabne, zaščitijo človeška življenja ter je njihova škoda v primeru potresa omejena. Standard vsebuje določila, ki jih mora projektant upoštevati pri projektiranju na potresnih območjih. [18]

Standard SIST EN 1998-1: 2006 določa, da morajo projektirani in zgrajeni objekti izpolnjevati dve bistveni zahtevi kot sta zahteva po neporušitvi ter zahteva po omejitvi poškodb. Zahteva po neporušitvi pomeni, da mora konstrukcija prenesti projektno potresno obtežbo, ki jo določa standard, ne da bi prišlo do porušitve dela ali celote konstrukcije. Ohranjevati se morata integriteta konstrukcije ter njena preostala nosilnost. Zahteva po omejitvi poškodb pa zahteva, da mora biti konstrukcija projektirana ter zgrajena tako, da potresni vpliv, ki ima večjo verjetnost dogodka kot projektni potresni vpliv, prenese, ne da bi prišlo do takih poškodb in z njimi povezanih omejitev uporabe, da bi bili stroški popravila nesorazmerno veliki v primerjavi s ceno konstrukcije. [18]

Da zagotovimo bistvenim zahtevam po neporušitvi in omejitvi poškodb, moramo preveriti mejno stanje nosilnosti, v nadaljevanju »MSN« in mejno stanje uporabnosti, v nadaljevanju »MSU«. MSN je stanje povezano s porušitvijo določenih nosilnih elementov konstrukcije zaradi katerih bi bila ogrožena človeška življenja. MSU pa je stanje, povezano s poškodbami konstrukcije na meji uporabnosti. Če so poškodbe večje od predpisanih na meji uporabnosti, pomeni, da pogoj mejne stanja uporabnosti ni izpolnjen. [18]

Potresna obtežba oz. »potresne sile« predstavljajo ekvivalent obtežbi, ki ga povroči gibanje tal pri potresu. Odvisna je od značilnosti tal, lokacije objekta ter kategorije pomembnosti objekta.

6.5.5.1 Značilnost tal – tip tal po EN 1998-1:2006

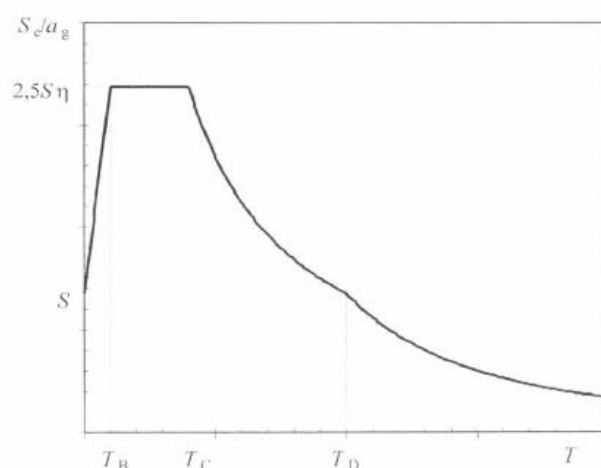
Z določitvijo tipa tal zajamemo vpliv lokalnih značilnosti tal na potresne vplive skladno s preglednico 14 kot jo navaja standard SIST EN 1998-1: 2006. V preglednici so glede na različen tip tal določene pripadajoče srednje vrednosti strižnega valovanja v zgornjih 30 metrih temeljnih tal ($v_{s,30}$), števila udarcev pri standardnem penetracijskem preizkusu (N_{SPT}) in nedrenirane strižne nosilnosti zemljine (c_u). Standard podaja pet tipov tal, ki imajo različne parametre elastičnega spektra odziva.

Preglednica 14: Tipi tal po standardu EN 1998-1: 2006 [18]

Tip tal	Opis stratigrafskega profila	Parametri		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (udarcev / 30 cm)	c_u
A	Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala.	>800	-	-
B	Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti z globino postopoma	360 - 800	>50	>250
C	Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, prod ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.	180 - 360	15-50	70-250
D	Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.	<180	<15	<70
E	Profil tal, kjer površinska aluvialna plast z debelino med okrog 5 in 20 metri in vrednostmi $v_{s,30}$ ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Sedimenti, ki vsebujejo najmanj 10 m debele plasti mehke gline/melja z visokim indeksom plastičnosti ($PI > 40$) in visoko vsebnostjo vode.	<100 (indikativno)	-	10-20
S_2	Tla, podvržena likvefakciji, občutljive gline ali drugi profili tal, ki niso vključeni v tipe A-E ali S_1 .			

Osnovna šola Riharda Jakopiča se nahaja na območju, kjer temeljna tla sestavljajo peski in prodi, kar pomeni, določitev temeljnih tal tipa B. Parametri elastičnega spektra odziva so za tip tal B naslednji:

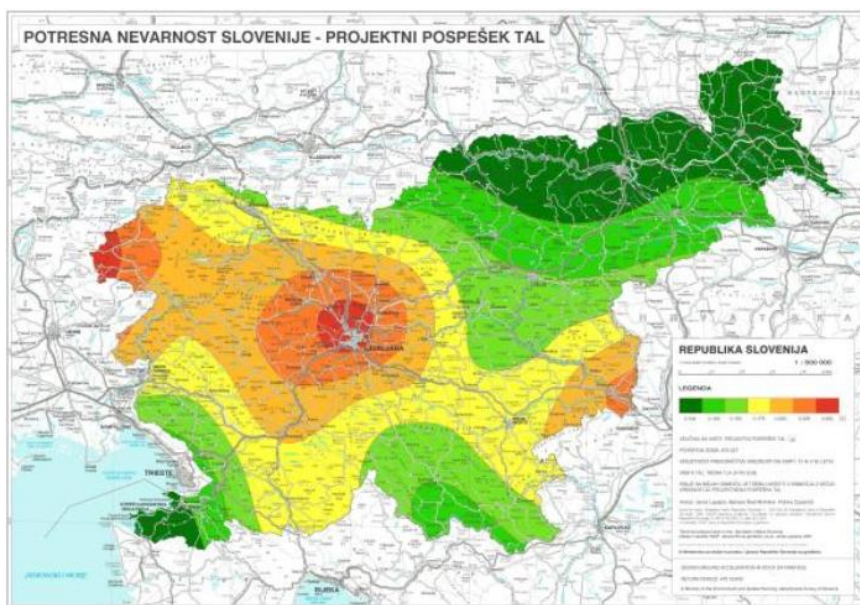
- $S = 1,2$
- $T_B = 0,15$ s
- $T_C = 0,5$ s
- $T_D = 2,0$ s



Slika 45: Oblika elastičnega spektra odziva po SIST EN 1998-1:2006

6.5.5.2 Lokacija obravnavanega objekta

Kot že omenjeno, je potresna obtežba odvisna tudi od lokacije objekta. Za določitev referenčne vrednosti maksimalnega pospeška tal $a_{g,R}$ se uporablja karta potresne nevarnosti Slovenije iz leta 2001, ki jo prikazujemo na sliki 46. Glede na to, da se obravnavani objekt nahaja v Ljubljani, iz karte potresne nevarnosti lahko vidimo, da je na tej lokaciji referenčna vrednost maksimalnega pospeška tal, ki ustreza potresu s povratno dobo 475 let, **$a_{g,R} = 0,25g$** .



Slika 46: Karta potresne nevarnosti Slovenije, vir ARSO [3]

6.5.5.3 Kategorija pomembnosti objekta

SIST EN 1998-1: 2006 določa štiri kategorije pomembnosti objekta s pripadajočimi faktorji pomembnosti. Kategorija objekta je odvisna od posledic porušitve objekta. Na podlagi določitve kategorije pomembnosti objekta se poveča projektni pospešek tal za faktor γ_1 za mejno stanje nosilnosti MSN. Glede na to, da je obravnavani objekt šola, spada v kategorijo pomembnosti III. Standard za III kategorijo pomembnosti navaja faktor pomembnosti **$\gamma_1 = 1,2$** .

Projektni pospešek tal za mejno stanje nosilnosti – MSN se določi skladno z naslednjo enačbo:

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR} \times S = 1,2 \times 0,25g \times 1,2 = 0,36g = 3,53 \frac{m}{s^2}, \quad (11)$$

kjer so:

- a_g projektni pospešek temeljnih tal,
- γ_1 faktor pomembnosti stavbe,
- a_{gR} referenčni projektni pospešek temeljnih tal tipa A in
- S faktor tal.

Projektni pospešek tal za mejno stanje uporabnosti – MSU določa standard SIST EN 1998-1: 2006 in sicer na način, ko je dosežena enaka verjetnost prekoračitve verjetnosti v T_L letih, kot jo ima referenčni potresni vpliv v T_{LR} letih:

$$a_{g(msu)} = \gamma_1 \times a_{gR} \times \gamma_{msu}, \quad (12)$$

kjer je:

$$\gamma_{MSU} = \left(\frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{\frac{1}{k}}, \quad (13)$$

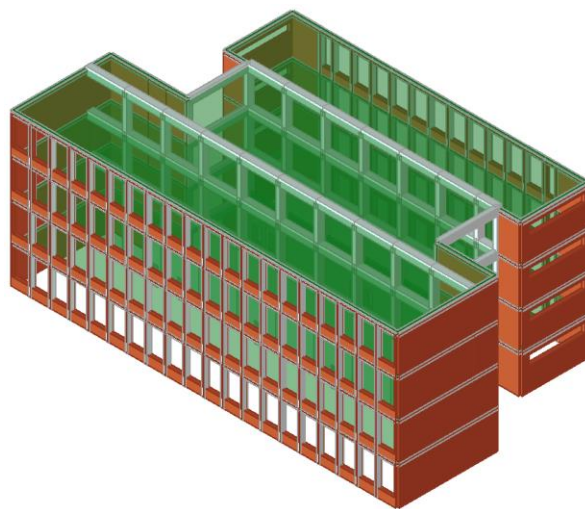
V zgornji enačbi pomeni:

- $T_{LR} = 50$ let obdobje s predvideno prekoračitvijo referenčnega potresa s povratno dobo 475 let,
- $T_L = 10$ let časovno obdobje s predvideno prekoračitvijo potresa s povratno dobo 95 let in
- $k = 3$ eksponent, ki je odvisen od seizmičnosti; na splošno je njegova vrednost okoli 3.

Po zgornjih enačbah dobimo vrednost **$\gamma_{MSU} = 0,585$** . Če vstavimo vrednost za $\gamma_{MSU} = 0,585$ v enačbo za izračun projektnega pospeška tal za mejno stanje uporabnosti, ta znaša **$a_{g(MSU)} = 0,176g = 1,72 \text{ m/s}^2$** .

6.6 Rezultati potresne analize obstoječega stanja

Za obravnavano konstrukcijo Osnovne šole Riharda Jakopiča v Ljubljani je bila s programom 3Muri izvedena potresna analiza. Skladno z evrokodom EC8 program opravi več analiz in sicer glede na smeri x, -x, y, -y, upošteva naključno ekscentričnost mase ter dve različni razporeditvi vodoravne obtežbe na konstrukcijo (modalna in enakomerna). V vsaki smeri upošteva 6 obtežnih kombinacij potresne obtežbe, torej skupaj 24 različnih analiz. Po končani analizi je mogoče prikazovati rezultate v preglednici s sočasnim pregledom potisnih krivulj za vsako obtežno kombinacijo ter tlorisnih pomikov etaž. V nadaljevanju prikazujemo 3D numerični model v programu 3Muri (slika 47).

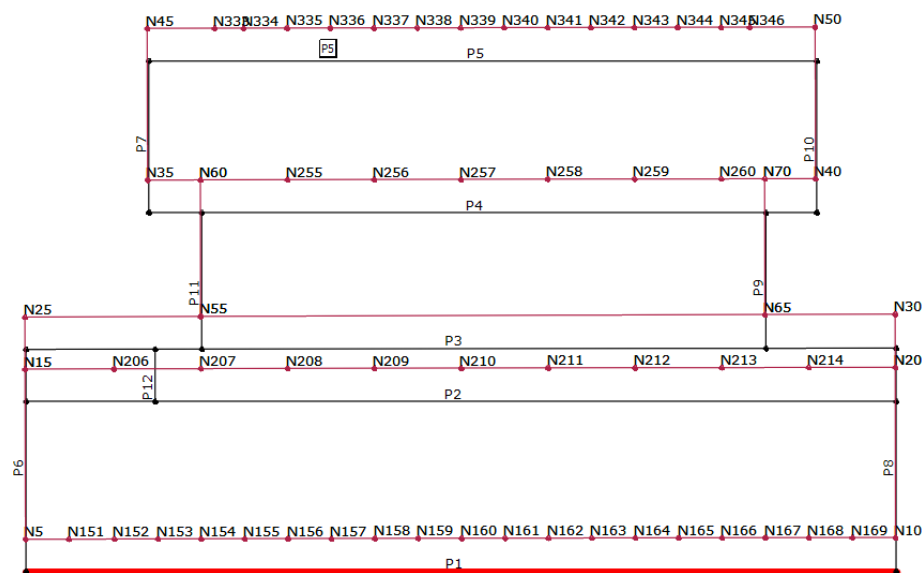


Slika 47: 3D numerični model za analizo obstoječega stanja v programu 3Muri

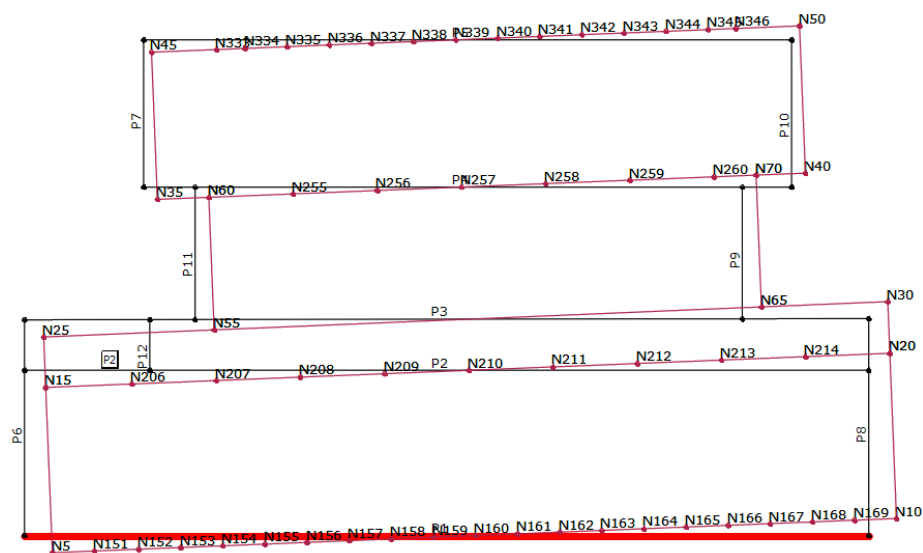
Preglednica 15 prikazuje prvih 40 nihajnih oblik za obstoječe stanje. Prva oz. glavna nihajna oblika (slika 48) je pretežno translacijska v Y globalni smeri in se aktivira več kot 70 % mase konstrukcije. 2

nihajna oblika (slika 49) pa je torzijska in se aktivira 45 % mase. Osnovna nihajna časa za 1. in 2. nihajno obliko sta 0,96 s in 0,76 s.

V potisni analizi potresne odpornosti obstoječega stanja smo skladno s predpisom standarda SIST EN 1998-1:2005 upoštevali toliko nihajnih oblik, da je skupna efektivna masa vsaj 90 % celotne mase konstrukcije.



Slika 48: Glavna nihajna oblika v Y globalni smeri



Slika 49: Glavna nihajna oblika v X globalni smeri

Preglednica 15: Nihajni oblike in nihajni časi ter delež efektivnih mas - obstoječe stanje

Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,96038	2.588	0,05	3.376.269	70,41	147	0
2	0,7581	2.159.272	45,03	2.652	0,06	101	0
3	0,60048	885.889	18,47	408	0,01	1	0
4	0,29713	590	0,01	778.645	16,24	373	0,01
5	0,23921	375.288	7,83	825	0,02	47	0
6	0,19927	39.388	0,82	7.807	0,16	21	0
7	0,16814	1.884	0,04	341.731	7,13	732	0,02
8	0,15107	54.227	1,13	542	0,01	188	0
9	0,12608	0	0	113.784	2,37	163	0
10	0,11804	961	0,02	95.784	2	39.175	0,82
11	0,11228	646	0,01	27.474	0,57	240.931	5,02
12	0,11148	290	0,01	616	0,01	253.981	5,3
13	0,11064	699	0,01	368	0,01	38.004	0,79
14	0,10341	1	0	63	0	205.283	4,28
15	0,10195	225	0	3	0	179.655	3,75
16	0,09496	59	0	1.873	0,04	702.875	14,66
17	0,09471	999	0,02	34.973	0,73	30.098	0,63
18	0,09312	98	0	1.539	0,03	4.796	0,1
19	0,09273	18	0	75	0	316.608	6,6
20	0,09207	58	0	276	0,01	366.782	7,65
21	0,09108	69	0	1.664	0,03	173.624	3,62
22	0,08807	17	0	413	0,01	3.825	0,08
23	0,0872	191	0	2	0	3.264	0,07
24	0,08557	0	0	0	0	142.394	2,97
25	0,08265	0	0	0	0	146.388	3,05
26	0,08121	14	0	0	0	53.393	1,11
27	0,08065	0	0	0	0	221.760	4,62
28	0,0801	0	0	0	0	40.269	0,84
29	0,07937	26	0	30	0	2.442	0,05
30	0,07529	0	0	0	0	196.377	4,1
31	0,07327	0	0	165	0	24.737	0,52
32	0,07251	102	0	3	0	2.267	0,05
33	0,07241	2.462	0,05	3	0	1.614	0,03
34	0,0716	3	0	38	0	2.383	0,05
35	0,07147	84	0	0	0	2.224	0,05
36	0,07023	2	0	0	0	139.949	2,92
37	0,0702	6	0	210	0	26.368	0,55
38	0,06889	63	0	105	0	9.201	0,19
39	0,06746	818	0,02	1.760	0,04	640	0,01
40	0,06664	755	0,02	7	0	2	0

Slika 50 prikazuje rezultate obstoječe nosilne konstrukcije na projektno potresno obtežbo. Hitro lahko ugotovimo, da objekt ne dosega zahtevane varnosti proti potresu skladno z uveljavljenimi standardi EC8. Vsja polja so obarvana rdeče kar pomeni, da konstrukcija ne zadosti mejnemu stanju SD (MSN) kakor tudi ne mejnemu stanju DL (MSU). Najbolj kritični kombinaciji program obarva z rumeno barvo. Za Y smer je to kombinacija številka 6, za X smer pa kombinacija številka 10.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	α SD	α DL
1	☒	+X	Uniform	0,00	7,80	1,64	1,62	0,210	0,455
2	☒	+X	Modal distribution	0,00	1,85	0,15	0,14	0,212	0,433
3	☒	-X	Uniform	0,00	7,80	2,12	1,65	0,272	0,465
4	☒	-X	Modal distribution	0,00	1,68	0,19	0,20	0,274	0,626
5	☒	+Y	Uniform	0,00	18,07	6,91	3,59	0,382	0,460
6	☒	+Y	Modal distribution	0,00	17,49	5,76	3,48	0,329	0,459
7	☒	-Y	Uniform	0,00	14,83	5,19	2,87	0,350	0,448
8	☒	-Y	Modal distribution	0,00	14,42	5,60	2,73	0,388	0,437
9	☒	+X	Uniform	120,38	7,72	1,82	1,33	0,236	0,377
10	☒	+X	Uniform	-120,38	7,87	1,53	1,47	0,194	0,410
11	☒	+X	Modal distribution	120,38	1,86	0,16	0,11	0,217	0,359
12	☒	+X	Modal distribution	-120,38	1,94	0,20	0,13	0,244	0,394
13	☒	-X	Uniform	120,38	7,72	1,67	1,67	0,216	0,476
14	☒	-X	Uniform	-120,38	7,87	3,17	1,50	0,402	0,420
15	☒	-X	Modal distribution	120,38	1,68	0,20	0,17	0,302	0,561
16	☒	-X	Modal distribution	-120,38	1,83	0,29	0,17	0,328	0,515
17	☒	+Y	Uniform	205,50	13,06	5,06	1,50	0,388	0,266
18	☒	+Y	Uniform	-205,50	18,62	6,63	4,18	0,356	0,519
19	☒	+Y	Modal distribution	205,50	12,99	5,12	1,47	0,395	0,262
20	☒	+Y	Modal distribution	-205,50	17,77	6,59	3,72	0,371	0,485
21	☒	-Y	Uniform	205,50	14,53	5,30	2,66	0,365	0,424
22	☒	-Y	Uniform	-205,50	15,09	5,60	2,92	0,371	0,448
23	☒	-Y	Modal distribution	205,50	14,31	5,49	2,56	0,383	0,414
24	☒	-Y	Modal distribution	-205,50	14,53	5,52	2,88	0,380	0,458

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Exit

Slika 50: Rezultati analize obstoječega stanja

6.7 Komentar rezultatov analize potresne odpornosti obstoječega stanja

Na podlagi rezultatov lahko opazimo v **X smeri** izredno slabo potresno odpornost obstoječe nosilne konstrukcije, ki za mejno stanje SD znaša le 19,4 %, za mejno stanje DL pa le 35,9 %. V **Y smeri** je odpornost nekoliko višja in sicer za mejno stanje SD 32,9 % medtem ko znaša za mejno stanje DL le 26,2 %.

Preglednica 16: Primerjava potresne nosilnosti obstoječega stanja v globalnih x in y smereh

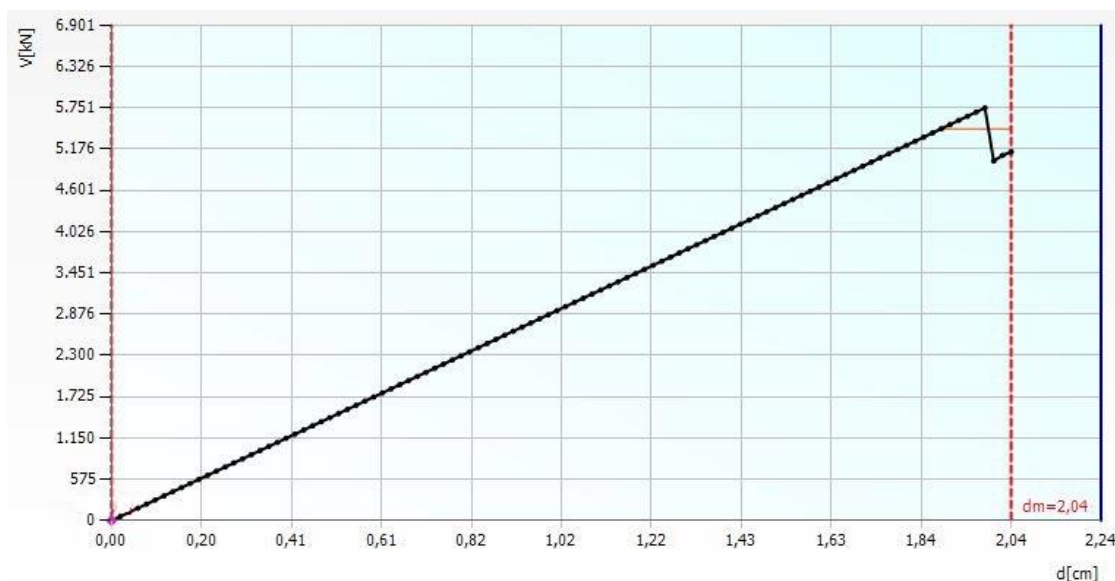
mejno stanje	SD	mejno stanje	DL
globalna x smer	19,4%	globalna x smer	35,9%
globalna y smer	32,9%	globalna y smer	26,2%
faktor SD(x)/SD(y)	1,70	faktor DL(x)/DL(y)	0,73

V preglednici 16 lahko opazimo, da je v globalni y smeri potresna odpornost višja za 70 % za stanje SD, medtem ko je manjša za 22 % za stanje DL glede na globalno smer x. Dobljen rezultat nas ne preseneča.

Razlog za tako stanje vidimo v projektirani zasnovi obravnavane nosilne konstrukcije. Delež nosilnih zidov po obodu konstrukcije je večji v smeri Y. Poleg tega pa je v X smeri v pritličju v oseh B in C nosilna armiranobetonska stena debeline 50 cm vzdolž celotne dolžine objekta. To ima za posledico izredno togo obnašanje konstrukcije v X smeri in krhke porušitve nosilnih elementov.

V nadaljevanju sta prikazani potisni krivulji za najbolj kritična primera analiz v X in Y smeri.

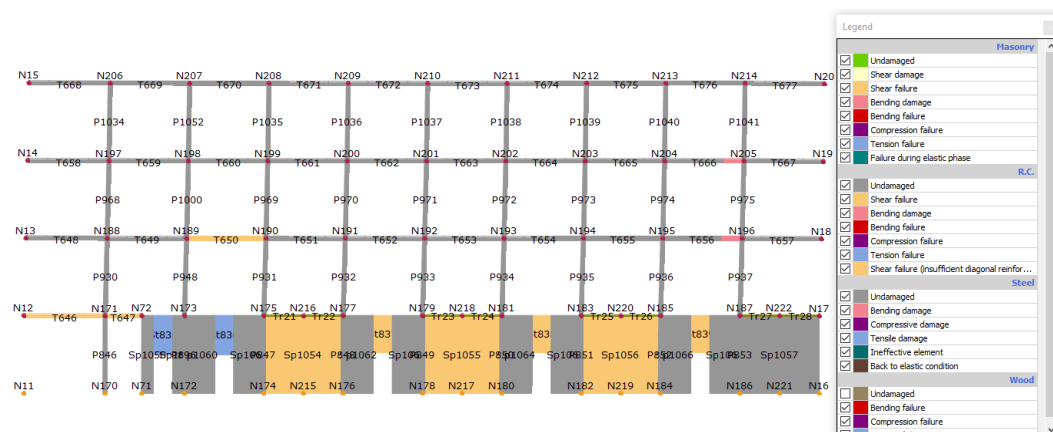
Potisna krivulja za globalno x smer:



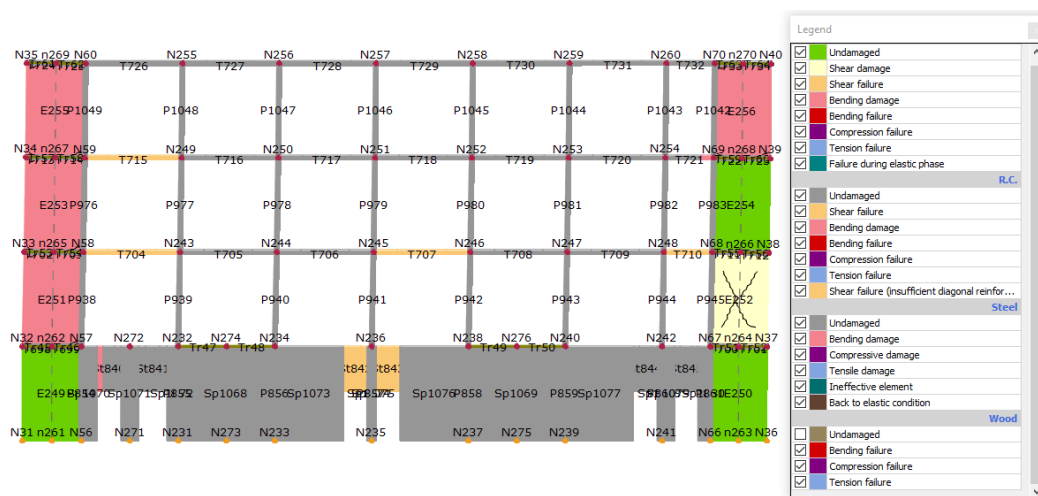
Slika 51: "Push-over" krivulja za kritičen primer v globalni x smeri

V globalni potitivni smeri X je merodajen obtežni primer 10, ki upošteva enakomerno razporeditev potresne obtežbe ter naključno ekscentričnost. Iz krivulje na sliki 51 je razvidno, da se pomik konstrukcije in horizontalna sila povečujeta premosorazmerno in da krivulja nima izrazitega platoja, ki izkazuje duktilnost in sipanje energije. To pomeni, da se konstrukcija ob potresu obnaša v x smeri izredno togo, kar posledično pomeni krhko porušitev nosilnih elementov konstrukcije. Maksimalna horizontalna sila, ki jo obstoječi objekt prenese v x smeri znaša 5751 kN. Maksimalni pomik konstrukcije na meji računske porušitve znaša 2,04 cm, pospešek tal v mejnem stanju SD, ki ga objekt prenese, pa $PGA_{SD} = 0,476 \text{ m/s}^2$ kar znaša 0,049g.

V programu 3Muri lahko prikazujemo poškodbe nosilne konstrukcije na podlagi izračunane »push-over« krivulje. V zadnjem koraku opazimo strižne porušitve armiranobetonskih sten v pritličju, ki potekajo v X globalni smeri in pomeni konec potisne krivulje (sliki 52 in 53). Poleg AB sten se strižno porušijo tudi nekateri AB nosilci, ki potekajo v isti smeri v višjih etažah. Vidne so tudi strižne in upogibne poškodbe zunanjih opečnih sten.

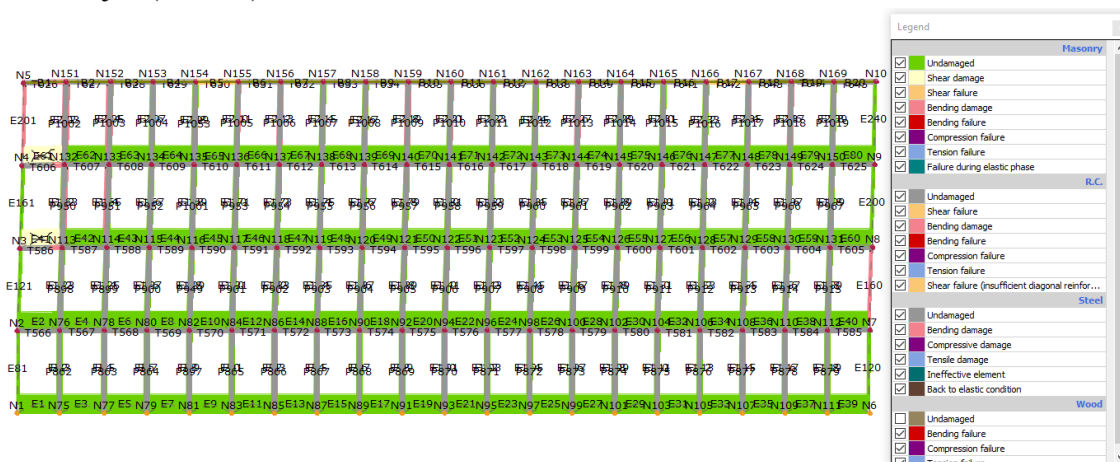


Slika 52: Porušitev elementov nosilne konstrukcije – os B



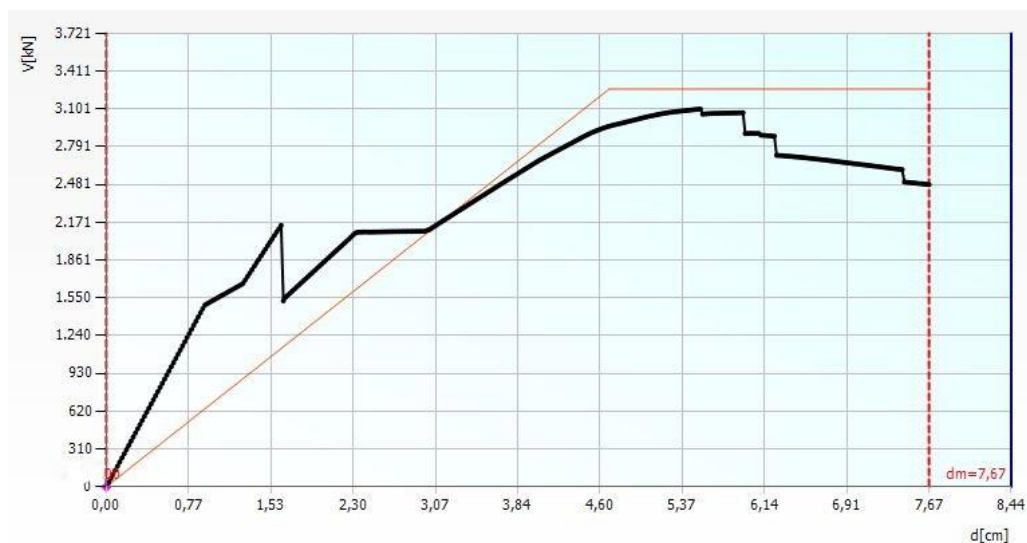
Slika 53: Porušitev elementov nosilne konstrukcije - os C

Zaradi velike togosti AB sten ki potekajo v oseh B in C in njihove krhke porušitve ostali nosilni elementi v osi A in C ne prevzamejo horizontalne obtežbe. Vsi elementi ostanejo nepoškodovani in se ob potresu ne »aktivirajo« (slika 54).



Slika 54: Porušitev elementov nosilne konstrukcije - os A

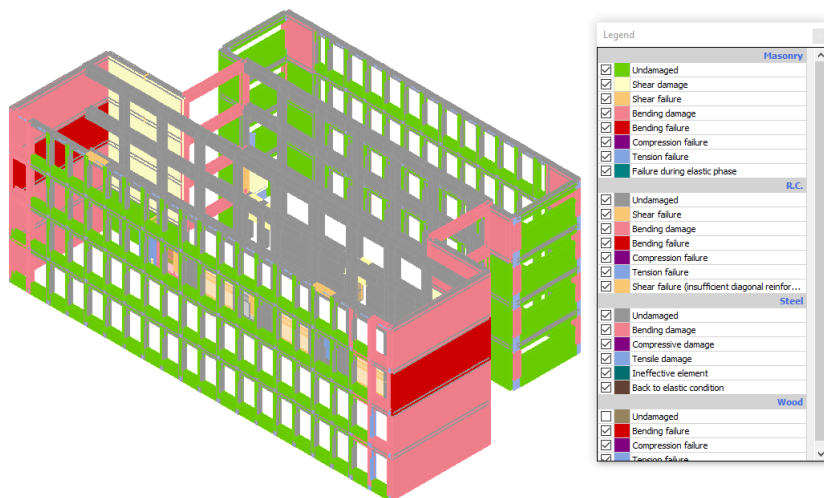
Potisna krivulja za globalno y smer:



Slika 55: "Push-over" krivulja za kritičen primer v globalni y smeri

V globalni pozitivni smeri Y je merodajen obtežni primer 6, ki upošteva modalno razporeditev potresne obtežbe vendar brez naključne ekscentričnosti. Če primerjamo s krivuljo v x smeri lahko opazimo, da je konstrukcija v tej smeri bolj duktilna, saj je na potisni krivulji viden plato (slika 55). Maksimalna horizontalna sila, ki jo obstoječi objekt prenese v x smeri znaša 3101 kN. Maksimalni pomik konstrukcije na meji računske porušitve znaša 7,67 cm, pospešek tal v mejnem stanju SD, ki ga objekt prenese pa $PGA_{SD} = 0,806 \text{ m/s}^2$ kar znaša 0,08g.

Iz slike 3D modela poškodovanosti lahko opazimo, da se ob potresu aktivirajo zunanje zidane stene, nosilci ki medsebojno povezujejo objekt v X smeri. Porušijo se pa tudi zidane stene v Y globalni smeri in AB stene v pritličju, kar je posledica torzijskega obnašanja konstrukcije. Poškodbe objekta prikazujemo na sliki 56.



Slika 56: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku "push-over" krivulje - globalna Y smer

Komentar rezultatov:

Potresna analiza obstoječega stanja obravnavanega objekta izkazuje, da konstrukcija ne dosega trenutno veljavnih kriterijev o gradnji na potresnih območjih. Že iz zasnove nosilne konstrukcije je mogoče predvidevati, da je konstrukcija v globalni Y smeri bolj duktilna kot v globalni X smeri. V Y smeri se ob potresu aktivira več zidanih sten, ki omogočajo boljše in enakomernejše sipanje energije po večjem delu nosilne konstrukcije. V X smeri pa je kapaciteta konstrukcije veliko bolj omejena, kar je tudi posledica manjšega deleža zidanih sten in predvsem velike togosti zaradi armiranobetonskih sten v primerjavi z Y osjo. Praktično vsa horizontalna obremenitev se v X smeri prenese na AB stene v pritličju, ki pa se krhko porušijo in program označi to kot globalno porušitev konstrukcije.

Ker smo na podlagi potresne analize dokazali ranljivost in ogroženost objekta ob mogočem predvidenem potresu, je potrebno obstoječo nosilno konstrukcijo z ustreznimi utrditvenimi ukrepi ojačati, da bo lahko kljubovala potencialnim potresnim obremenitvam in omogočala varno uporabo le tega. V nadaljevanju so prikazani in opisani možni utrditveni ukrepi ter predlog in analiza utrjene nosilne konstrukcije obravnavanega objekta Osnovne šole Riharda Jakopiča v Ljubljani.

7 UTRDITVENI UKREPI

7.1 Splošno

Praktično z uveljavitvijo vsakega novega predpisa se na področju protipotresne gradnje zahteve višajo. Zaradi velikega deleža objektov daljšega časovnega obstoja in pomembnosti le – teh v družbi, so utrditvene sanacije pomemben in potreben ukrep. Večina konstrukcij lahko z utrditvenimi ukrepi ojačamo do te mere, ki je zahtevana za novogradnje. Problem nastane ko obravnavamo objekte vpisane v Register kulturne dediščine. Pred vsakršnim posegom v objekte kulturne dediščine je potrebno pridobiti kulturnovarstvene pogoje in soglasje. Za objekte kulturne dediščine so stopnje varstva sicer različne. V nekaterih primerih so varovani detajli kot npr. od izvedbe ometov, likovni elementi, vrata, okna, avtentičnost materiala, strukture zidov itd.. Hitro lahko ugotovimo, da s tako strogimi zahtevami in varstvom elementov objekta s posegom v nosilno konstrukcijo ne bi uspeli spoštovati vseh zahtev kulturnega varsta.

7.2 Vrste utrditvenih ukrepov

Za zagotovitev ustrezne potresne odpornosti se projektanti odločajo za izvedbo različnih utrditvenih ukrepov. Uporaba utrditvenega ukrepa je odvisna od vrste materiala ter konstrukcijskega elementa nosilne konstrukcije. V nadaljevanju so opisani in predstavljeni najbolj pogosti ukrepi za nosilne elemente kot so zidovi - stene, temelji, medetažne konstrukcije ter AB vertikalne in horizontalne vezi.

7.2.1 Utrditveni ukrepi za zidovje

V podpoglavju 7.2.1 opisujemo najbolj značilne in uporabne utrditvene ukrepe zidanih in kamnitih sten.

7.2.1.1 Injektiranje s cementno maso

Injektiranje zidov je utrditveni ukrep, ki se predvsem uporablja pri objektih daljšega časovnega obstoja, kjer so stene grajene iz kamna ali kombinacije opeke in kamna. Za povsem opečne zidove ukrep injektiranja ni primeren. Za objekte iz kamnitih ali mešanih zidov so značilne velike debeline nosilnih zidov odvisno od števila etaž. Stene so debeline tudi do 100 cm, pri gradovih lahko tudi več metrov. Velika debelina zidov je pogojevala sistem gradnje sten in sicer v navpičnih slojih. Večinoma so take stene grajene v treh slojih. Zunanja sloja stene sta iz oblikovanih ali lomljenih kamnov in sta ponavadi debeli od 20 do 30 cm medtem ko notranji del predstavlja vgrajen drobir in kamenje. Notranji del kamnitega zidu iz drobirja in kamenja zaradi morebitnih votlih prostorov in slabše oblitosti z malto ne povezuje zunanjih lic zidu med seboj, kar povzroči pri potresni obtežbi porušenje oz. razslojitev zidu.

Z injektiranjem cementne mase v zidove dosežemo, da se votli prostori z injekcijsko maso zapolnijo (slika 57). Ko se masa strdi, ločene dele zidovja med seboj poveže v celoto. S tem se mehanske lastnosti kot sta tlačna in natezna trdnost zidovja povečata. Poveča se tudi duktilnost zidu in s tem izboljša obnašanje konstrukcije med potresom. Prednost ukrepa je enostaven postopek izvedbe ter razmeroma ugodna cena.

Postopek injektiranja se izvede v naslednjih korakih:

1. izvedba enostranskih vrtin na medsebojni razdalji cca. 50 cm (približno 4 vrtine na m² zidu),
2. vgradnja injekcijskih nastavkov v vrtine,
3. grobi cementni obrizg površin zidov,
4. močenje zidu skozi injekcijske nastavke (navlaženje gradiva v zidu in spiranje prahu),
5. postopno injektiranje cementne mase od spodnjih vrtin navzgor ter
6. odstranitev cevov oz. injekcijskih nastavkov in izvedba ometa zidu. [23]



Slika 57: Primer izvedbe injektiranja opečno-kamnitega zidu [23]

7.2.1.2 Prefugiranje

Prefugiranje je ukrep za opečne zidane stene, ki je relativno drag ter zaradi načina izvedbe zahteva daljši čas. Lotimo se ga izjemoma v kolikor ugotovimo poškodovanost fug ali izvedbo le-teh iz slabe malte. V prvem koraku do debeline maksimalno 1/6 celotnega zidu odstranimo slabo malto iz fug, rege očistimo ter jih navlažimo z vodo. Fuge nato zapolnimo z novo močnejšo cementno malto. Prefugiranja se vedno lotimo tako, da ukrep izvajamo enostransko, nikoli istočasno obojestransko saj bi s tem lahko ogrozili stabilnost le-tega. V kolikor so debeline fug velikostnega reda več kot 10 mm v rege lahko dodajamo armaturne palice. Z izvedenim ukrepom zagotovimo zidu višjo odpornost tako v vertikalni kot horizontalni smeri. Primer izvedbe ukrepa prefugiranja opečne zidane stene je prikazana na sliki 58.



Slika 58: Prefugiranje opečne stene [6]

7.2.1.3 Armiranobetonske obloge zidu

Armiranobetonske obloge se kot utrditveni ukrep uporablja predvsem pri opečnih stenah, kjer injektiranje cementne mase ni mogoče izvesti. Običajno je predvidena obojestranska izvedba armiranobetonskega ukrepa. Enostranska izvedba je le izjemoma dopustna. Pogosto je izveden ukrep na vseh oz. večini nosilnih zidov, ki jih določimo s predhodno potresno analizo. [24]

Z izvedo armiranobetonskih ometov obstoječemu zidu povečamo nosilnost, duktilnost in sposobnost sipanja energije. Izvedba poteka v več korakih. Na začetku je potrebno odstraniti obstoječi omet in zid očistiti do opeke, iz katere je grajen. Možna sta dva postopka nanosa malte na steno, ki sta si medseboj različna v hitrosti toka malte od mesta inercije sile, ki malto potisne do podlage. Pri prvem postopku velja, da omet izdelamo ročno in ga brizgamo na predhodni kontaktni obrizg z občutno počasnejšim tokom nanašanja malte. Drugi način pa je možen z brizganjem malte pod visokim pritiskom na zid z veliko hitrostjo, kjer predhodni kontaktni obrizg ni obvezen. Imenujemo ga torkret beton, postopek pa torkretiranje. [25]

Praviloma velja za armiranobetonske obloge, da so do debeline 10,0 cm v primeru enoslojnega ometa (torkretiranje). V primeru večjih debelin predstavlja dodatna plast armature in malte betonsko steno. Običajno se debeline armiranih ometov gibljejo med 5,0 in 10,0 cm. Primer izvedbe armiranobetonske obloge zidane stene prikazujemo na sliki 59.

Armiranobetonski ometi se v praksi izvajajo po naslednjem postopku:

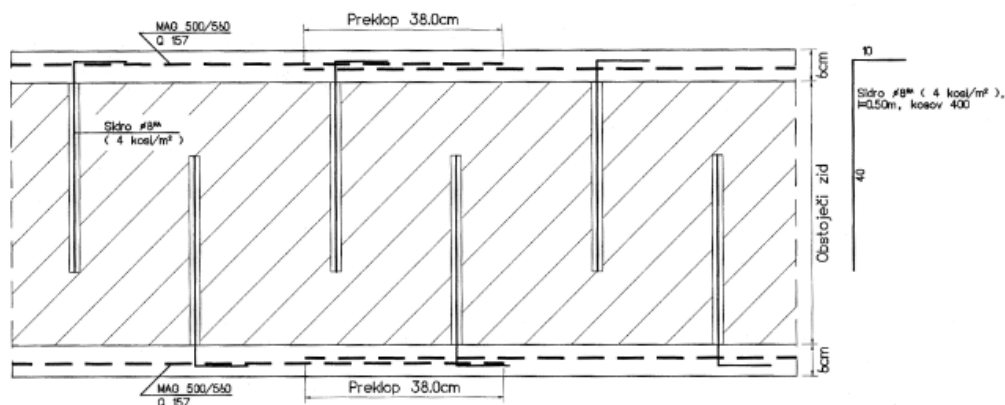
1. odstranitev obstoječih ometov in po potrebi rušenje slabih/poškodovanih fug,
2. sanacija obstoječih razpok z malto in po potrebi zapolnitev odstranjenih fug,
3. priprava podlage za nanašanje obrizga (čiščenje do opeke),
4. vgraditev sider $\phi 6$ mm s polimerno cementno malto za zagotavljanje povezave obeh slojev AB ometa,
5. nanos prvega sloja ometa (v debelini 1,0 – 1,5 cm),
6. polaganje armaturnih mrež preko prvega sloja ometa in povezava le-teh z vgrajnimi sidri in
7. nanos drugega sloja ometa. [24]



Slika 59: Primer izvedbe AB ometa opečne stene [25]

Za pravilno izvedbo armiranobetonskih ometov je eden izmed pomembnejših korakov vgraditev sider, ki medsebojno povezujejo armaturne mreže na obeh straneh stene. Za enostranske omete velja, da jeklene mreže z zidom povežemo s kemičnimi sidri do globine ne manj kot 7,0 cm. [25]

Slika 60 prikazuje detajl izvedbe obojestranskih ometov, kjer sidra niso povezana med seboj. Vseeno pa se priporoča, da se sidra izvedejo preko celotne stene in z varjenjem povežemo armaturne mreže na obeh straneh, kar ima za posledico bistveno boljše obnašanje stene ob potresnem delovanju.



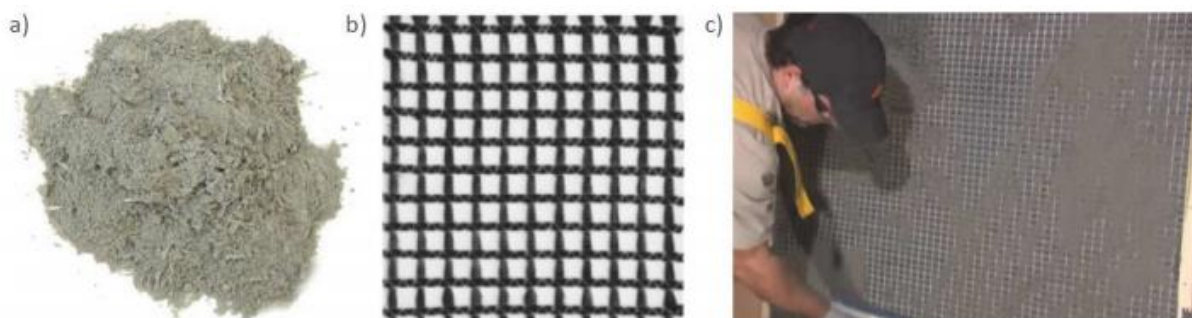
Slika 60: Detajl izvedbe obojestranskega armiranobetonskega ometa opečne stene [24]

7.2.1.4 Oblaganje zidu s kompozitnimi materiali

V gradbeni stroki tehnologije gradnje spreminjajo in izpopolnjujejo. Podobno velja tudi za materiale. Hkratno z razvojem tehnologij in materialov se razvijajo tudi nove metode utrditvenih ukrepov obstoječih objektov. Tako je dostopno vse več literature in znanstvenih člankov o preizkusih, ki predvideva za utrjevanje uporabo umetnih oz. kompozitnih materialov. To so laminati iz ogljikovih oz. steklenih vlaken (angl. »carbon« oziroma »glass fibre reinforced polymers«, skrajšano CFRP oziroma GFRP). Uporabljajo se v obliki trakov, ki se z lepilom lepijo na konstrukcijske elemente. Uporabljajo se za utrjevanje tako zidanih, opečnih kakor tudi kamnitih stavb.

Za kompozitne FRP trakove velja, da se ne obnašajo dobro pri izpostavljenimi visokimi temperaturami, sproščajo strupene pline, problematična je vgradnje pri nizkih temperaturah in na mokrih površinah ter imajo slabo paroprepustnost. Zaradi navedenih slabših lastnosti se je razvil nov kompozit FRCM, ki je drugo ime za cementne matrične sisteme, ojačane s tkaninami (angl. »fabric reinforced cementitious matrix systems«), ki so prikazane na sliki 61. To so tkanine (mreže) izdelane iz snopov vlaken v vsaj dveh smereh. Obstajajo vlakna različnih vrst, in sicer so lahko steklena (GTRM), ogljikova (CTRM) ali bazaltna (BTRM). Vlakna imajo nalogo prenašanja nateznih napetosti preko matrice na betonsko steno ali opečni zid.

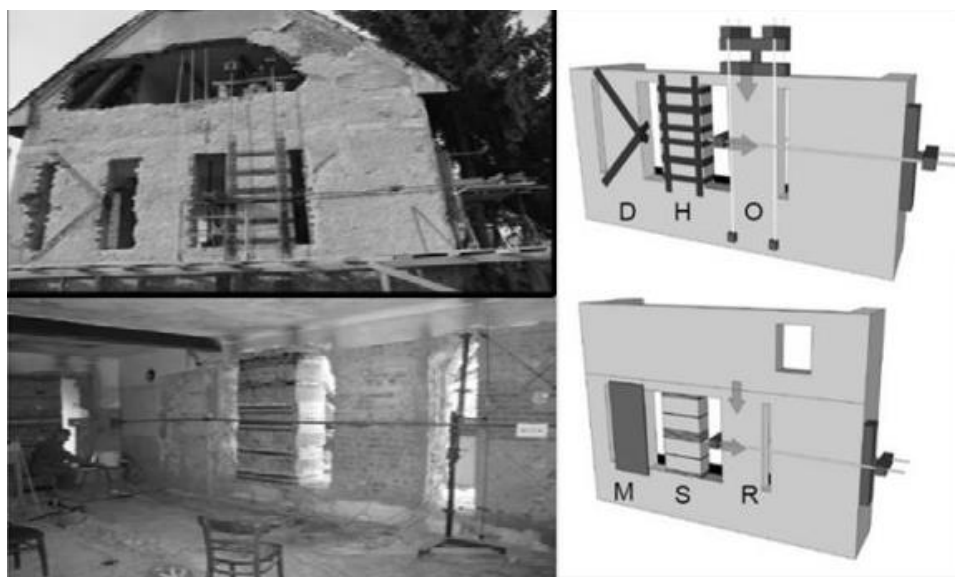
Če primerjamo uporabo tradicionalnih materialov in kompozitov z vlakni lahko ugotovimo, da je prednosti v uporabi kompozitov kar nekaj. Za kompozite velja višja specifična trdnost, višja odpornost na utrujanje, boljša odpornost na korozijo, hitra montaža na gradbišču, nižji stroški vzdrževanja, teža materiala ter enostavna montaža. Seveda pa so tudi pomankljivosti, ki so povezane z višjo ceno materialov, lastnosti posameznih materialov manj znane, dosedanje projektantsko znanje, pomanjkljivost standardov ter nenazadnje krhka porušitev materiala.



Slika 61: Prikaz cementne matrice, mreže ogljikovih vlaken ter postopek nanosa tkanine na opečni zid [27]

Poleg utrjevanja sten se kompoziti uporabljajo tudi za sanacijo drugih armiranobetonskih konstrukcij bodisi z obvijanjem tkanin ali folij stebrov in vozlišč ali dolepljanjem trakov na nosilce in plošče. Z njihovo uporabo lahko nadomestimo delež natezne ali strižne armature. Pomemben korak pri lepljenju trakov ali tkanine na element je priprava površine. Površina mora biti povsem čista, zgladiti vse neravnine ter odstraniti glazuro iz opeke. Dobro pripravljena površina zagotovi dobro sprijemnost med FRP trakovi in opeko, kar je bistvenega pomena pri doseganju namena utrditve.

Rezultati meritev vpliva horizontalne obtežbe ob sočasnem delovanju vertikalne obtežbe so za različne uporabe utrjevanja s kompozitnimi materiali izkazali konkretno izboljšanje obnašanja zidanega elementa. Preiskava se je izvajala na medokenskem zidnem elementu kjer so bile uporabljene različne razporeditve kompozitnih materialov (slika 62). Največji doprinos k horizontalni nosilnosti in duktilnosti je izkazala uporaba FRP trakov horizontalno in vertikalno (H). V povprečju se je nosilnost povečala za 150 %, maksimalni dosežen pomik pa za 380 %. GFRP oz. laminat iz steklenih vlaken (M razporeditev) je izkazal dvakratno povečanje nosilnosti ter nekoliko manjše izboljšanje duktilnosti. [26]

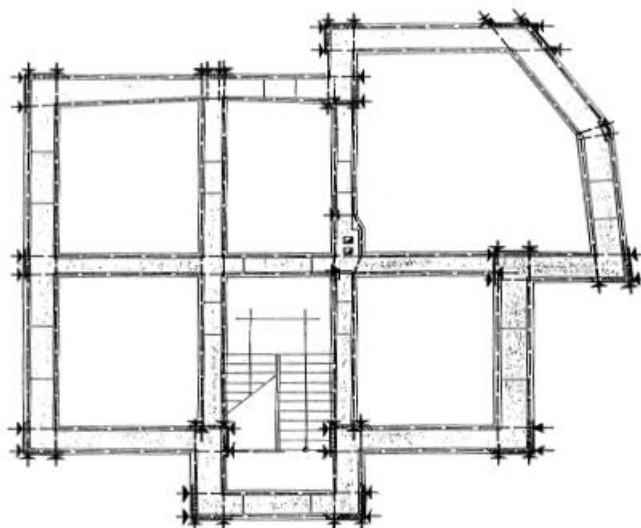


Slika 62: Preiskave obnašanja zidnih elementov - ojačanje s kompoziti [26]

7.2.1.5 Povezovanje zidov z jeklenimi vezmi

Ena izmed možnosti utrditve konstrukcije proti potresu je tudi vgradnja jeklenih zidnih vezi na višini blizu stropa (slika 63). Pri večini stavb daljšega časovnega obstoja na nivoju medetažnih konstrukcij zidovi medsebojno niso povezani. Pri potresu se tako dogaja, da stene med seboj različno nihajo in s tem vplivajo na zmanjšanje odpornosti proti potresu. Zato prihaja do razpok na stikih zidov kakor tudi do porušitve celotne nosilne stene zaradi nihanja izven ravnine stene.

V praksi se za povezovanje zidov do srednje velikih stanovanjskih hiš uporabljajo navadno jeklene vezi dim. ϕ 16 mm, ki so pritrjene z maticami na kovinske ploščice deb. 15,0 mm. V vsak nosilni zid se vgradi po dve jekleni vezi, ki imata na skrajnih straneh vrezana navoja. Po montaži palic in sidrnih elementov palic preko matice napnemo jeklene vezi. V posameznem zidu morata biti palici napeti enako. Na pravokotnem stičišču zunanjih nosilnih zidov in jeklenih vezi moramo biti pozorni na izveden zamik vezi. Ta mora biti praviloma čim manjši praviloma do 20 cm. Poznamo sicer tri značilne vertikalne zamike vezi in sicer zamik z višino 20 cm, zamik z višino 12 cm in zamik za debelino vezne palice. [28]



Slika 63: Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi [28]

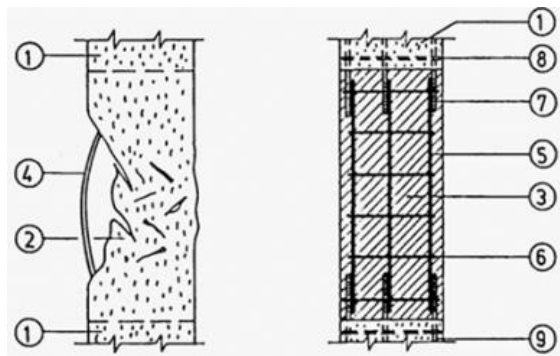
7.2.1.6 Prezidava in dozidava zidu

Ukrep prezidave ali dozidave se uporablja predvsem pri objektih, ki so grajeni iz kamnitih zidov. Zaradi lokalnih izbočitev zidu ali močnih poškodb na stičišču zidov (vogalih) se lahko določen zid ali poruši v celoti ali pa le deloma. Nato se zgradi nov zid. Omenjeni ukrep velja za ekonomsko neupravičen, saj je drag in se ga uporablja izjemoma.

7.2.2 Utrditveni ukrepi armiranobetonskih stebrov in nosilcev

V kolikor predvidevamo, da armiranobetonski element kot npr. steber ali nosilec ni pravilno oz. dovolj armiran, ga je potrebno najprej pregledati. Z vizualnim ogledom ugotovimo splošno stanje (iskanje razpok, korozija betona, razslojevanje krovnih plasti betona,...). Na podlagi laboratorijskih preiskav odvzetih vzorcev ali pa raziskav na licu mesta določimo fizikalne lastnosti. Potrebno je določiti položaj, količino in stanje vgrajene armature. [29] Armiranobetonske stebre lahko ojačamo na različne načine,

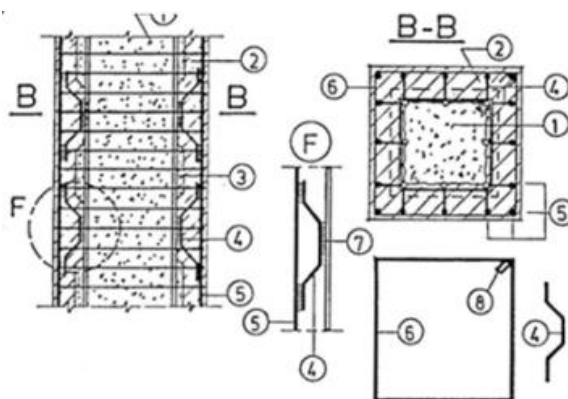
ki so odvisni od obstoječega stanja. V primeru, da je stebel poškodovan le na nekem delu ter je vidna izklonjena armatura, se lahko odločimo, da poškodovani del stebra v celoti odstranimo in ga nadomestimo z novim. Pomembno je, da ob izvajanju takega ukrepa začasno konstrukcijo na mestu sanacije ustrezno podpremo.



Slika 64: Detajl izvedbe sanacije AB stebra [9]

Na sliki 64 so prikazani: 1- obstoječi nepoškodovani beton, 2- obstoječi poškodovani beton, 3- novi beton, 4- izklonjena armatura, 5- nova vzdolžna armatura, 6- nova stremenska armatura, 7- mesto zvara (povezava nova in obstoječa armatura), 8- obstoječa stremenska armatura in 9- obstoječa vzdolžna armatura.

V primeru, če želimo obstoječi stebel zaradi potrebe po dodatni horizontalni nosilnosti povečati prečni prerez stebra lahko stebel obbetoniramo. Pomembno je, da namestimo dodatno potrebno vzdolžno in stremensko armaturo, ki mora biti preko varjenih sider povezana na staro armaturo. Detajl izvedbe obbetoniranja stebra prikazujemo v nadaljevanju.



Slika 65: Detajl izvedbe obbetoniranja AB stebra [9]

Na sliki 65 so prikazani: 1- obstoječi stebel, 2- obloga, 3- mozni, 4- sidra, ki povezujejo staro in novo armaturo, 5- dodatna vzdolžna armatura, 6- nova stremenska armatura, 7- mesto zvara nove armature na sidra in 8- kljuko.

Poleg omenjenih metod utrditev se v praksi uporabljajo še metode z dodatnim pritrdjevanjem jeklenih trakov na AB stebre, nosilce ali prekladne konstrukcije (slika 66). Jeklene elemente lepimo in dodatno

privijačimo na element, ki ga utrjujemo. Namreč samo lepljenje kot za kompozit FRCM ponavadi ni dovolj zaradi možnosti odlepljanja.

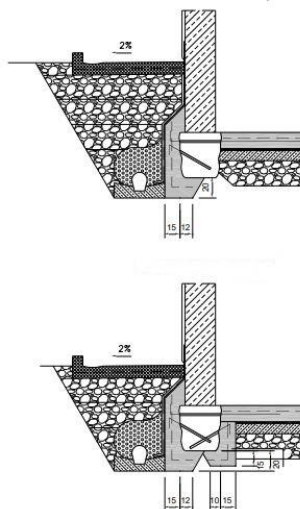


Slika 66: Montaža kompozitnih tkanin na AB steber in primer strižnih ojačitev stebra in nosilca – nadomestitev jeklene strižne armature [29]

7.2.3 Utrditveni ukrepi temeljev

Temelji so zelo pomemben konstrukcijski element preko katerih se obtežba objekta prenaša na temeljna tla ter zagotavlja stabilnost konstrukcije. Kot sanacijski ukrepi za ojačanje obstoječih temeljev se izvaja podbetoniranje in obbetoniranje temeljnih konstrukcij (slika 67). Poškodbe na zidovih so lahko tudi posledice lokalnih posedkov ali premika tal ob potresu. Utrditve obstoječih temeljnih konstrukcij se izvaja:

- injektiranje hidrofobne cementno – silikatne mase v temelje, s katero izboljšamo mehanske karakteristike ter preprečimo preprečuje vlagi kapilarni dvig,
- podbetoniranje in obbetoniranje temeljev z AB nosilci,
- obbetoniranje in medsebojno povezovanje posameznih temeljev z armiranobetonskimi vezmi in
- z izvedbo pilotov (jet-grouting). [24]



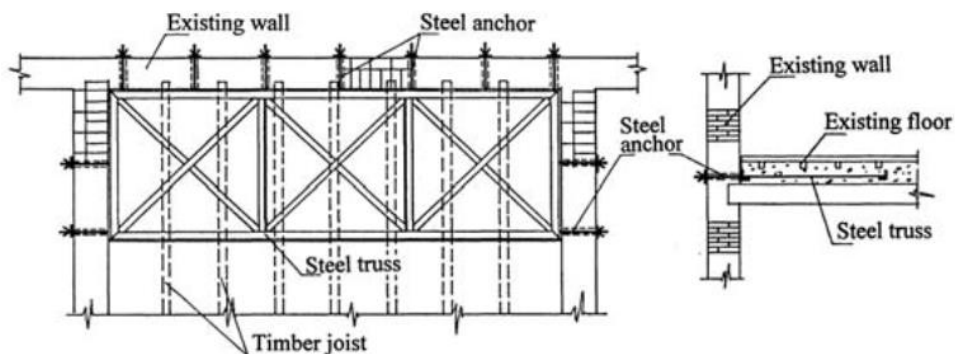
Slika 67: Kombinacija podbetoniranja in obbetoniranja temelja - enostransko in obojestransko[30]

7.2.4 Utrditveni ukrepi – medetažne konstrukcije

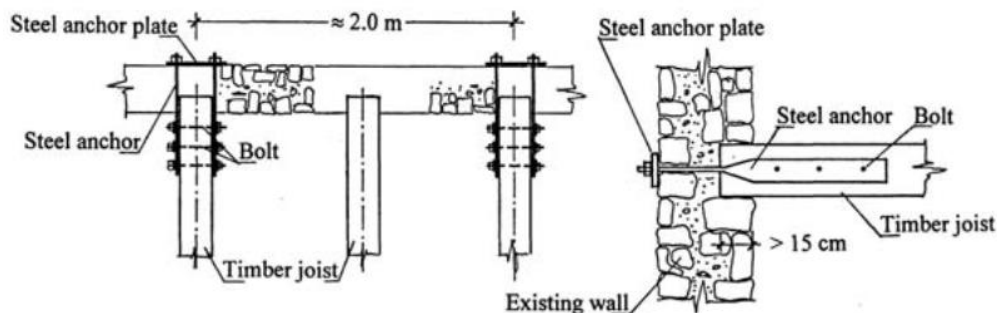
Medetažne konstrukcije v primeru potresa igrajo pomembno vlogo, saj ob veliki svoji togosti skrbijo za porazdelitev obtežbe na zidove glede na velikosti njihove togosti. V primeru bolj podajnih (lesenih) stropov je smiselno izvesti poleg povezovanja z jeklenimi vezmi vertikalnih zidov med seboj, še nove AB medetažne toge konstrukcije in jih ustrezno povezati z zidovi. Na ta način dosežemo boljše obnašanje objekta kot celota v primeru potresa. Togosti lesenih stropov v svoji ravnini sicer lahko tudi izboljšamo z dodatnimi plastmi lesenih desk, ponavadi v dveh slojih. Plasti desk sta medsebojno pravokotno usmerjeni.

7.2.4.1 Utrditev in sidranje lesenih stropov

Kot že omenjeno velja, da se v svoji ravnini leseni stropovi obnašajo podajno. Vodoravno obtežbo torej na vertikalne nosilne elemente prenašajo zelo neenakomerno. Tako lahko bolj obremenjeni elementi konstrukcije popustijo in povzročijo porušitev dela nosilne konstrukcije. V izogib porušitvi lahko lesene stropove v svoji ravnini utrdimo z montažo jeklenih paličij. Jeklena paličja preko jeklenih sider povežemo z zunanjimi obstoječimi stenami oz. zidovi (sliki 68 in 69).



Slika 68: Ojačitev lesenega stropa z jeklenim paličjem[31]

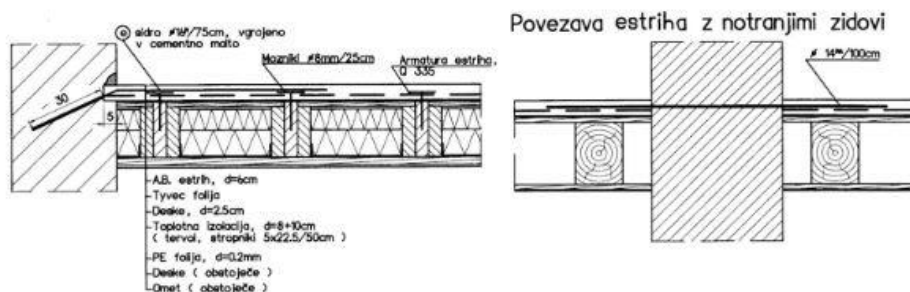


Slika 69: Detajl sidranja lesenih nosilnih tramov v kamnite obodne zidove [31]

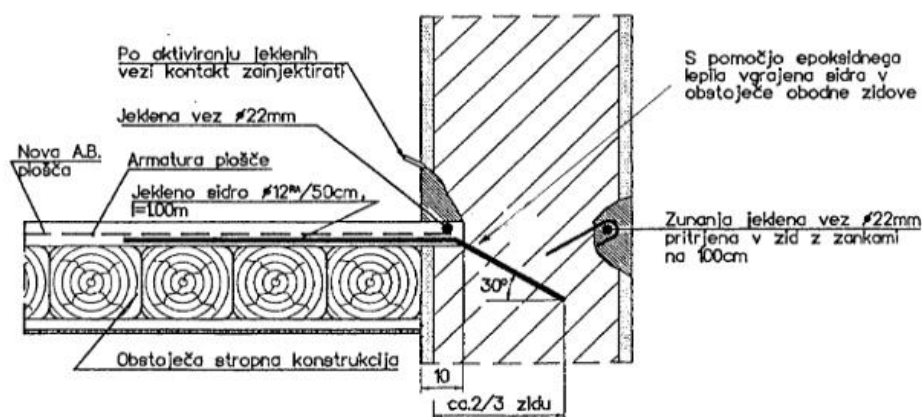
7.2.4.2 Zamenjava lesenih stropov in vgradnja AB estriha

Za izboljšanje togosti medetažnih konstrukcij jih v primeru lesenih stropov lahko tudi zamenjamo. Lahko se predvidi nova armiranobetonska ali prefabricirana medetažna plošča. Kadar to ni izvedljivo (visoka cena, preobsežen poseg v konstrukcijo), se lahko odločimo tudi za vgradnjo armiranobetonskega estriha, ki se ga preko moznikov poveže z lesenimi tramovi. S tem zagotovimo sovprežno delovanje celotne medetažne konstrukcije. Detajl izvedbe AB estriha prikazujemo na sliki 70.

Vgradnja novega AB estriha je predvsem primerna za medetažne oz. stropne konstrukcije pod ostrešjem. Za zagotavljanje medsebojne povezave polj medetažnih konstrukcij se vgradijo jeklene vezi na medsebojni razdalji cca. 1,0 – 1,5 m, ki potekajo skozi nosilne zidove. Podobno se zagotovi z jekleno vezjo tudi povezava AB estriha z obodnimi nosilnimi stenami, kot prikazuje slika 71. [24]



Slika 70: Primer detajla izdelave AB estriha na lesenih stropovih [24]



Slika 71: Primer detajla izvedbe povezave AB estriha z obodnim nosilnim zidom [24]

8 Predlog utrditvenih ukrepov in analiza utrjenega stanja obravnavanega objekta

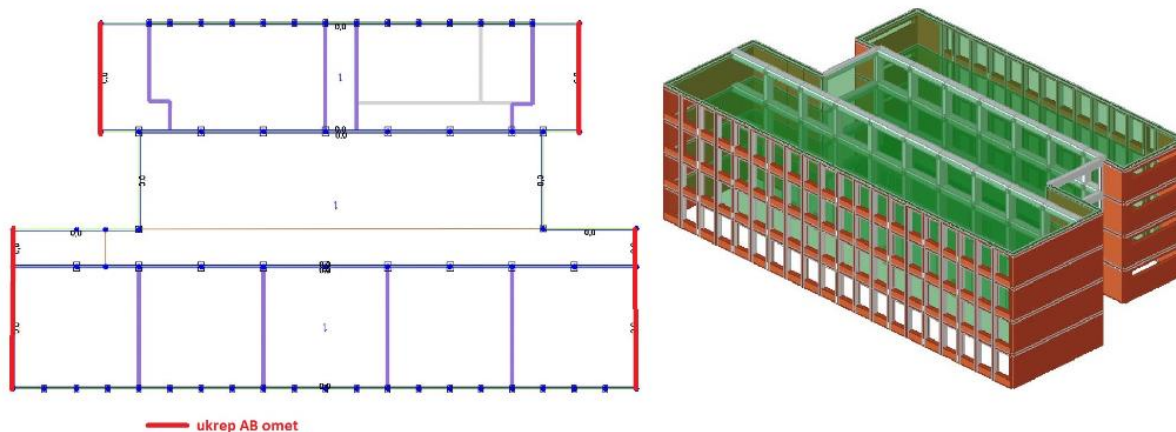
8.1 Določitev izhodiščnih modelov in ukrepov za nadaljnjo analizo

V prvi fazi postopka načrtovanja rekonstrukcije in izbire utrditvenih ukrepov smo glede na nosilno konstrukcijo obravnavanega objekta, ki je sestavljena iz opečnih zidanih sten, AB sten ter AB okvirjev določili možne ukrepe s katerimi bi izboljšali potresno varnost. Tako smo izvedli več različnih iteracij z uporabo utrditev:

- z izvedbo armiranobetonskih ometov za opečne zidane stene,
- povečanjem deleža zidanih sten,
- montažo dodatnih jeklenih okvirjev v območju oken ter
- povečanjem dimenzij obstoječih AB elementov in deleža armature.

8.1.1 Analiza Y smeri obravnavanega objekta

Glede na obstoječo tlorisno zasnovo objekta (deleža sten) je bil ukrep z izvedbo armiranobetonskih ometov opečnih zidanih sten najbolj logičen s katerim tudi ne posegamo v funkcionalnost objekta. Utrditev z armiranimi ometi smo v prvi fazi upoštevali le na zunanjih fasadnih opečnih stenah debeline 38,0 cm, kot prikazuje slika 72.



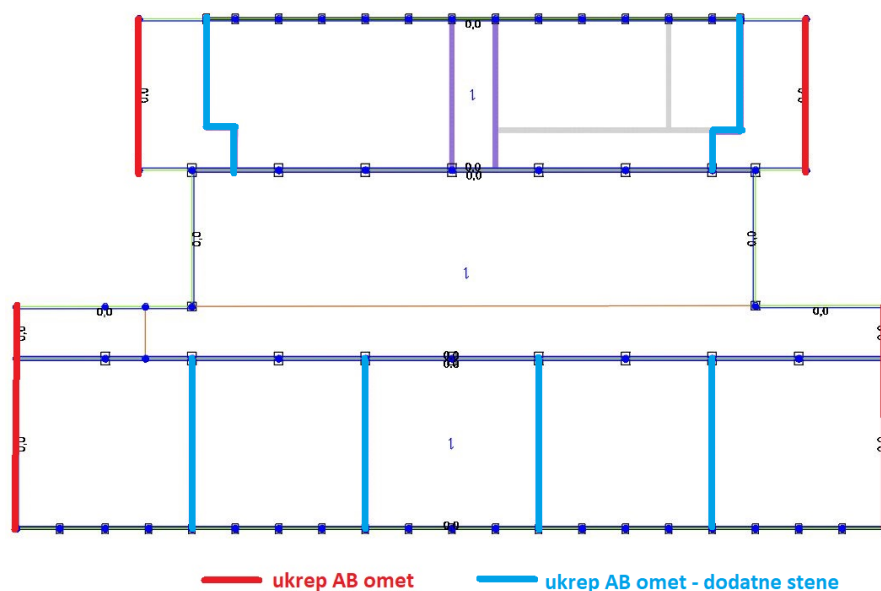
Slika 72: Tloris tipičnega nadstropja - ukrep armiran omet (levo) ter 3D model objekta

Preglednica 17 prikazuje rezultate iteracij modelov z različno upoštevanimi AB ometi izvedeni na zunanjih zidanih sten po etažah. V vsaki iteraciji smo glede na predhodne rezultate tudi povečevali tip armaturnih mrež.

Preglednica 17: Iteracije v Y smeri - AB ometi zunanjih fasadnih sten

ime modela	AB omet - izbrana mreža	izveden ukrep na zunanjih zidanih stenah				REZULTATI		izboljšanje aSD (%)
		P	1N	2N	3N	aSD _{obst.}	aSD _{utrj.}	
MODEL Y1	Q335	DA	DA	DA	NE	0,33	0,52	58 %
MODEL Y2	Q424	DA	DA	DA	NE	0,33	0,57	73 %
MODEL Y3	Q424	DA	DA	DA	DA	0,33	0,52	58 %

Opazimo lahko, da se je faktor nosilnosti za mejno stanje SD (aSD) z večanjem armaturnih mrež v AB ometih povečeval. Še vedno pa se nismo uspeli približati faktorju $aSD=1,0$, ki je zahtevan, zato smo v ukrepih morali predvideti poleg povečanja tipa mreže Q predvideti tudi utrjevanje predelnih zidanih sten debeline 20,0 cm znotraj objekta ter jih upoštevati v analizi kot nosilne elemente (slika 73).



Slika 73: Tloris tipičnega nadstropja - ukrep armiran omet z dodatnimi utrjenimi stenami

Po več izvedenih iteracijah numeričnega modela z upoštevanjem AB ometov dodatnih notranjih sten debelin 20,0 cm v nadaljevanju predstavimo MODEL Y4, s katerim smo dosegli dobre rezultate. To je predstavljalo potrditev, da bomo objekt za zahtevano potresno odpornost in ugodno obnašanje v Y smeri dosegli z uporabo ukrepa izvedbe armiranobetonskih ometov.

MODEL Y4:

V modelu smo predvideli uporabo 5 cm debelih dvostranskih armiranih ometov z mrežami tipa Q524 in Q785. Upoštevali smo jih v P, 1. in 2. nadstropju skladno s sliko 73, kjer rdeča barva označuje AB omete z mrežo Q785, modra barva pa AB omete z mrežo Q524.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	α SD	α DL
5	☒	+Y	Uniform	0,00	7,75	10,48	4,97	1,345	1,584
6	☒	+Y	Modal distribution	0,00	4,28	5,82	3,00	1,266	1,733
7	☒	-Y	Uniform	0,00	8,69	9,66	7,49	1,112	2,128
8	☒	-Y	Modal distribution	0,00	4,38	5,00	2,99	1,106	1,692
17	☒	+Y	Uniform	205,50	8,04	9,46	4,80	1,177	1,474
18	☒	+Y	Uniform	-205,50	7,80	9,75	5,39	1,246	1,704
19	☒	+Y	Modal distribution	205,50	4,34	5,61	3,21	1,232	1,823
20	☒	+Y	Modal distribution	-205,50	4,18	5,55	2,66	1,238	1,607
21	☒	-Y	Uniform	205,50	8,68	9,52	7,11	1,097	2,023
22	☒	-Y	Uniform	-205,50	8,74	10,49	7,83	1,200	2,212
23	☒	-Y	Modal distribution	205,50	4,38	4,33	4,01	0,988	2,258
24	☒	-Y	Modal distribution	-205,50	4,39	4,35	2,73	0,993	1,581

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

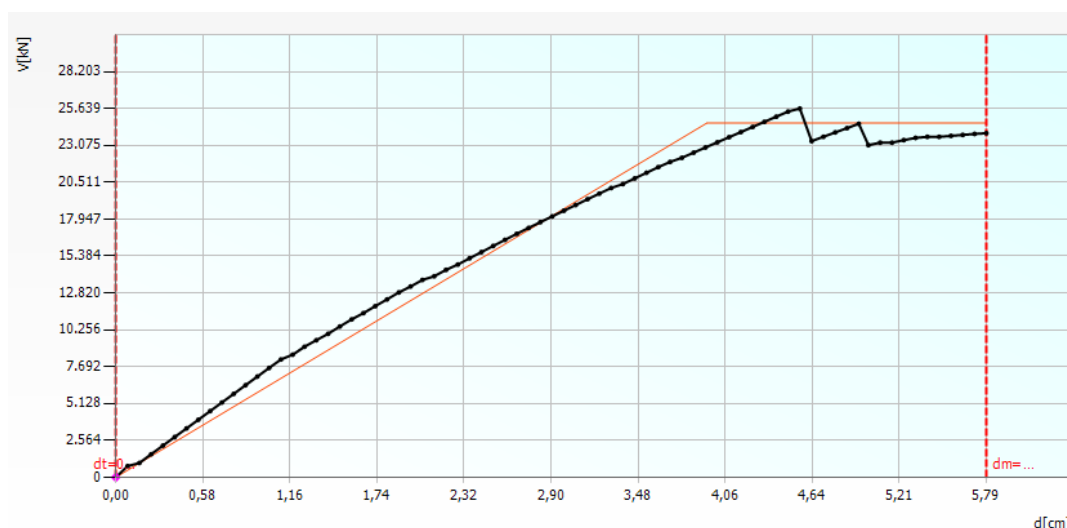
Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Exit

Slika 74: Rezultati za primer modela Y4

Na podlagi rezultatov potisne analize iz preglednice na sliki 74 lahko opazimo da smo mejnemu stanju uporabnosti (DL) zadostili medtem ko smo v mejnem stanju nosilnosti (SD) zelo blizu zahtevane vrednosti 1,00. Za kritični obtežni primer številka 23 v nadaljevanju na sliki 75 prikazujemo potisno krivuljo.



Slika 75: Potisna krivulja za obtežni primer 23 za MODEL Y4

8.1.2 Analiza X smeri obravnavanega objekta

V naslednji fazi smo se lotili analize utrditvenih ukrepov v X smeri. Glede na to, da so elementi nosilne konstrukcije v X smeri večinoma AB okvirji v vseh etažah ter AB stena v pritličju smo preverjali kombinacije utrditev z uporabo:

- jeklenih okenskih okvirjev (sliki 76 in 77),

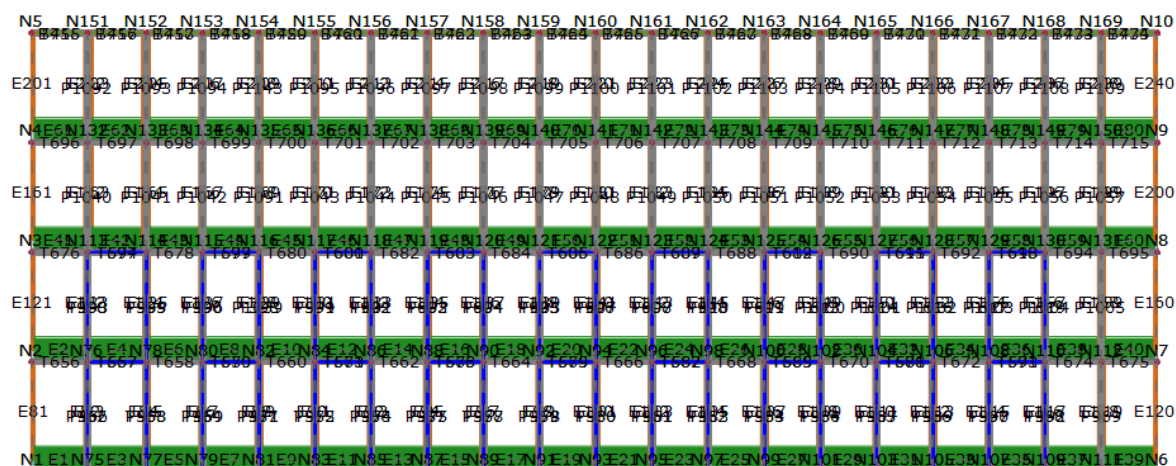
- dodatnim deležem zunanjih zidanih sten,
- ojačitvijo obstoječih AB nosilnih elementov ter povečanjem deleža stremenske in vzdolžne armature ter
- kombinacijo naštetih ukrepov.

Z analiziranjem X smeri smo imeli težave, ki nam jo je povzročala izredno toga armiranobetonska stena debeline 50,0 cm, ki poteka v pritličju v oseh B in C. Izvedli smo več iteracij kot za Y smer, nekaj jih prikazujemo v spodnji preglednici 18 z opisanimi upoštevanimi ukrepi in rezultati analize.

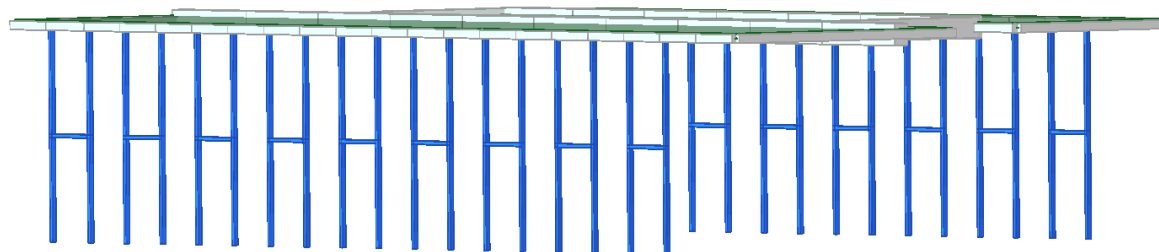
Preglednica 18: Iteracije v X smeri

ime modela	opis predvidenih ukrepov	aSD _{obst.}	aSD _{utrj.}	izboljšanje aSD (%)
MODEL X1	- upoštevani jekleni okenski okvirji sestavljeni iz dvojnih profilov UPN160 v P in 1N (vsako drugo polje)	0,19	0,17	- ni izboljšanja
MODEL X2	- upoštevani jekleni okenski okvirji sestavljeni iz dvojnih profilov UPN200 v P in 1N (vsako drugo polje)	0,19	0,17	- ni izboljšanja
MODEL X3	- upoštevani jekleni okenski okvirji sestavljeni iz dvojnih profilov UPN200 v P, 1N in 2N (vsako drugo polje)	0,19	0,18	- ni izboljšanja
MODEL X4	- poleg jeklenih okvirjev upoštevane še jeklene diagonale (cevi) kot nadomestna diagonala šipe	0,19	0,18	- ni izboljšanja
MODEL X5	- v oseh A in D na skrajnih koncih upoštevane dodatne polne zidane stene	0,19	0,17	- ni izboljšanja
MODEL X6	- kombinacija zidanih sten in JK okvirjev	0,19	0,18	- ni izboljšanja
MODEL X7	- povečanje AB obstoječih stebrov v osi B in C (nove dimenzije 70/70 cm), povečanje vzdolžne in stremenske armature	0,19	0,21	- minimalno izboljšanje
MODEL X8	- upoštevane ukrepe modela X7 in dodatno povečanje dimenzij zunanjih AB stebrov (nove dimenzije 40/55 cm), povečanje vzdolžne in stremenske armature	0,19	0,23	- minimalno izboljšanje
MODEL X9	- upoštevani ukrepi modela X8 z dodatnimi rušitvami AB sten debeline 50 cm v P in nadomestitev le teh z zidanimi stenami debeline 20,0 cm	0,19	0,70	- znatna izboljšava

Preglednica 18 potrjuje to, da z uporabo jeklenih okvirjev in dodatnimi zidanimi stenami nismo uspeli izboljšati potresno varnost konstrukcije. Program je izkazoval še celo malenkost slabše rezultate od obstoječega stanja. Posledico tega vidimo predvsem v povečanju mase konstrukcije in pa kot že rečeno izredne togosti AB stene v pritličju.

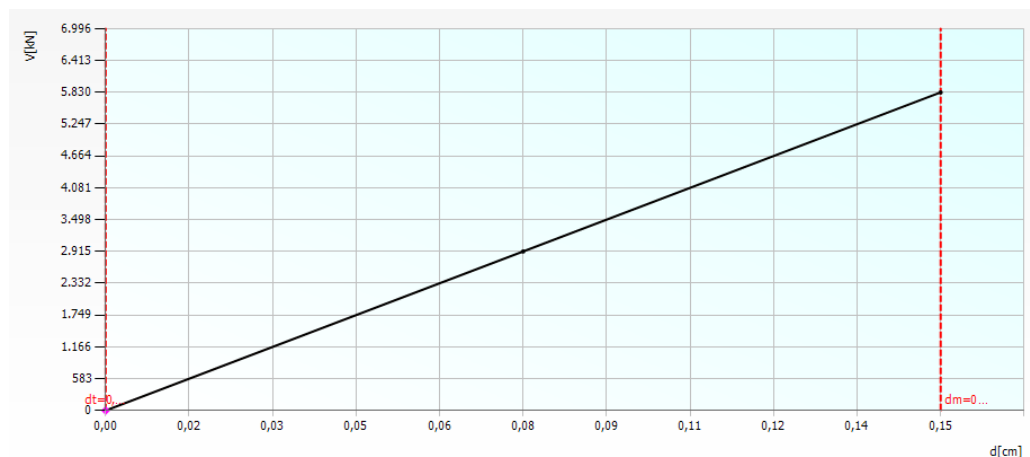


Slika 76: MODEL X1 - os A z modeliranimi ojačitvenimi jeklenimi okvirji (dvojni UPN160)

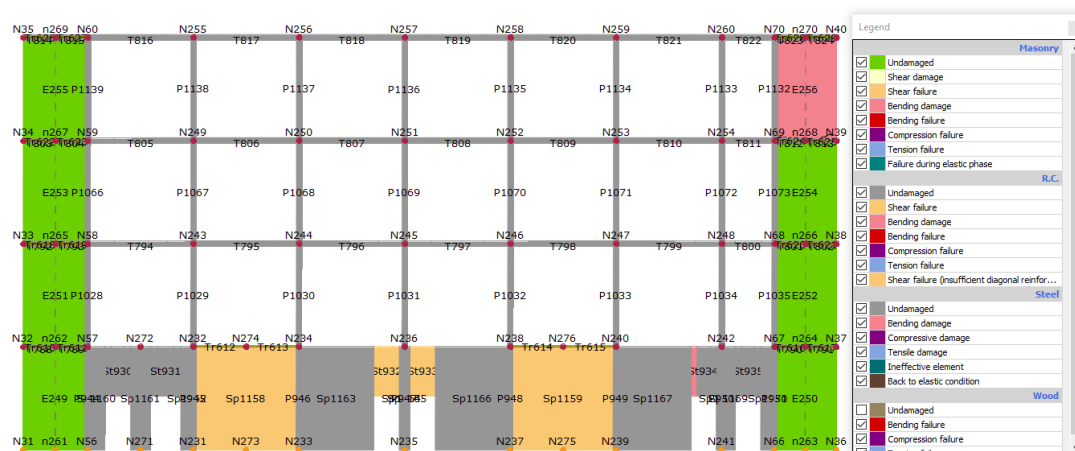


Slika 77: MODEL X1 - 3D prikaz jeklenih okvirjev kot utrditev 1. in 2. nadstropja

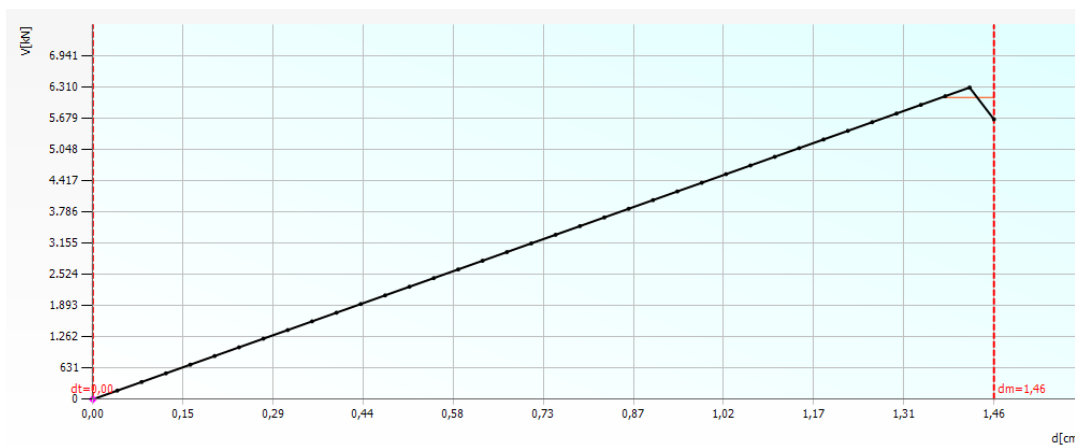
Kljub temu, da smo v konstrukcijo vgradili dodatne toge jeklene okvirje ali stene ali kombinacijo le-teh, lahko iz slik 78, 79, 80 in 81, kjer prikazujemo nekaj primerov potisnih krivulj in porušenost elementov za kritične obtežne kombinacije, opazimo zelo podobno obnašanje utrjenega stanja z obstoječim stanjem. Še vedno večino potresne obtežbe zaradi izredne togosti prevzame 50 cm debela AB stena kljub predvidenim ukrepom. Konstrukcija se tako v X smeri še vedno obnaša izredno togo. Program v trenutku krhke porušitve večjega deleža AB stene in strižnih porušitev nekaterih linijskih elementov analizo zaključí.



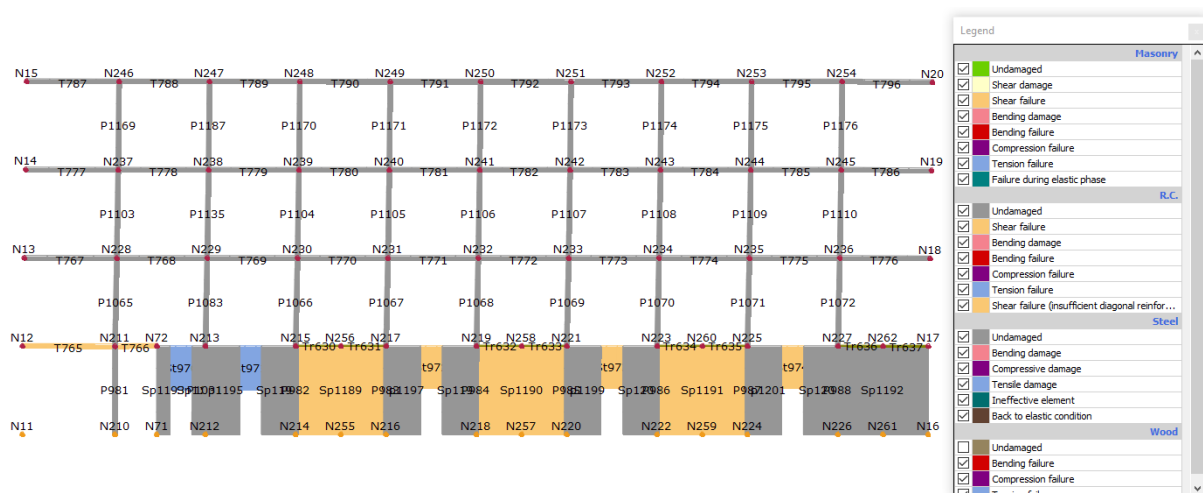
Slika 78: Potisna krivulja za MODEL X1 - kritična obtežna kombinacija



Slika 79: Prikaz poškodovanosti elementov v osi C za MODEL X1 - kritična obtežna kombinacija



Slika 80: Potisna krivulja za MODEL X6 - kritična obtežna kombinacija



Slika 81: Prikaz poškodovanosti elementov v osi B za MODEL X6 - kritična obtežna kombinacija

Znake boljšega obnašanja konstrukcije pri horizontalni obtežbi smo opazili v primerih ojačanja obstoječih armiranobetonskih elementov (povečanje prečnih prereзов) s povečanjem deleža armature (sliki 82 in 83). **Za duktilno obnašanje konstrukcije se je izkazal ključni poseg v rušenje določenega dela AB sten v pritličju in nadomestitev le-teh z novimi zidanimi stenami. To je namreč bistvena razlika ukrepov upoštevanih v modelu X8 in X9.**

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Uniform	0,00	10,60	10,41	3,22	0,982	0,689
2	☒	+X	Modal distribution	0,00	5,72	3,89	1,40	0,700	0,629
3	☒	-X	Uniform	0,00	10,71	17,96	3,76	1,677	0,796
4	☒	-X	Modal distribution	0,00	5,95	4,45	1,48	0,762	0,626
9	☒	+X	Uniform	120,38	10,26	10,75	3,24	1,047	0,717
10	☒	+X	Uniform	-120,38	4,77	9,00	0,62	1,821	0,396
11	☒	+X	Modal distribution	120,38	5,70	3,98	1,37	0,719	0,623
12	☒	+X	Modal distribution	-120,38	5,82	5,01	1,30	0,869	0,575
13	☒	-X	Uniform	120,38	10,49	12,77	3,94	1,218	0,853
14	☒	-X	Uniform	-120,38	10,84	13,28	3,61	1,225	0,755
15	☒	-X	Modal distribution	120,38	5,91	6,13	1,39	1,035	0,598
16	☒	-X	Modal distribution	-120,38	6,05	4,59	1,51	0,771	0,622

Display analysis details

Insert all analysis in report

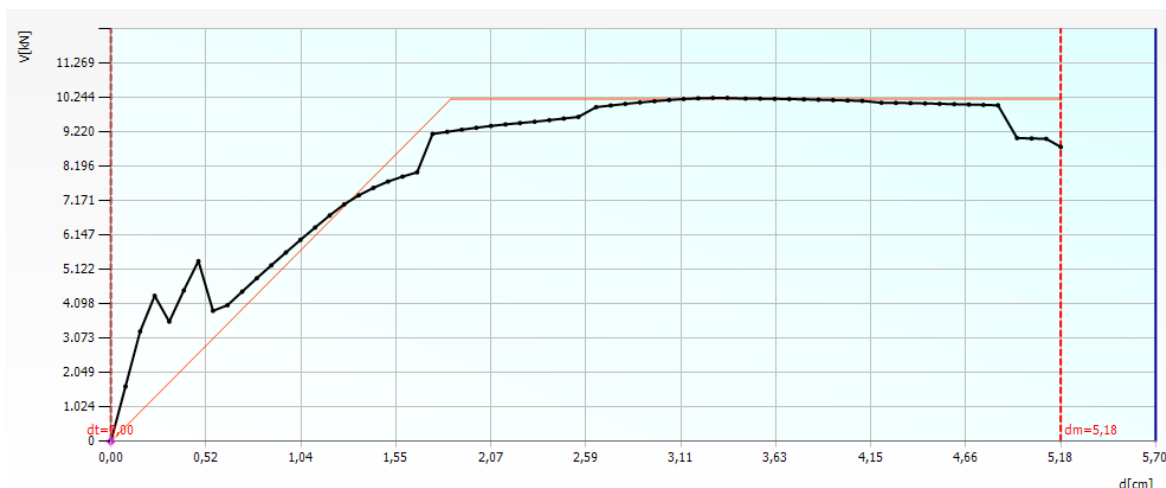
Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Exit

Slika 82: Rezultati za primer modela X9



Slika 83: Potisna krivulja za kritični obtežni primer številka 2 - model X9

Ukrepi modela X9 so nam tako predstavljali osnovo utrjevanja konstrukcije v smeri X. V nadaljevanju sta bolj podrobno prikazani dve varianti utrditve obstoječe nosilne konstrukcije s katerima zagotovimo veljavnim predpisom za zagotovitev potresne odpornosti.

8.2 Utrditev s klasičnimi postopki

8.2.1 Armiranobetonske obloge zidov ter obbetoniranje vertikalnih nosilnih elementov

Kot prvi primer utrditve predlagamo ukrepe, ki so kombinacija izvedbe armiranobetonskih ometov obstoječih opečnih sten ter obbetoniranje (povečanje dimenzij prečnega prereza) AB stebrov.

Globalna X smer:

Glede na rezultate analize obstoječega stanja je predlagan ukrep povečanja strižne in upogibne nosilnosti naslednjih armiranobetonskih stebrov:

- AB stebri obstoječih dimenzij 40/60 cm po celotni višini objekta (preglednica 19) ter
- medokenski fasadni stebri obstoječih dimenzij 30/45 cm v pritličju, 1. in 2. etaži (preglednica 20).

Povečanje upogibne ter strižne nosilnosti dosežemo z obbetoniranjem stebrov na večje dimenzije prečnega prereza in dodajanje strižne in upogibne armature skladno z EC8.

Preglednica 19: Obbetoniranje AB stebrov - os B in C

	pritličje	1. nadstropje	2. nadstropje	3. nadstropje
Obstoječe dimenzije AB stebrov v oseh B in C	40/60 cm	40/60 cm	40/60 cm	40/60 cm
Predlagane nove dimenzije AB stebrov v oseh B in C	<u>70/70 cm</u>	<u>70/70 cm</u>	<u>70/70 cm</u>	<u>70/70 cm</u>

Preglednica 20: Obbetoniranje medokenskih fasadnih AB stebrov - os A in B

	Pritličje	1. nadstropje	2. nadstropje	3. nadstropje
Obstoječe dimenzije medokenskih fasadnih AB stebrov v oseh A in D	30/45 cm	30/45 cm	30/45 cm	30/45 cm
Predlagane nove dimenzije medokenskih fasadnih AB stebrov v oseh A in D	<u>40/55 cm</u>	<u>40/55 cm</u>	<u>40/55 cm</u>	30/45 cm

Poleg povečanja dimenzij prečnega prereza obstoječih armiranobetonskih stebrov, moramo za duktilno obnašanje konstrukcije in preprečitev krhke porušitve tlačne cone zagotoviti dodatno strižno armaturo (objetje betonskega jedra) v kritičnih območjih z gostejšimi (dodatnimi stremeni). Z dodatno vzdolžno armaturo povečamo upogibno nosilnost AB stebrov.

Pri določanju dodatne armature v stebrih upoštevamo določila iz EC8.

Določitev dodatne stremenske armature v kritičnih območjih in upogibne armature AB stebrov v oseh B in C:

Standard SIST EN 1998-1:2006 za konstruiranje primarnih potresnih stebrov za zagotavljanje duktilnosti med drugim določa naslednje:[18]

1. delež vzdolžne armature omejen od 0,01 do 0,04,
2. dodajanje vmesnih armaturnih palic vzdolž stranic stebra,
3. na razdalji l_{CR} od obeh krajišč stebra je potrebno obravnavati kot kritično območje, katerega dolžina se določi z izrazom (v metrih):

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\},$$

h_c ... večja dimenzija prečnega prereza stebra (v metrih) in
 l_{cl} ... svetla višina stebra v metrih.

4. v kritičnih območjih je potrebno kot stremensko armaturo uporabiti vsaj palice $\phi 6$ mm na medsebojni razdalji, da je preprečen lokalni uklon vzdolžne armature,
5. upošteva se, da so pogoji iz točke 4. izpolnjeni če velja naslednje:
 - a.) Medsebojni odmik stremen s (v milimetrih) ne preseže:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bl} \right\},$$

b_0 ... najmanjša dimenzija betonskega jedra merjena od srednje črte stremen v milimetrih in
 d_{bl} ... najmanjši premer vzdolžnih armaturnih palic v milimetrih.

- b.) Vzdolžni armaturni palici, ki sta podprti s stremeni ali prečnimi vezmi, sta lahko na maksimalni medsebojni razdalji 200 mm.
6. V kritičnih območju se stremenska armatura lahko opredeli, kot določa SIST EN 1992-1-1:2004, če je normirana osna sila manjša od vrednosti 0,2 in če je vrednost faktorja obnašanja q manjši ali enak 2,0.

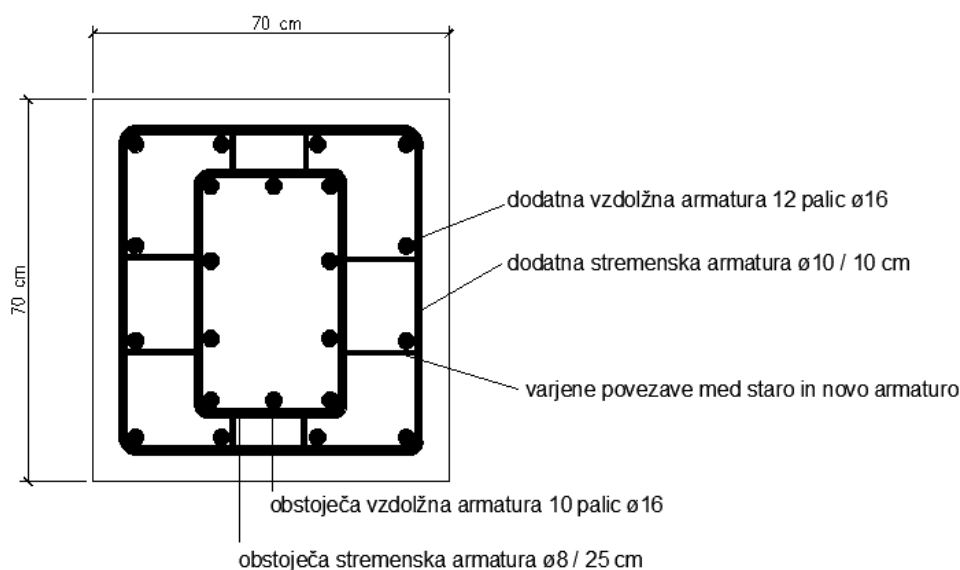
Za vozlišča gred in AB stebrov standard zahteva da zadostuje, če:

1. Gosta stremena iz kritičnih območij se nadaljujejo skozi vozlišče in
2. Če je med vogalne armaturne palice dodana na vsaki stranici stebra vsaj ena vmesna armaturna palica.

Na podlagi zgoraj opisanih zahtevah iz EC8 in z analiziranjem modela v programu 3Muri smo določili naslednjo armaturo obbetoniranih stebrov dimenzij 70/70 cm in sicer:

- na kritičnih območjih **$l_{cr} = 70$ cm** od skrajnih krajev stebrov je predvidena gosta stremenska armatura **$\phi 10$ mm na medsebojni razdalji 10 cm** ter
- količina vzdolžne armature mora znašati vsaj 49 cm^2 in ob upoštevanju določil iz EC8 dodamo še obstoječi vzdolžni armaturi še **12 palic dimenzij $\phi 16$ mm.**

Na sliki 84 prikazujemo prerez obbetoniranega stebra dim. 70/70 cm z dodatno vzdolžno in stremensko armaturo.



Slika 84: Prerez obbetoniranega stebra dim. 70/70 cm - v oseh B in C

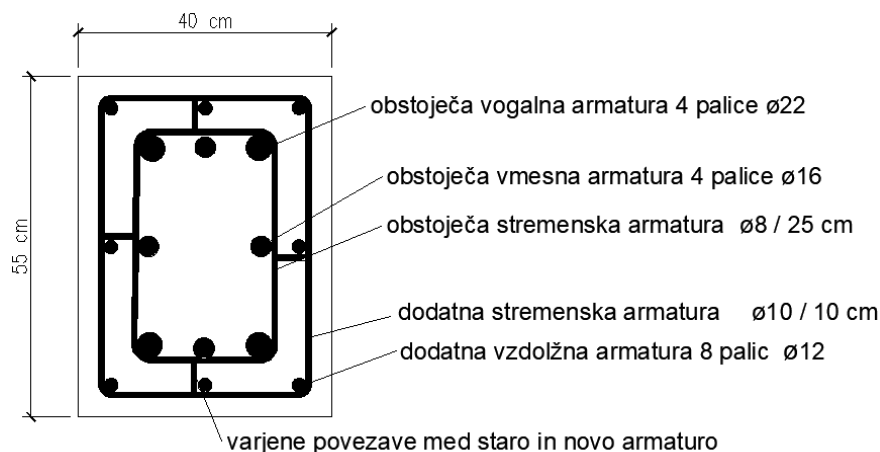
Določitev dodatne stremenske armature v kritičnih območjih in upogibne armature medokenskih fasadnih AB stebrov v oseh A in D:

Po enakem postopku kot za AB stebre v osi B in C je bila določena dodatna stremenska in vzdolžna armatura za medokenske fasadne stebre v oseh A in D.

Dodatna armatura stebra znaša:

- na kritičnih območjih $l_{cr} = 55$ cm od skrajnih krajev stebrov je predvidena gosta stremenska armatura $\phi 10$ mm na medsebojni razdalji 10 cm ter
- količina vzdolžne armature mora znašati vsaj 22 cm^2 in ob upoštevanju določil iz EC8 dodamo še obstoječi vzdolžni armaturi še **8 palic dimenzij $\phi 12$ mm.**

Na sliki 85 prikazujemo prerez obbetoniranega stebra dim. 40/55 cm z dodatno vzdolžno in stremensko armaturo.

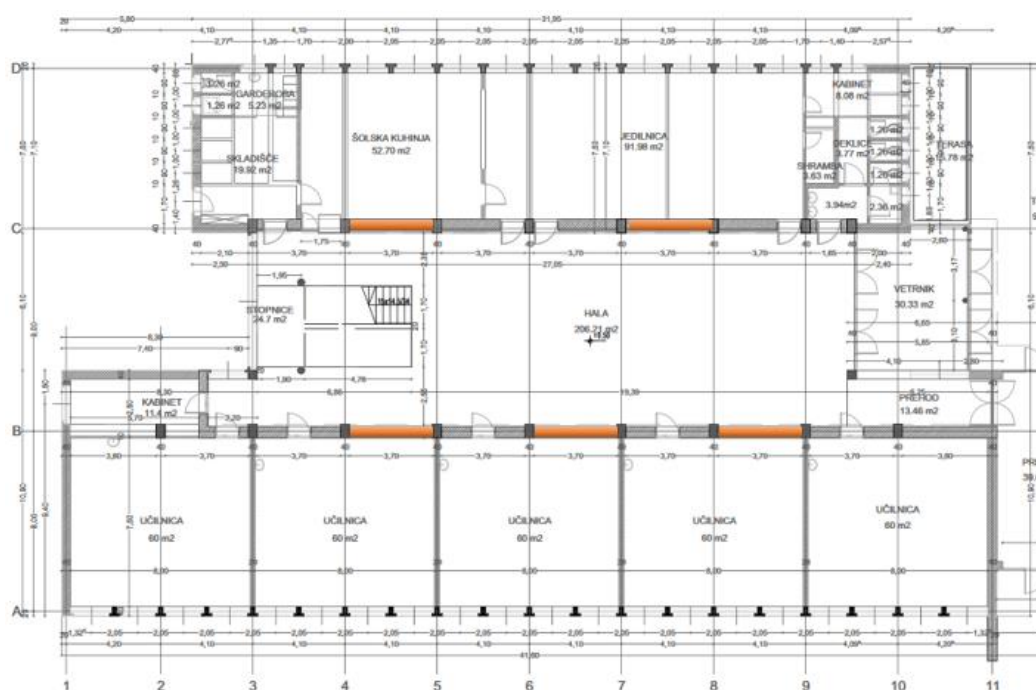


Slika 85: Prerez obbetoniranega stebra dim. 40/55 cm - v oseh A in D

Poleg obbetoniranja obstoječih vertikalnih nosilnih elementov smo zaradi izredne togosti pritličja v globalni X smeri kot ukrep predvideli tudi nadomestitev določenih AB sten z novimi zidanimi stenami debeline 20 cm. Za nove zidane stene so bili upoštevani votli zidaki **MB 29-19 dimenzij 290/190/190 mm** (dolžina/širina/višina). V analizi smo upoštevali naslednje vrednosti mehanskih lastnosti zidovja iz opečnih votlakov, ki jih prikazujemo v preglednici 21. Pozicije novih zidanih sten prikazuje slika 86.

Preglednica 21: Mehanske lastnosti novih opečnih zidov v pritličju

Karakteristika zidovja kot ukrep	Upoštevana vrednost
Srednja tlačna trdnost zidovja	$f_m = 3,8 \text{ MPa}$
Strižna trdnost zidovja	$\tau_0 = 0,16 \text{ MPa}$
Elastični modul	$E = 4300 \text{ MPa}$
Strižni modul	$G = 638 \text{ MPa}$
Specifična teža	$W = 12 \text{ kN/m}^3$



Slika 86: Nove zidane stene v pritličju namesto obstoječih armiranobetonskih sten – označeno z oranžno barvo

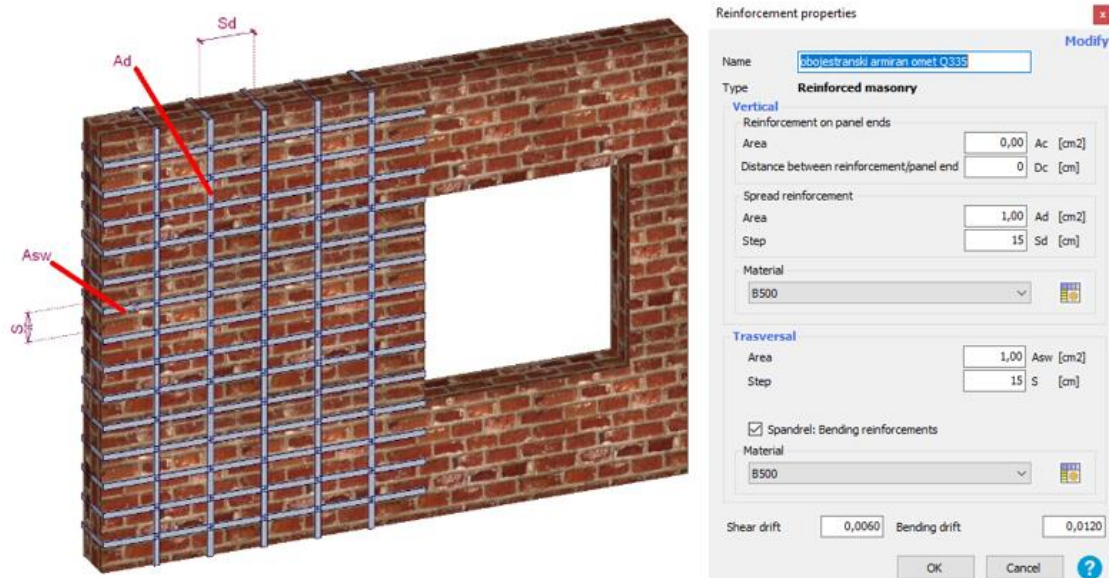
Globalna Y smer:

V globalni Y smeri so kot utrditveni ukrep predlagane izvedbe armiranobetonskih ometov obstoječih opečnih sten. Da bi dosegli protipotresno odpornost objekta, bi bilo potrebno utrditi z AB ometi vse zunanje nosilne zidove objekta v globalni Y smeri ter še dodatno notranje predelne stene, ki sicer v projektu niso predvidene kot nosilne. Prednost navedenega ukrepa je, da s tem ne posegamo v prostorsko zasnovo obstoječe stavbe in s tem ne vplivamo na njeno funkcionalnost. Z izvedbo armiranobetonskih ometov zunanjih sten smo primorani odstraniti in obnoviti obstoječo fasado, kar predstavlja slabšo stran navedenega ukrepa, po drugi strani pa bi lahko z omenjenim ukrepom delno izvedli tudi energetske sanacije objekta.

Predlagana je torej izvedba dvostranskih armiranih oblog s cementnim obrizgom debeline 5 cm. Za armiranje so predvidene mreže tipa **Q785 in Q335** (enaka nosilnost v obeh pravokotnih smereh) kvalitete S500. Omenjen ukrep se izvede po postopku opisanem v točki 7.2.1.3. Za cementni obrizg se uporabi kvaliteta C20/25. Zelo pomembna pri izvajanju AB ometov je, da če želimo doseči namen izboljšanja nosilnosti proti horizontalni obtežbi, izvedba povezave obojestranskih armaturnih mrež med stropnimi konstrukcijami in povzavo s temelji objekta. Kontinuiranost armaturnih mrež po etažah zagotovimo z jeklenimi sidri, ki jih vgrajujemo v prej izvrtane luknje skozi stropne konstrukcije.

Ukrep izvedbe armiranih ometov lahko v programskem orodju 3Muri modeliramo neposredno (slika 87). V ukaznem polju »Define characteristics« je mogoče v polju »Reinforced masonry/Reinforcement« definirati naslednje vrednosti:

- prerez armaturne palice v vertikalni smeri A_d ,
- medsebojna razdalja vertikalnih armaturnih palic S_d ,
- prerez armaturne palice v horizontalni smeri A_{sw} ,
- medsebojna razdalja horizontalnih armaturnih palic S in
- material.



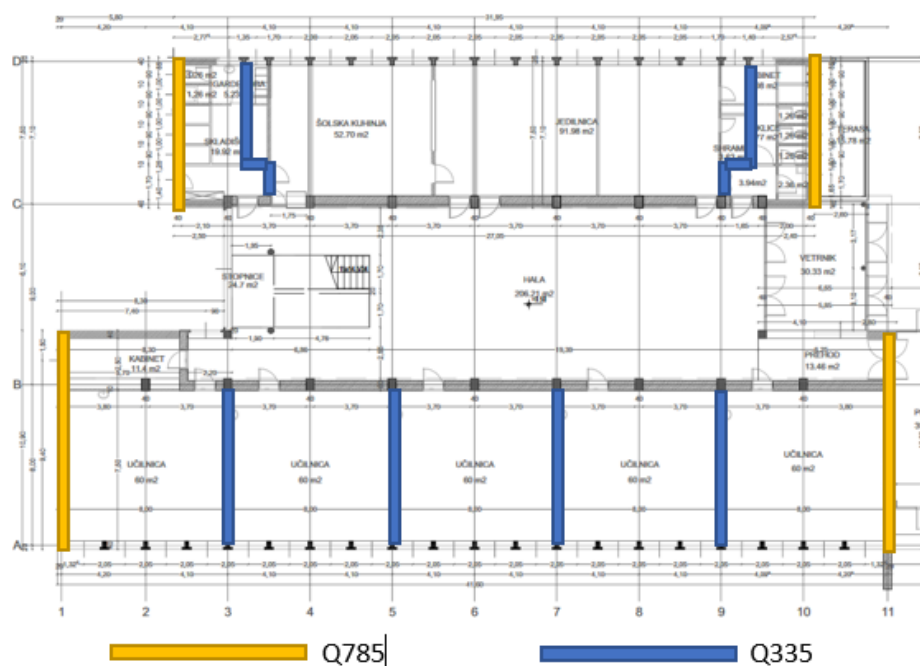
Slika 87: Modeliranje armiranih ometov v programu 3Muri

Glede na uporabljena dva tipa mreže Q335 in Q785 v programu 3Muri upoštevamo vrednosti iz preglednice 22:

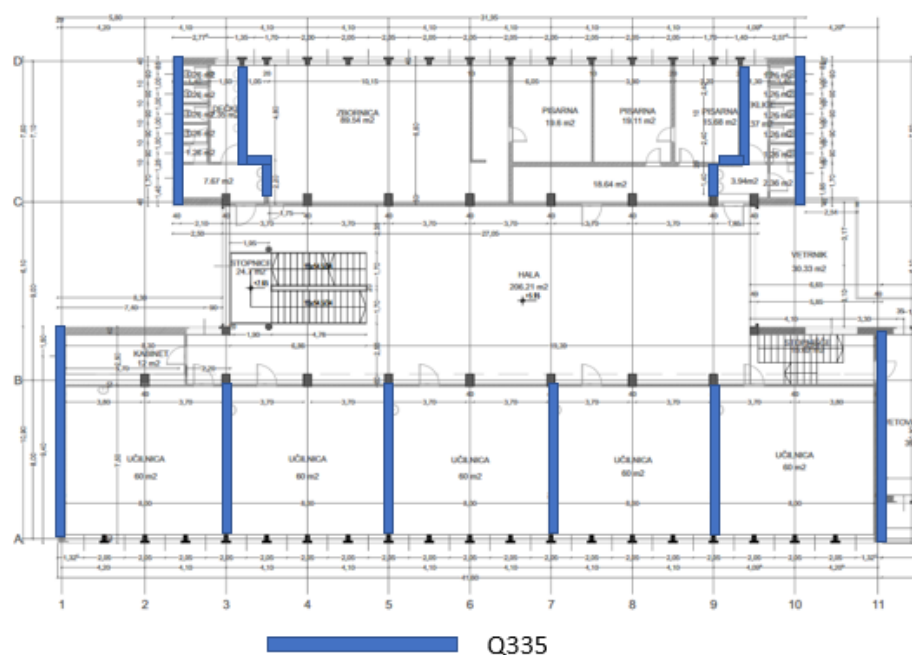
Preglednica 22: Upoštevane vrednosti armiranih ometov v programu 3Muri

	Q335	Q785
Ad (cm²)	1,00	1,57
Sd (cm)	15,00	10,00
Asw (cm²)	1,00	1,57
S (cm)	15,00	10,00
material	B500	B500

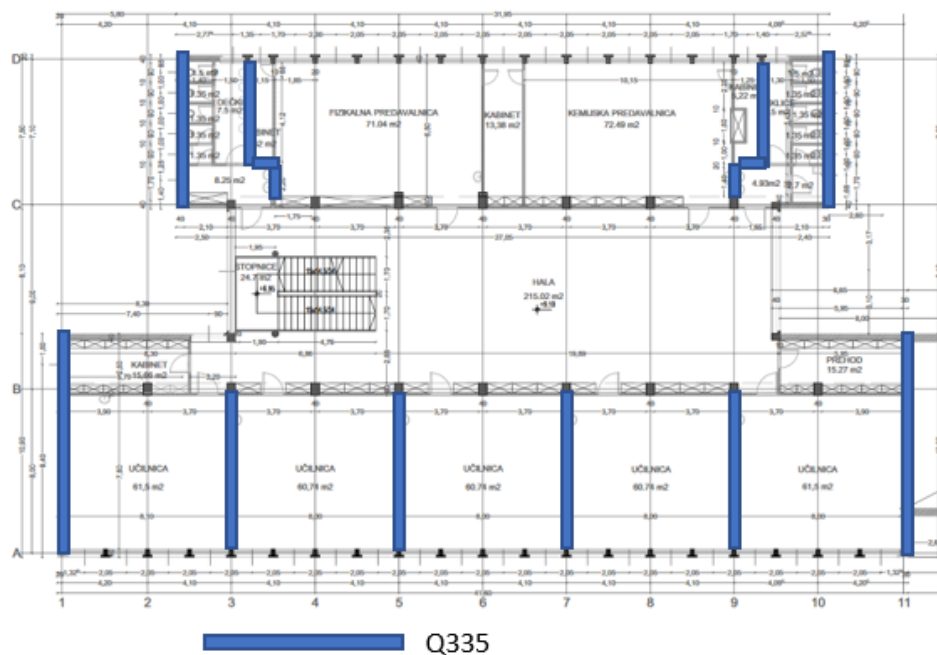
Za doseganje ustrezne potresne odpornosti obravnavanega objekta smo upoštevali obojestranske armirane omete na vseh nosilnih obodnih opečnih stenah v globalni smeri Y, ki potekajo od pritličja do vrha objekta. Zaradi nedoseganja predpisane odpornosti po standardih Evrokod smo bili primorani tudi notranje, sicer predelne zidane stene debeline 20,0 cm ojačati z obojestranskimi ometi ter jih upoštevati v potresni analizi utrjenega stanja. Vse notranje stene, ojačane z ometi in upoštevane v analizi potekajo kontinuirano od pritličja do 3 nadstropja. Na slikah 88, 89, 90 in 91 v nadaljevanju prikazujemo obstoječe opečne stene z obojestranskimi armiranimi ometi, ki so bili v potresni analizi upoštevani.



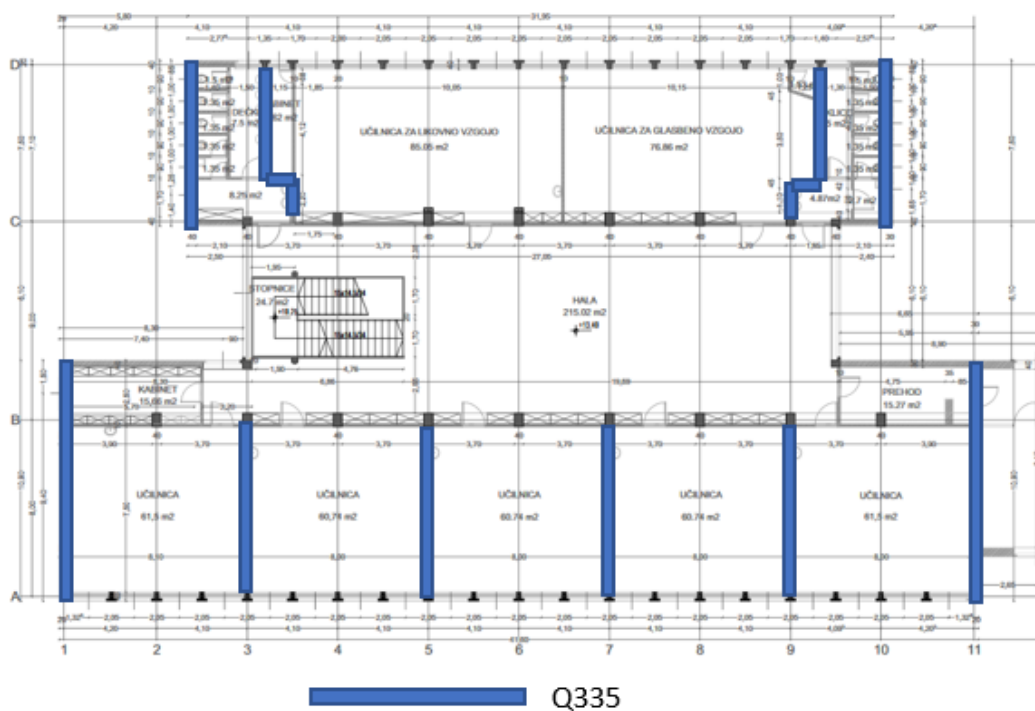
Slika 88: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - pritličje



Slika 89: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 1. nadstropje



Slika 90: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 2. nadstropje



Slika 91: Pozicija obojestranskih armiranih ometov - 3. nadstropje

8.2.2 Rezultati potisne analize – utrditev s klasičnimi postopki

Z vsemi utrditvenimi ukrepi, opisanimi v poglavju 8.2.1 smo zadostili zahtevam mejnega stanja SD kot tudi mejno stanje DL. Rezultate »push-over« analize 1. primera utrjenega stanja prikazujemo na sliki 92.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	a SD	a DL
1	☒	+X	Uniform	0,00	10,57	38,50	4,82	3,643	1,037
2	☒	+X	Modal distribution	0,00	7,67	8,19	3,79	1,068	1,123
3	☒	-X	Uniform	0,00	11,08	31,52	5,94	2,845	1,218
4	☒	-X	Modal distribution	0,00	7,06	11,04	3,32	1,553	1,080
5	☒	+Y	Uniform	0,00	4,37	6,56	2,90	1,387	1,567
6	☒	+Y	Modal distribution	0,00	4,51	6,56	2,90	1,357	1,529
7	☒	-Y	Uniform	0,00	5,03	6,53	3,60	1,245	1,657
8	☒	-Y	Modal distribution	0,00	5,22	6,57	3,71	1,217	1,647
9	☒	+X	Uniform	120,38	10,63	30,76	4,99	2,893	1,068
10	☒	+X	Uniform	-120,38	12,04	38,42	6,47	3,189	1,220
11	☒	+X	Modal distribution	120,38	7,67	8,62	3,84	1,124	1,138
12	☒	+X	Modal distribution	-120,38	7,53	7,73	3,53	1,026	1,065
13	☒	-X	Uniform	120,38	10,45	26,60	5,12	2,547	1,114
14	☒	-X	Uniform	-120,38	10,58	30,41	5,11	2,874	1,098
15	☒	-X	Modal distribution	120,38	7,18	10,22	3,45	1,418	1,099
16	☒	-X	Modal distribution	-120,38	6,78	11,43	3,09	1,664	1,058
17	☒	+Y	Uniform	205,50	4,53	6,84	2,73	1,405	1,452
18	☒	+Y	Uniform	-205,50	4,43	6,34	2,84	1,336	1,525
19	☒	+Y	Modal distribution	205,50	4,59	7,06	2,72	1,431	1,431
20	☒	+Y	Modal distribution	-205,50	4,55	6,34	2,89	1,311	1,513
21	☒	-Y	Uniform	205,50	5,25	6,77	3,43	1,245	1,536
22	☒	-Y	Uniform	-205,50	5,05	6,53	3,52	1,242	1,625
23	☒	-Y	Modal distribution	205,50	5,28	6,77	3,45	1,241	1,536
24	☒	-Y	Modal distribution	-205,50	5,18	6,49	3,59	1,213	1,615

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

Exit ?

Slika 92: Rezultati "push-over" analize - 1. primer utrjenega stanja

Razvidno je, da smo za stanje SD in DL v globalni X zelo blizu mejnih vrednosti vendar na varni strani (faktorja a SD in a DL večja od 1,00). V globalni Y smeri pa lahko vidimo, da smo presegli mejno vrednost v SD stanju za približno 20 %, v DL stanju pa 60 %.

V nadaljevanju je narejena primerjava kritičnih potisnih krivulj (obtežna primera 12 in 24) s kritičnima potisnima krivuljama iz obstoječega stanja.

»Push-over« krivulja za globalno X smer:

Že na prvi pogled lahko v potisnih krivuljah obstoječega in utrjenega stanja v globalni X smeri (slika 93) opazimo razliko v obliki krivulje. Z dodatnim utrjevanjem obstoječe nosilne konstrukcije smo dosegli, da ne pride do krhke porušitve elementov, ki bi lahko ogrozili vertikalno nosilnost in bi bila s tem ogrožena človeška življenja. Pomik in sila ne rasteta premosorazmerno, kar pomeni, da smo dosegli duktilno obnašanje konstrukcije oz. sipanje energije. S povečanjem prečnih prereзов AB stebrov, stremenske in upogibne armature smo dosegli pravilno zasnovo AB okvirjev, ki potekajo v X smeri v oseh B in C. Dosegli smo namreč, da se plastični členki najprej pojavijo v prečkih (nosilcih) izven vozlišč, kasneje šele v stebrih. To je za globalno stabilnost konstrukcije izrednega pomena, saj predstavljajo stebri ključne elemente varnosti konstrukcije. Po enakem postopku smo ojačali tudi fasadne stebre v oseh A in D in s tem dosegli nastanek prvih strižnih poškodb v horizontalnih AB vezeh in ne stebrih.

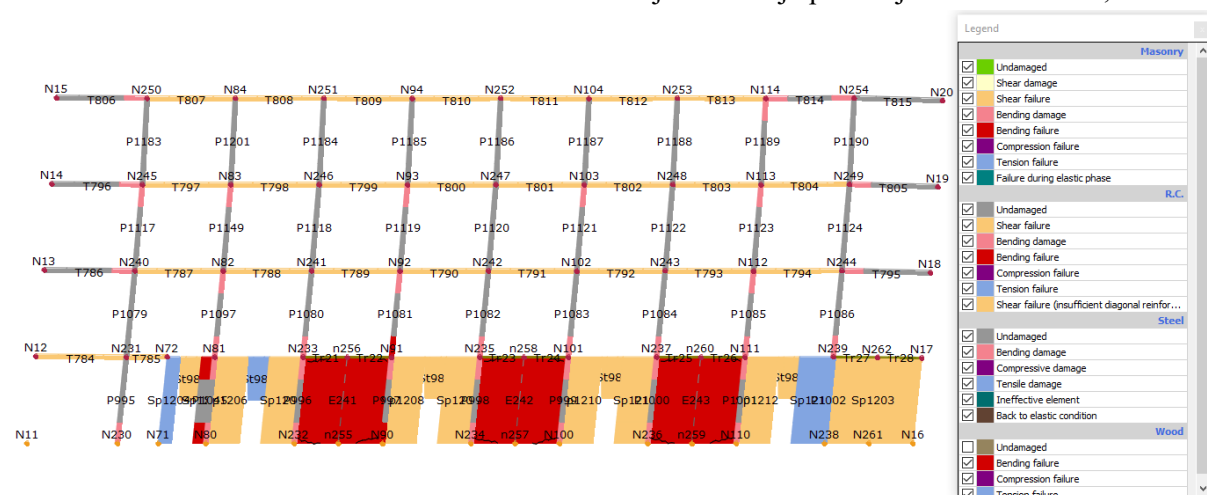
Iz potisne krivulje lahko sicer opazimo, da krivulja v zadnjih korakih analize sicer ne začne padati, ampak se na koncu »poravna«. Izrazitega padca nosilnosti pod 80 % ni. Program kot porušitev (konec

analize) konstrukcije privzame v trenutku porušitve elementov, ki so bistveni za globalno stabilnost in varnost konstrukcije.

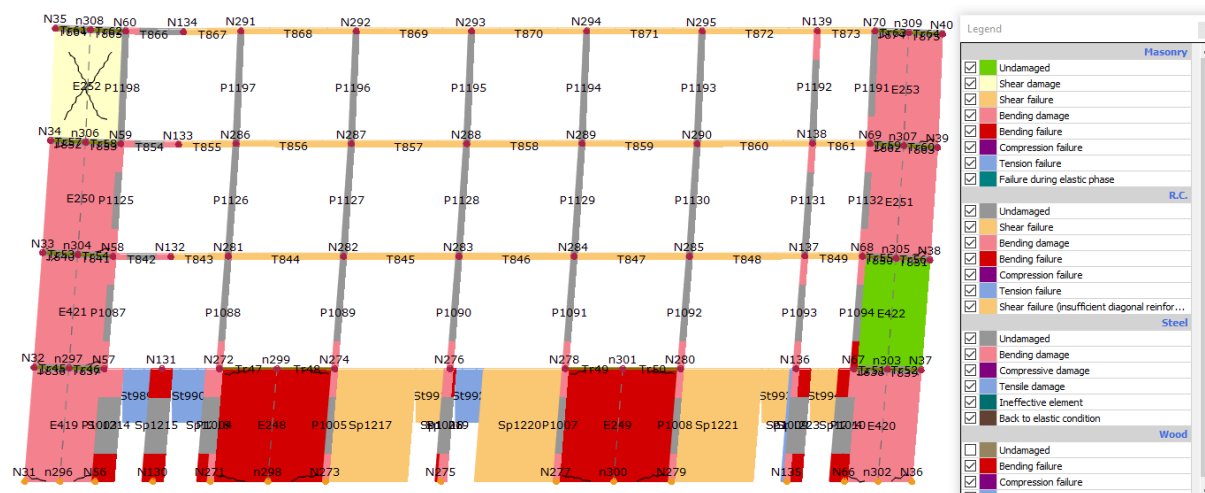


Slika 93: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer - 1. primer utrditve

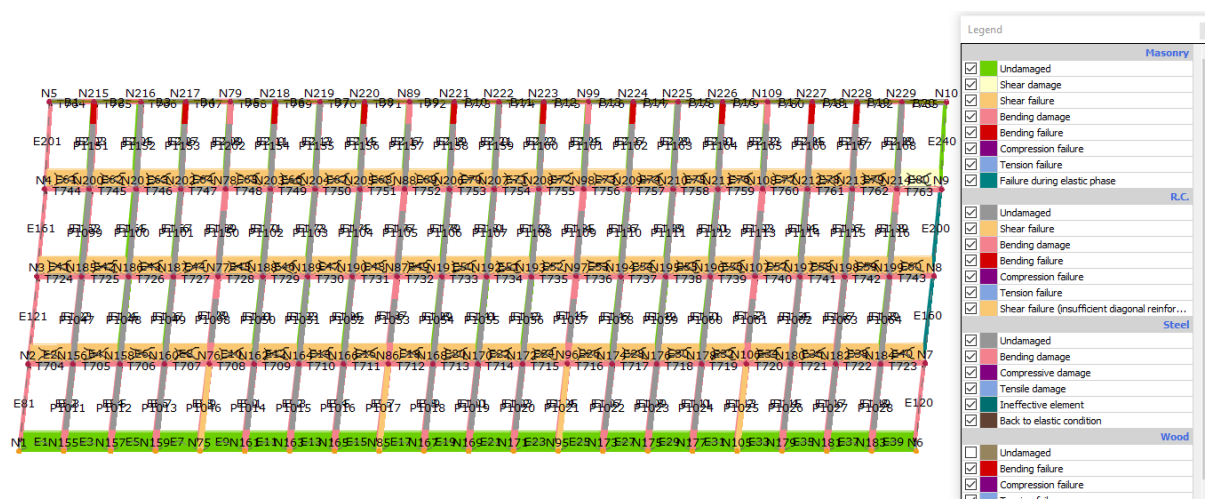
Če primerjamo poškodovanost elementov nosilne konstrukcije utrjenega in obstoječega stanja lahko opazimo razliko. V utrjenem stanju se potresna obtežba bolj enakomerno razporedi med nosilne elemente (ojačane AB stebre, AB stene ter ostale zidane stene). Opazimo lahko tudi, da se AB stebri na stičišču s prečkami upogibno poškodujejo, prečke pa se prej (strižno) porušijo. Aktivirajo se tudi zunanje zidane stene debeline 38 cm. Poškodbe elementov v utrjenem stanju prikazujemo na slikah 94, 95 in 96.



Slika 94: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve – os B



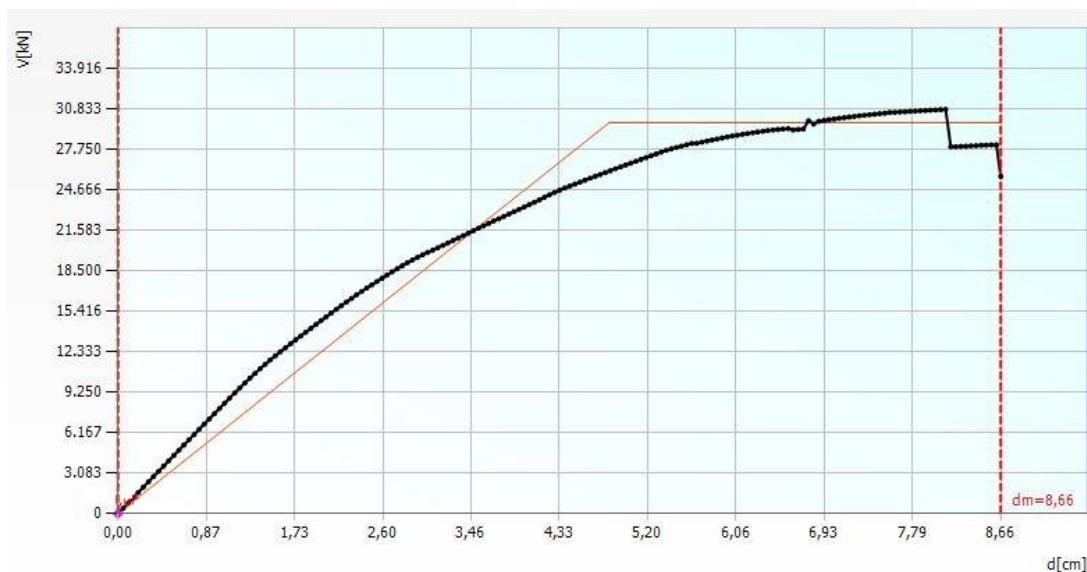
Slika 95: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve - os C



Slika 96: Porušitev elementov nosilne konstrukcije za 1. primer utrditve - os A

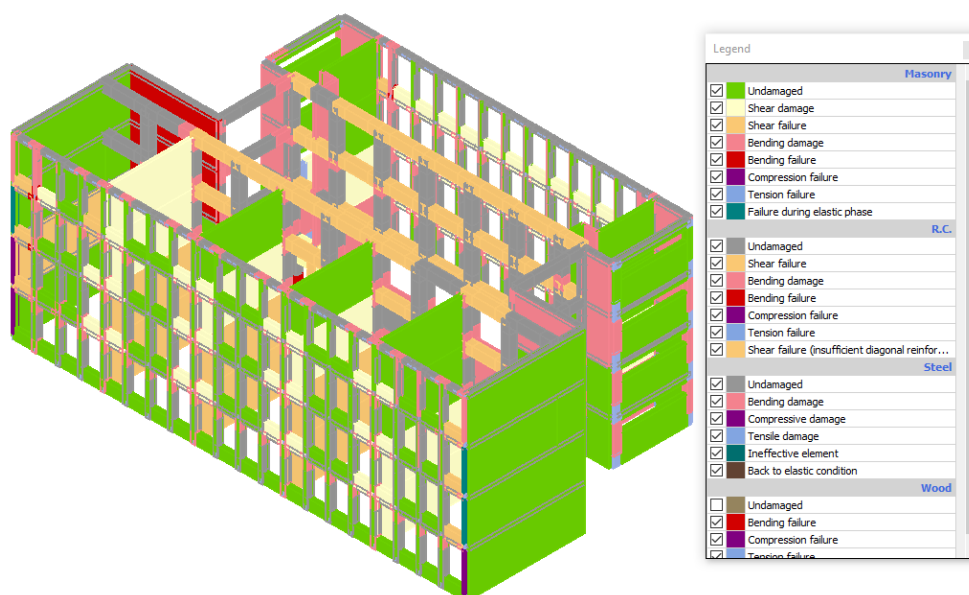
Potisna krivulja za globalno Y smer:

Potisni krivulji v globalni smeri Y za kritična obtežna primera za obstoječe in utrjeno stanje (slika 97) sta si na videz bolj »podobni«. V obeh stanjih je obnašanje konstrukcije bolj duktilno le, da smo z utrditvenimi ukrepi dosegli večjo nosilnost proti potresni obtežbi. Program kot porušitev konstrukcije označi v koraku, ko nosilnost pade pod 80 %. Maksimalna prečna sila, ki jo konstrukcija lahko prenese v utrjenem stanju je 30833 kN.



Slika 97: "Push-over" krivulja za globalno Y smer za kritičen obtežni primer - 1. primer utrditve

3D model poškodovanosti objekta za 1. primer utrjenega stanja (slika 98) nam prikazuje, da so notranje zidane ojačane stene pri prenosu horizontalne obtežbe doprinesle k protipotresni odpornosti. Opazimo pa lahko razliko, da so v primerjavi z obstoječim stanjem zunanje stene za kritično obtežno kombinacijo veliko manj obremenjene kar je posledica ojačanja AB stebrov in strižne armature le-teh.



Slika 98: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku potisne krivulje za 1. primer utrditve - globalna Y smer

8.3 Utrditev s kompoziti

Kot 2. primer utrditve je v nadaljevanju predstavljena kombinacija uporabe armiranobetonskih ometov ter ojačitve z uporabo steklene tkanine v kombinaciji z lepilom.

Po pregledu različnih trenutno dostopnih produktov, ki se na spletu prodajajo, je v tej analizi uporabljen inovativen sistem izvedbe podjetja MAPEI in sicer »MAPEWRAP EQ SYSTEM«.

8.3.1.1 Mapei mapewrap EQ system [32]

Gre za kombinacijo dveh materialov in sicer dvosmerne ojačitvene mrežice iz steklenih vlaken površinsko obdelanim s premazom odpornim na alkalije ter enokomponentnega lepila na vodni osnovi v poliuretanski disperziji. Mapei ponuja uporabo dveh produktov v kombinaciji in sicer MAPEWRAP EQ NET (mrežica iz steklenih vlaken) ter MAPEWRAP EQ ADHESIVE (lepilo).

Omenjeni sistem ojačanja se priporoča za uporabo sanacije in ojačanja tako nosilnih zidanih sten kot tudi sekundarnih oz. predelnih zidanih sten. Z omenjenim utrjevanjem se zmanjša potresna ranljivost zidanih sten. Strukturna ojačitev se na stene lahko nanaša enostransko ali obojestransko, odporen je na zunanje vplive zato se lahko uporablja tudi za utrjevanje zunanjih fasadnih sten.

Bistvene prednosti uporabe MAPEI MAPEWRAP EQ SYSTEM:

- izjemna natezna trdnost,
- stabilen in odporen material glede na kemično agresivno delovanje v stiku s cementom,
- odporen na zunanje atmosferske vplive,
- dimenzijska stabilnost,
- material je lahek in enostaven za uporabo,
- enostaven za rezanje in zlaganje, ki ustreza obliki podlage nanašanja ter
- hitrost nanašanja tako lepila kot mrežice.

Površine, na katerih se MAPERWRAP EQ SYSTEM uporablja se morajo predhodno ustrezno pripraviti. Barvo in omet na steni je potrebno popolnoma odstraniti. Vse morebitne večje vrzeli zapolniti s fizikalno podobnim materialom prvotno nanešenemu. V primeru vidnih razpok na površini jih je potrebno zatesniti z ustreznim materialom kot npr. PLANITOP HDM MAXI. Ko je površina na opisan način pripravljena se lahko prične z nanašanjem prvega sloja poliuretanskega lepila na vodni osnovi. Po prvem nanosu lepila vtisnemo vanj tkanino MAPEWRAP EQ NET. Pomembno je, da je nanešena mrežica brez vidnih gub ter, da mrežica popolnoma prodre v nanešen prvi sloj lepila. Nato nanesemo še drugi sloj lepila in ga z »valjčkom« obdelamo tako, da odstranimo vse morebitne zračne mehurčke. Zelo pomemben podatek, ki ga je potrebno upoštevati pri nanašanju mrežice je ta, da moramo zagotoviti medsebojno prekrivanje mrežice vsaj za 10,0 cm. Enako velja za površine pod pravim kotom (stropovi in tla).

8.3.2 Ojačitev zidanih sten z armiranobetonskimi ometi ter kompozitnimi sistemi

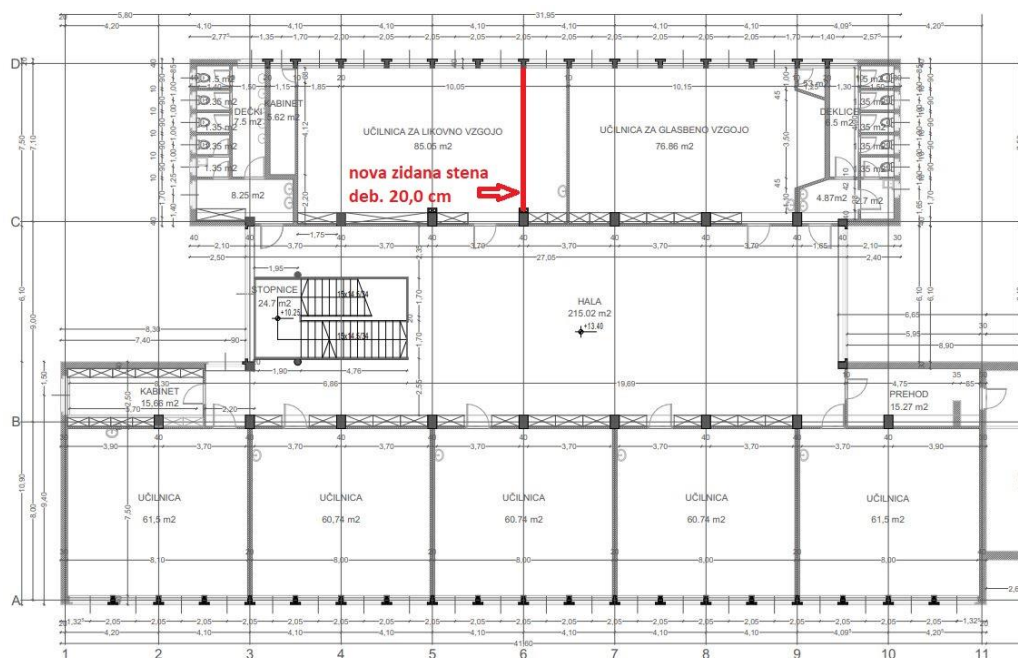
Globalna x smer:

Predvideni ukrepi za utrjevanje v globalni x smeri so v analizi upoštevani kot pri prvem primeru, ki je opisan v točki 8.2.1.

Globalna y smer:

V Y smeri so predlagani utrditveni ukrepi z MAPEWRAP EQ SYSTEM notranjih zidanih sten debeline 20 cm. Da zadostimo zahtevam o potresno odporni gradnji moramo izvesti dodaten poseg v prostorsko zasnovo obstoječe notranje razporeditve. V osi 6/C-D je v analizi upoštevana dodatna zidana stena debeline 20,0 cm iz opečnih votlakov. V pritličju je taka stena že v obstoječem stanju medtem ko so v

višjih etažah na teh mestih suhomontažne ali porobetonske stene. Omenjene stene so predvidene za rušitev in na teh mestih predvidevamo nove zidane stene iz opečnih votlakov debeline 20.0 cm. S tem posegom v 3. nadstropju sicer zmanjšamo tlorisno površino učilnice za likovno vzgojo vendar pridobimo nov prostor, ki bi ga lahko uporabljali kot kabinet (slika 99).



Slika 99: Pozicija predvidane nove zidane stene v 3. nadstropju

Za zunanje obodne stene je ponovno predvidena izvedba dvostranskih armiranih oblog s cementnim obrizgom debeline 5 cm. Mreže za armiranje so predvidene **Q785** in **Q335** iz jekla kvalitete B500-B. Obodne stene so utrjene enako kot v 1. primeru utrditve opisanem v poglavju 8.2.1. Notranje zidane stene debeline 20,0 cm pa so utrjene z MAPEI MAPEWRAP EQ sistemom.

8.3.2.1 Modeliranje ojačitev zidanih sten z MAPEI MAPEWRAP EQ sistemom v programu 3Muri

Program 3Muri nam poleg modeliranja armiranih ometov za zidane stene kot ojačitve omogoča tudi modeliranje ojačitev s kompozitnimi materiali. Trenutno je dostopna verzija programa 3Muri, ki omogoča modeliranje ojačitev le s FRP trakovi. V analizi pa smo upoštevali TRM ojačitev in jo modelirali za sistem FRP ojačitve.

Za modeliranje kompozitnih ojačitev moramo od proizvajalca uporabljenega materiala pridobiti ustrezni tehnični list, saj potrebujemo podatke o:

- modulu elastičnosti,
- mejni deformaciji tkanine do pretrga,
- širini materiala ter
- prečnemu prerezu tkanine mm²/m.

Glede na to, da smo modelirali TRM ojačitev kot FRP, program od nas želi tudi podatke o medsebojni oddaljenosti trakov kot prikazuje slika 100 (angl. »Step«).

Vertical diffused		Trasversal diffused	
bf [mm]	1.000	bf [mm]	1.000
tf [mm]	0,114	tf [mm]	0,114
Step [cm]	0,1	Step [cm]	0,1
Area/m [mm ² /m]	114,00	Area/m [mm ² /m]	114,00
Fiber type	Glass	Fiber type	Glass
ηa	0,75	ηa	0,75
Ef [N/mm ²]	42.000,00	Ef [N/mm ²]	42.000,00
ε _{fk} [%]	4,00000	ε _{fk} [%]	4,00000
ε _{fd} [%]	0,76132	ε _{fd} [%]	0,76132
f _{fdd} [N/mm ²]	213,17	f _{fdd} [N/mm ²]	213,17
Vertical concentrated		Slant (α) [°]	
Ac [cm ²]	0,00	0	
Dc [cm]	0	Bending rebars ☐	

Vertical library: -
Transversal library: -

OK Cancel ?

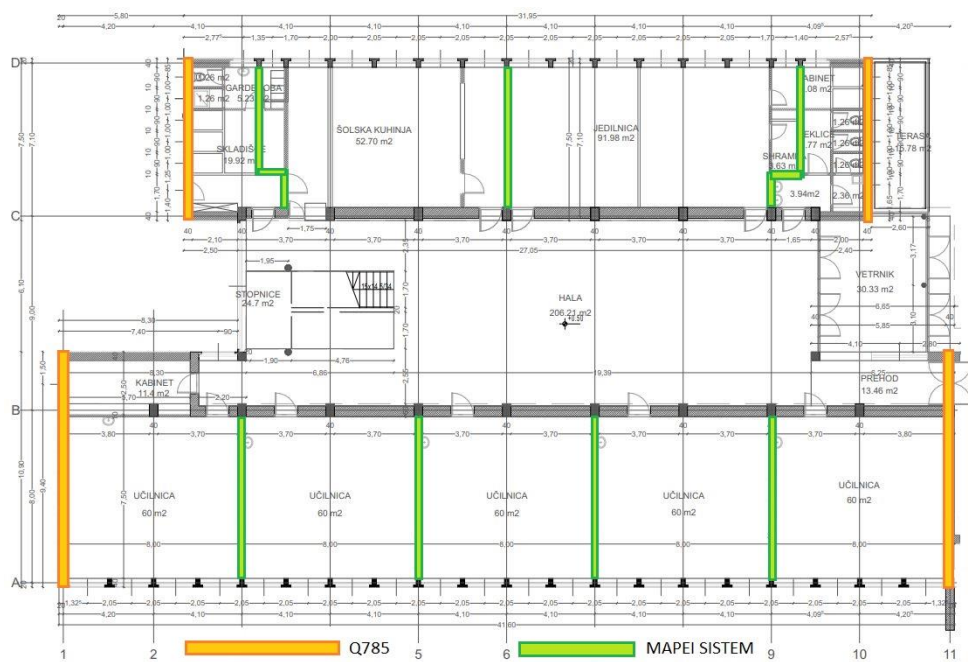
Slika 100: Modeliranje FRP ojačitev v programu 3Muri

V analizi smo upoštevali tehnične podatke sistema MAPEI MAPEWRAP EQ SYSTEM v vertikalni in horizontalni smeri iz tehničnega lista, ki je dostopen na spletu in sicer:

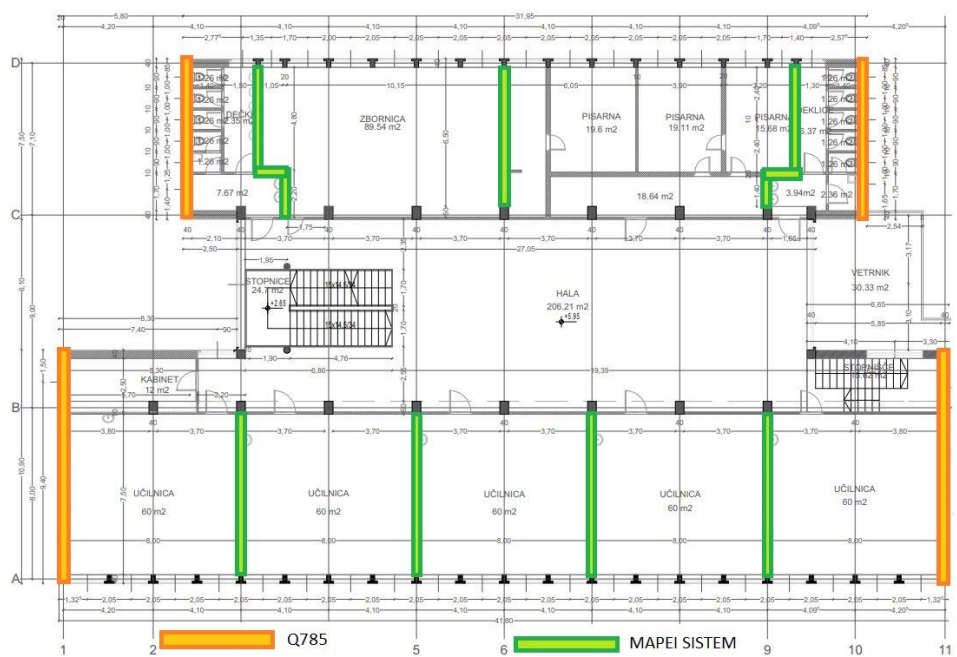
- $E_f = 42\,000$ MPa (modul elastičnosti)
- $\varepsilon_{fk} = 0,04$ (maksimalni raztezek tkanine pri pretrgu)
- $b_f = 1000$ mm (širina suhe tkanine)
- $t_f = 0,114$ mm (dvojna suha debelina tkanine, ker upoštevamo obojestransko ojačitev) ter
- $A = 114$ mm²/m (dvojni prerez tkanine, ker upoštevamo obojestransko ojačitev).

Za medsebojno oddaljenost ojačitev (»step«) nam program ne dovoli vstaviti vrednost 0 cm zato smo upoštevali vrednost 0,1 cm.

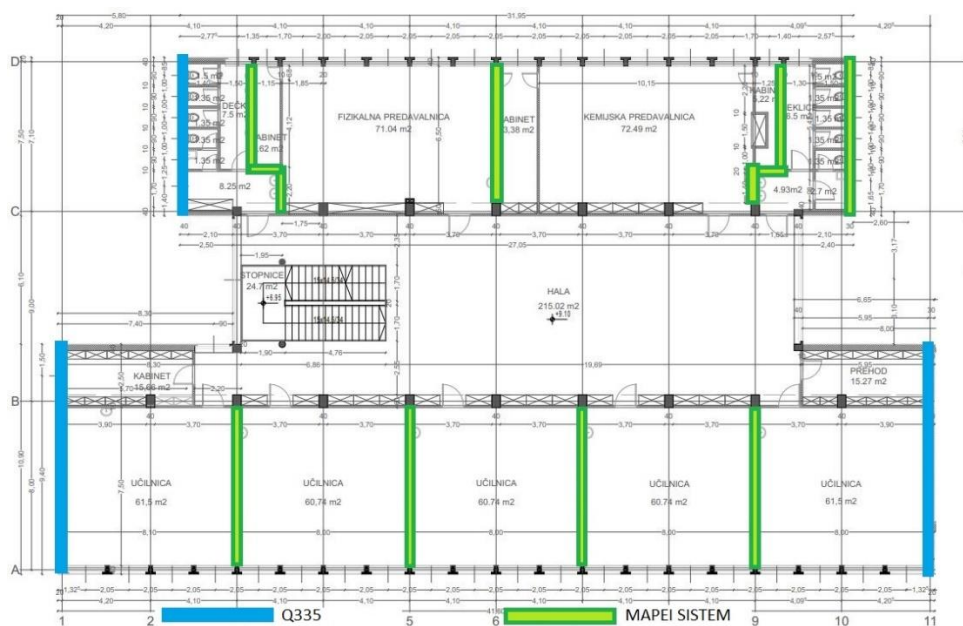
Na slikah 101, 102, 103 in 104 v nadaljevanju so prikazane pozicije ojačanih zidanih sten z armiranimi ometi in MAPEI sistemom za pritličje, 1., 2. in 3. nadstropje.



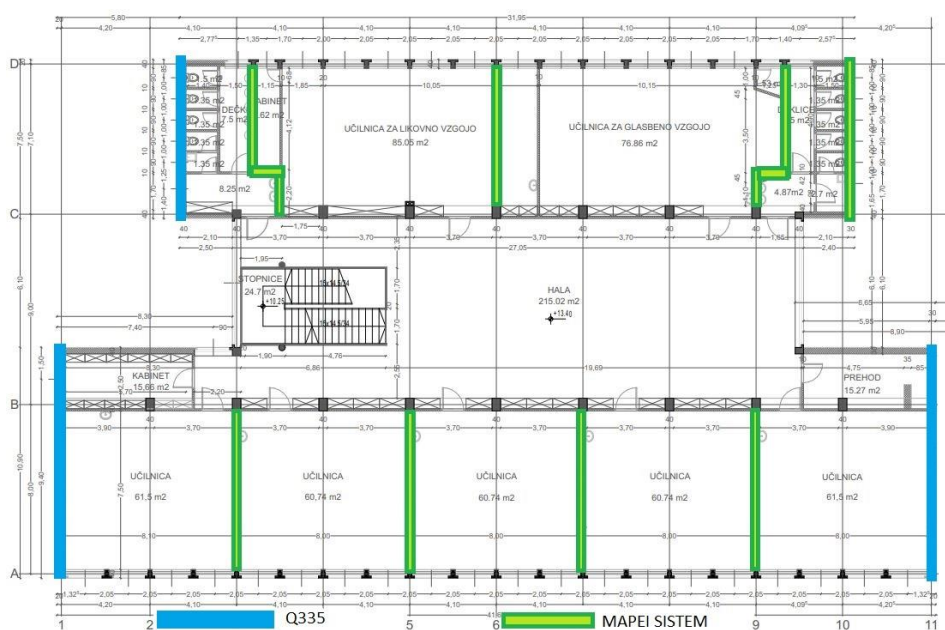
Slika 101: Pozicija armiranih ometov in TRM sistema ojačitev – prilžje



Slika 102: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 1. nadstropje



Slika 103: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 2. nadstropje



Slika 104: Pozicija armiranih ometov in TRM ojačitev - 3. nadstropje

8.3.3 Rezultati potisne analize za utrditev z AB ometi in kompoziti

Slika 105 prikazuje rezultate potisne analize za utrditev z uporabo kombinacije AB ometov in kompozitov.

Verify analysis

No.	Insert in report	Seism dir.	Seismic load	Eccentricity [cm]	dt SD [cm]	dm SD [cm]	d*y DL [cm]	α SD	α DL
1	☒	+X	Uniform	0,00	10,49	31,52	4,63	3,006	1,006
2	☒	+X	Modal distribution	0,00	5,16	9,10	2,57	1,659	1,216
3	☒	-X	Uniform	0,00	10,84	25,13	5,56	2,318	1,168
4	☒	-X	Modal distribution	0,00	5,14	10,49	2,60	1,895	1,229
5	☒	+Y	Uniform	0,00	6,03	9,13	2,76	1,471	1,106
6	☒	+Y	Modal distribution	0,00	6,12	8,72	2,73	1,394	1,078
7	☒	-Y	Uniform	0,00	5,68	8,60	3,10	1,456	1,305
8	☒	-Y	Modal distribution	0,00	5,54	7,94	2,85	1,382	1,246
9	☒	+X	Uniform	120,38	10,52	30,89	4,80	2,937	1,040
10	☒	+X	Uniform	-120,38	10,64	36,74	4,77	3,453	1,020
11	☒	+X	Modal distribution	120,38	5,20	9,43	2,59	1,703	1,212
12	☒	+X	Modal distribution	-120,38	5,13	6,97	2,62	1,309	1,243
13	☒	-X	Uniform	120,38	10,38	40,84	4,92	3,934	1,079
14	☒	-X	Uniform	-120,38	10,74	39,39	5,24	3,666	1,111
15	☒	-X	Modal distribution	120,38	5,23	11,68	2,57	2,072	1,197
16	☒	-X	Modal distribution	-120,38	4,95	10,46	2,38	1,947	1,187
17	☒	+Y	Uniform	205,50	5,77	8,28	2,36	1,397	1,010
18	☒	+Y	Uniform	-205,50	6,21	9,39	2,80	1,477	1,085
19	☒	+Y	Modal distribution	205,50	6,04	8,14	2,69	1,320	1,077
20	☒	+Y	Modal distribution	-205,50	5,93	6,46	2,46	1,081	1,014
21	☒	-Y	Uniform	205,50	5,50	7,74	2,65	1,360	1,179
22	☒	-Y	Uniform	-205,50	5,58	7,59	2,87	1,320	1,246
23	☒	-Y	Modal distribution	205,50	5,43	6,43	2,54	1,163	1,154
24	☒	-Y	Modal distribution	-205,50	5,27	6,46	2,49	1,195	1,168

Display analysis details

Insert all analysis in report

Delete analysis

Colour legend

- Satisfied
- Not satisfied
- Failure to decay
- Self weight not converging
- Most significant analysis

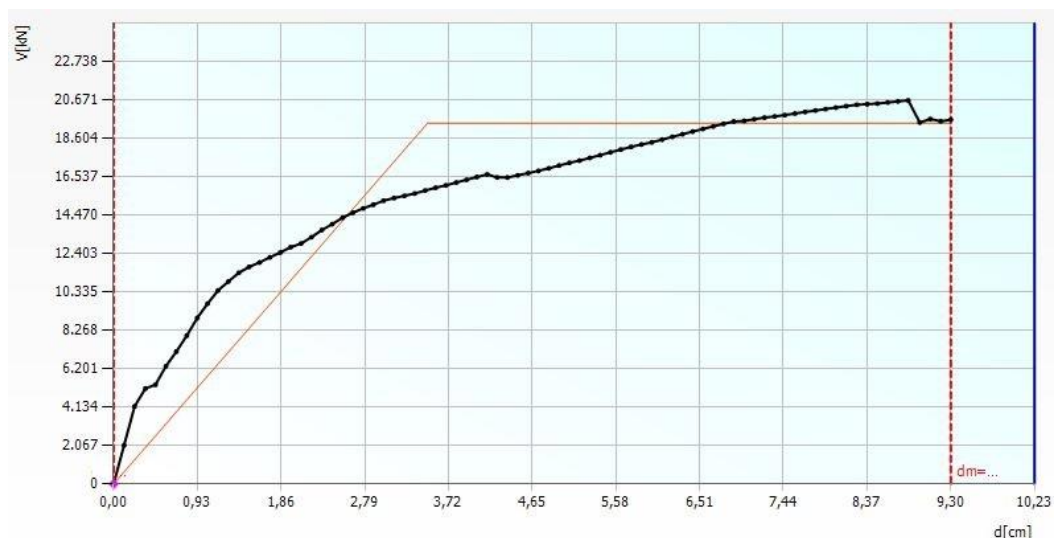
Exit ?

Slika 105: Rezultati "push-over" analize – AB omet + kompozit

Rezultati dokazujejo, da smo zadostili stanju SD in DL tako v globalni X kot globalni Y smeri obravnavanega objekta. V nadaljevanju prikazujemo še potisni krivulji za kritična obtežna primera št. 12 in 20, ki izkazuje najmanjšo zadostno potresno odpornost za mejno stanje SD (MSN).

Potisna krivulja za globalno X smer:

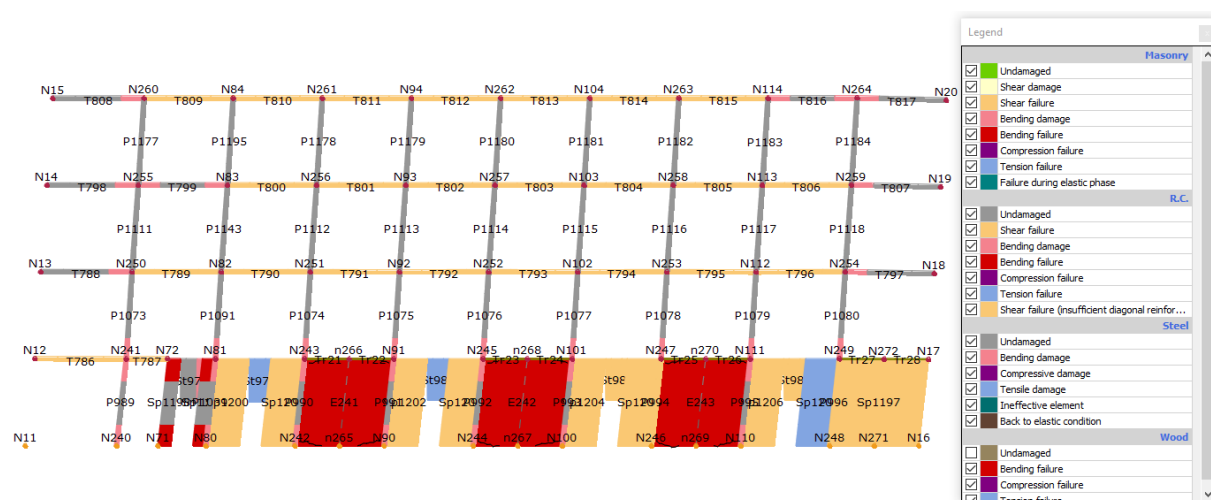
Glede na to, da so ukrepi v globalni X smeri praktično enaki kot pri 1. primeru utrditve, lahko opazimo, da sta si podobni tudi potisni krivulji. Podobno lahko opazimo v zadnjih korakih analize sicer manjši padec nosilnosti, vendar ne pod mejno vrednost 80 %. Program ponovno kot porušitev (konec analize) konstrukcije privzame v trenutku porušitve elementov, ki so bistveni za globalno stabilnost objekta in varnost.



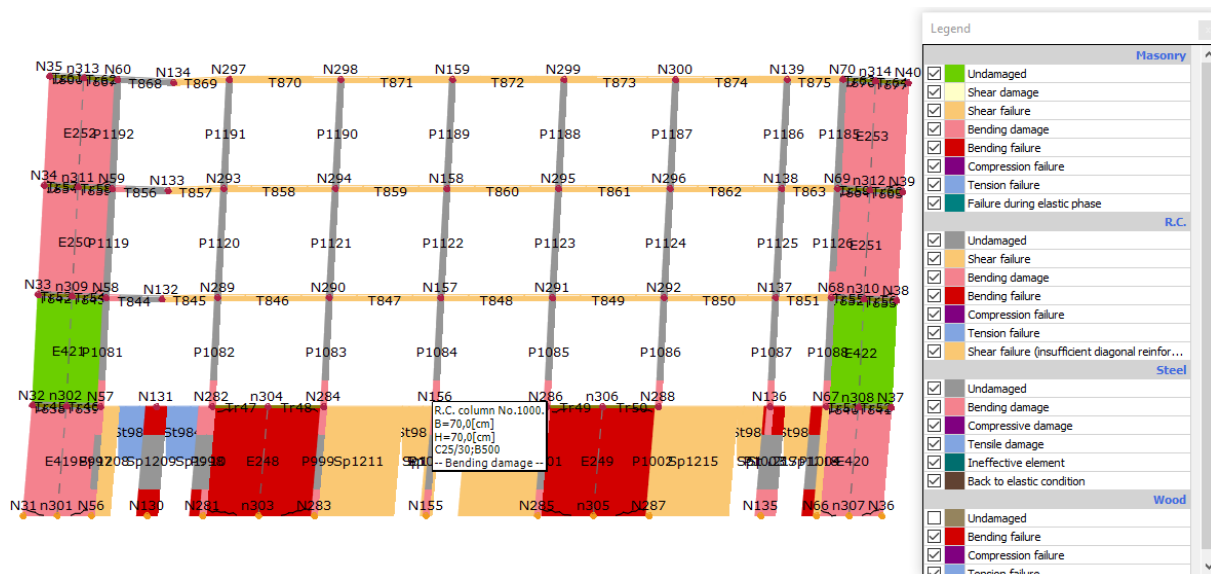
Slika 106: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer – AB omet + kompozit

Iz krivulje na sliki 106 lahko sicer opazimo, da krivulja v zadnjih korakih analize sicer ne začne padati, ampak se na koncu »poravna«. Izrazitega padca nosilnosti pod 80 % ni. Program kot porušitev (konec analize) konstrukcije privzame v trenutku porušitve elementov, ki so bistveni za globalno stabilnost in varnost konstrukcije.

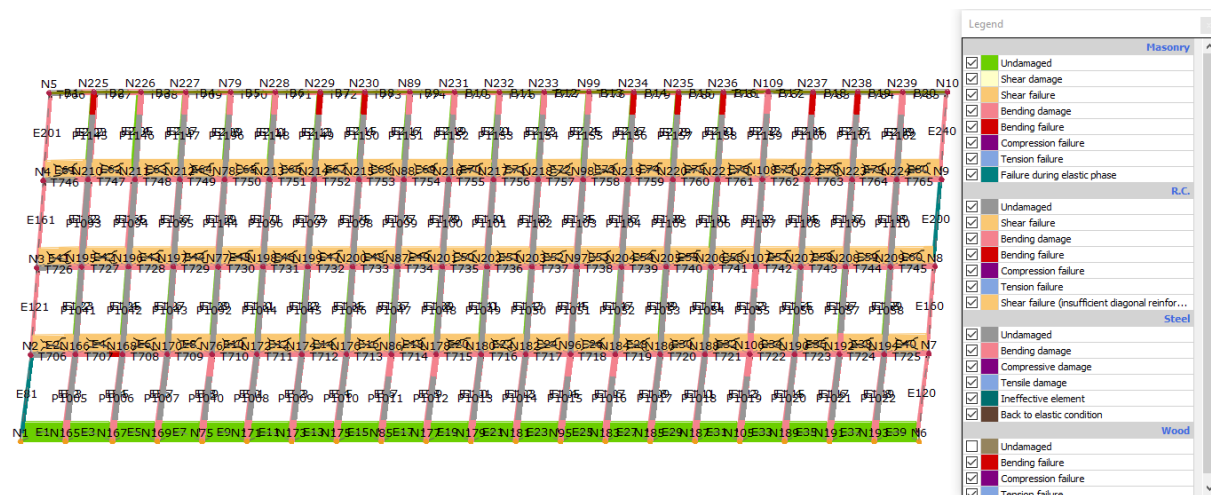
V primerjavi s 1. primerom utrditve lahko v X globalni smeri opazimo na slikah 107, 108 in 109, da v 2. primeru utrditve nismo bistveno vplivali na poškodovanost nosilne konstrukcije in je zelo podobna. Razlog je v tem, da so ukrepi v X globalni smeri ostali praktično nespremenjeni kot pri 1. primeru utrditve. Poškodbe elementov v utrjenem stanju za 2. primer prikazujemo na slikah 107, 108 in 109.



Slika 107: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi B – AB omet + kompozit

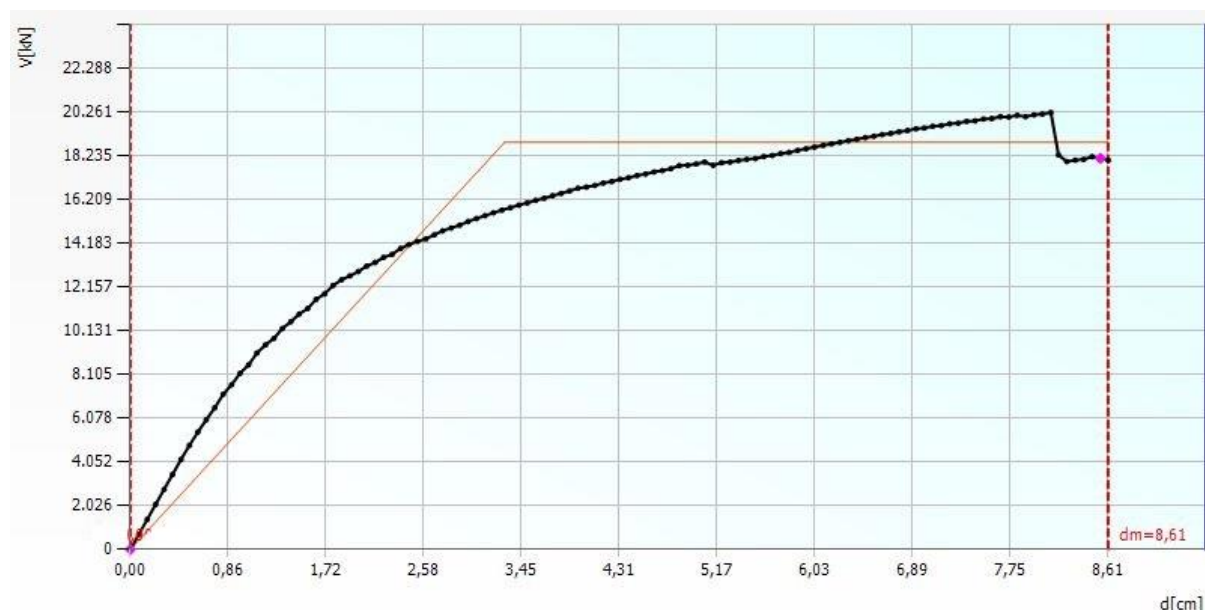


Slika 108: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi C – AB omet + kompozit



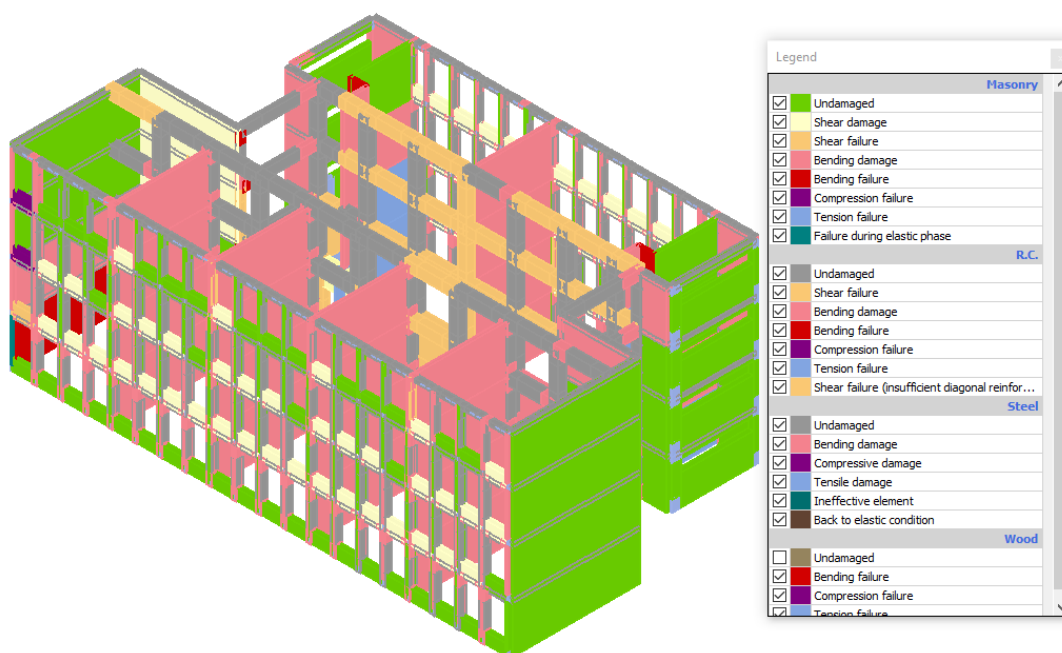
Slika 109: Porušitev elementov nosilne konstrukcije v osi A – AB omet + kompozit.

Potisna krivulja za globalno Y smer:



Slika 110: "Push-over" krivulja za globalno X smer za kritičen obtežni primer – AB omet + kompozit

Še večja podobnost med krivuljama utrditve za 1. in 2. primer (slika 110) pa je vidna v Y globalni smeri, čeprav smo tukaj upoštevali ojačitve zidanih sten s kombinacijo lepila in tkanine iz steklenih vlaken. Vidna je razlika v začetku naraščanja krivulje, saj je v 2. primeru bolj strma (sila hitreje narašča v primerjavi s pomikom konstrukcije). To je posledica uporabe materiala za ojačitev z večjim elastičnim modulom. Program za konec analize označi porušitev bistvenih nosilnih elementov, ki so pomembni za globalno stabilnost in varnost (slika 111).



Slika 111: Poškodovanost konstrukcije pri zadnjem koraku potisne krivulje za utrditev AB omet + kompozit

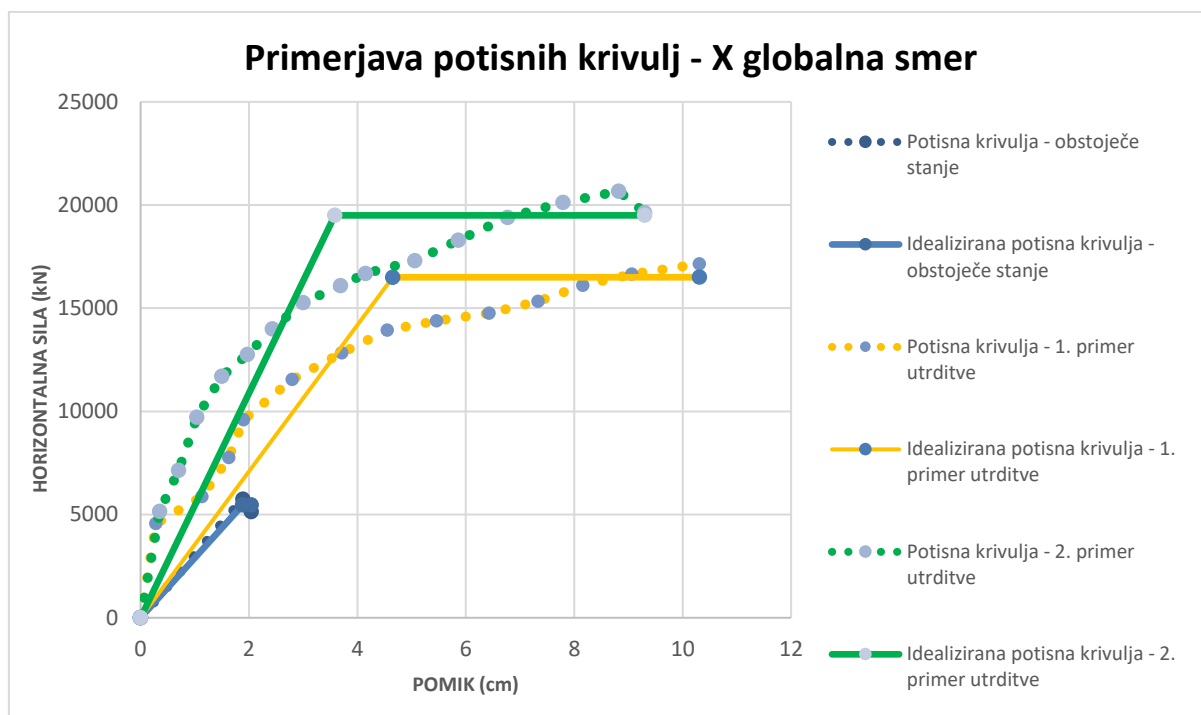
8.3.4 Primerjava obstoječega stanja s predlaganima variantama ukrepov

Preglednica 23 prikazuje primerjavo glavnih rezultatov kritičnih analiz za obstoječe stanje ter oba primera utrditve, s katerima dosežemo zahtevano potresno odpornost. V tabeli prikazujemo poleg mase konstrukcije, ki je bila v analizi upoštevana (izračunana) ter smer obravnave še pospešek tal, ki ga konstrukcija lahko prenese ter maksimalno horizontalno silo.

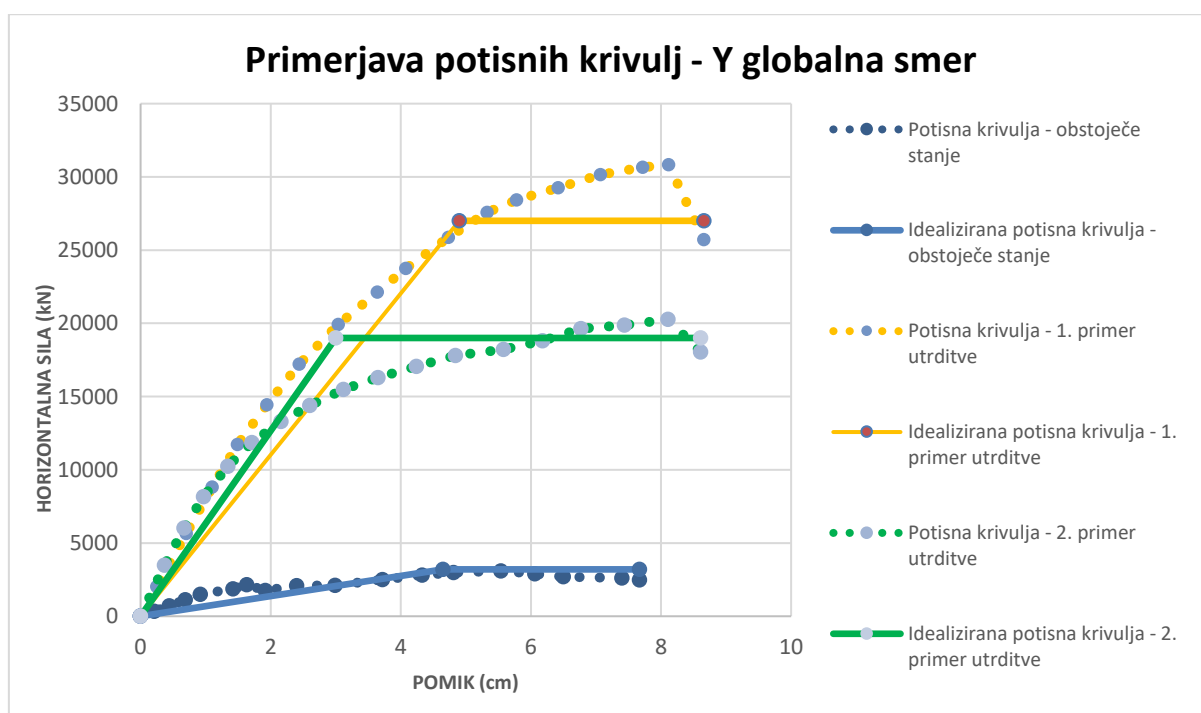
Preglednica 23: Rezultati kritičnih analiz primerov utrditve v primerjavi z obstoječim stanjem

	masa konstrukcije (t)	smer obravnavanja	mejno stanje	PGA (m/s^2)	Hmax (kN)
obstoječe stanje	4812	x	SD	0,48	5751
		y	SD	0,81	3101
1. primer utrditve	5043	x	SD	2,51	17300
		y	SD	2,97	30833
2. primer utrditve	4822	x	SD	3,21	20671
		y	SD	2,650	20261

Iz analize obstoječega stanja smo lahko ugotovili, da je bila najbolj kritična globalna X smer konstrukcije. Da smo lahko zagotovili ustrezno obnašanje in odpornost konstrukcije, so bili potrebni konkretni posegi v obstoječo nosilno konstrukcijo. V globalni X smeri smo z obbetoniranjem in povečanjem prečnih prereзов stebrov ter nadomestitvijo AB sten z opečnimi nosilnimi stenami v pritličju zagotovili boljšo odpornost in duktilno obnašanje konstrukcije. V Y globalni smeri pa smo še dodatno z armiranimi ometi in kombinacijo s sistemom MAPEI zagotovili potresno odpornost v skladu z EC8.



Slika 112: Primerjava potisnih krivulj za X globalno smer analize



Slika 113: Primerjava potisnih krivulj za Y globalno smer analize

Iz slik 112 in 113 lahko opazimo, da smo na račun utrditvenih ukrepov maksimalno horizontalno silo, ki jo konstrukcija lahko prenese konkretno povečali. Za 1. primer utrditve za faktor 3,00 v X smeri in faktor 10 za Y smer medtem ko za 2. primer za faktor 3,6 v X smeri in faktor 6,5 v Y smeri.

9 ZAKLJUČEK

V okviru magistrske naloge je bila izdelana potresna analiza obstoječega stanja ter predlog utrditve javnega objekta. Na podlagi dostopnih poročil o izvedenih terenskih in laboratorijskih raziskavah ter raziskavah, ki smo jih v letu 2019 opravili tudi sami, smo določili vhodne podatke. Za analizo je bil uporabljen program 3Muri, ki omogoča natančno definicijo numeričnega modela.

V prvem sklopu magistrske naloge je bila opravljena potresna analiza obstoječega stanja objekta z opisom teoretičnih osnov analize. Opisano je obstoječe stanje obravnavanega objekta in materiali, ki so bili uporabljeni za gradnjo. Rezultati analize obstoječega stanja so pokazali izredno slabo potresno odpornost javnega objekta. Za mejno stanje SD objekt izkazuje odpornost le 19,4 % v globalni X smeri medtem ko v Y smeri 32,9 %. Podobno velja tudi za mejno stanje DL. Odpornost je v X smeri 35,9 % v Y smeri pa le 26,2 %. Razlogi za tako nizko potresno odpornost objekta so v nepravilni zasnovi nosilne konstrukcije ter nesorazmerno veliki razliki togosti konstrukcije v pritličju v primerjavi z višjimi etažami. Večjo težavo predstavlja izredno toga armiranobetonska stena debeline 50,0 cm, ki poteka v X globalni smeri vzdolž objekta v oseh B in C v pritlični etaži.

V naslednjem koraku smo na podlagi študije utrditvenih ukrepov predlagali dva primera utrjevanja konstrukcije, s katerima bi zagotovili potresni varnosti objekta po danes veljavnih standardih EC8. Predlagana je uporaba utrditvenih ukrepov z uporabo armiranobetonskih ometov zidanih sten, uporabo novejših materialov za ojačitev zidanih sten s tkanino iz steklenih vlaken ter obbetoniranje in strižno ojačanje obstoječih nosilnih elementov konstrukcije. Na podlagi analiz utrditvenih ukrepov smo dobili zadostno potresno odpornost, ki je zahtevana po standardu EC8. Z utrditvenim ukrepom z armiranobetonskimi ometi smo dosegli tudi manjši vpliv sukanja (torzije) konstrukcije.

V magistrskem delu je bil obravnavan realen gradbeno-inženirski problem. Preko iterativnega postopka preizkušanja različnih utrditvenih ukrepov smo uspeli predlagati najustreznejšo rešitev problema. Preverjenih je bilo približno med 15 in 20 različnih idealiziranih računskih modelov nosilne konstrukcije, da smo uspeli s končno rešitvijo. Ob izdelovanju magistrske naloge smo pridobili veliko izkušenj z uporabo programa 3Muri. Program je enostaven za uporabo in uporabniku prijazen. Slabo lastnost programa 3Muri lahko izpostavimo v trajanju računanja potresnih analiz po več ur. Zavedamo pa se, da je vzrok večurnega čakanja na rezultate tudi velik in kompleksen računski model.

Za zaključek lahko komentiramo, da je takih potresno nevarnih javnih objektov nemalo na območju Slovenije. Ključno je zavedanje problema, ki ga moramo začeti reševati s celovitim utrjevanjem vseh pomembnih objektov javnega značaja na potresno najbolj ogroženih območjih.

VIRI

- [1] Tehnična dokumentacija OŠ Riharda Jakopiča.
http://osrj.splet.arnes.si/files/2019/02/422ipz_novelacija_risbe-obstojece-stanje.pdf
(Pridobljeno 25. 6. 2019.)
- [2] Zakon o seizmološki službi (ZSeiS). Uradni list RS št. 14-0994/1978.
- [3] ARSO. 2001. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija Republike Slovenije za okolje.
https://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektني_pospesek_tal.jpg
(Pridobljeno 30.7.2020.)
- [4] Fajfar, P. 2017. Razvoj predpisov za potresno odporno gradnjo v Sloveniji. Gradbeni vestnik 66, 4: 82-96
- [5] Gradbeni zakon (GZ). Uradni list RS št. 61-2914/2017: 8228.
- [6] Gostič, S., Dolinšek, B. Projektiranje rekonstrukcij: 2-13.
https://gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/44-2_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 4.9.2019.)
- [7] Cotič, P., 2010. Eksperimentalno podprta parametrična nelinearna seizmična analiza kamnite zidane stavbe. Diplomsko naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič): 117 str.
- [8] SIST EN 1998-3:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 3. del: Ocena in prenove stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [9] Bosiljkov, V. 2013. Predavanja pri predmetu Prenova in preizkušanje konstrukcij. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- [10] Kavčič, F., Sever, A. 2003. Poročilo o izvedenih preiskavah. Ljubljana. Poročilo. Inštitut za gradbene materiale.
- [11] Lutman, M., Bevc, L., Tomaževič, M. 2004. Poročilo o pregledu zidov, sten in stebrov v objektu Osnovna šola Riharda Jakopiča v Ljubljani ter laboratorijskih preiskavah vzorcev betona. Poročilo. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Oddelek za konstrukcije
- [12] HILTI. X-Scan PS 1000 – Tehnični podatki.
https://www.hilti.si/c/CLS_MEA_TOOL_INSERT_7127/CLS_CONCRETE_SCANNERS_7127/r6436760 (Pridobljeno 16.8.2020.)
- [13] Cotič, P., 2014. Sinteza večsenzorskih neporušnih preiskav gradbenih konstrukcijskih elementov z uporabo metod gručenja. Doktorska dizertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba P. Cotič)

- [14] Snoj, J., 2014. Ocena potresnega tveganja zidanih stavb. Doktorska dizertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snoj): 241 str.
- [15] Dytran instruments. 2013. Operating guide series 3097A LIVM accelerometers, 10, 100 & 500 mV/g hermetically sealed.
- [16] Dewesoft. 2020. General catalog.
https://d36j349d8rqm96.cloudfront.net/3/218/DEWESoft_Product_Catalog_EN_latest.pdf
(Pridobljeno 10.7.2019.)
- [17] Fajfar, P. 2002. Poenostavljena nelinearna analiza konstrukcij pri potresni obtežbi. Gradbeni vestnik 51, 11: 302-315.
- [18] SIST EN 1998-1:2005. Evrokod 8: Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij – 1.del: Splošna pravila, potresni vplivi in pravila za stavbe. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [19] Rus, G. 2018. Potresna analiza obstoječe stavbe za izobraževanje s študijo utrditvenih ukrepov. Magistrsko delo. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba G. Rus): str. 22
- [20] S.T.A. DATA. 2019. 3Muri User Manual, Release 12.2.1: 294 str.
https://www.3muri.com/documenti/brochure/en/3Muri12.2.1_ENG.pdf
(Pridobljeno 10.1.2020.)
- [21] NTC. 2008. Italian National Technical Code – Sections Extracted From The Commentary To NTC08.
- [22] SIST EN 1991-1-1:2004. Evrokod 1: Vplivi na konstrukcije – 1-1.del: Splošni vplivi – Prostorninske teže, lastna teža, koristne obtežbe stavb. Ljubljana, Slovenski inštitut za standardizacijo.
- [23] Bergant, M., Dolinšek, B. Utrjevanje kamnitih in opečno-kamnitih zidov z injektiranjem: 2-10.
https://gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/51-9_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 5.6.2020)
- [24] Janežič, I., Baumgartner, M., Kos, J. in Bergant, M. Tehnične informacije o pomembnejših posegih za rekonstrukcijo v potresu poškodovanih zidanih objektov: str. 1-14.
https://gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/45-3_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 5.6.2020)
- [25] Gerbec, B., Popović, M. 2014. Omet kot nosilni konstrukcijski element.
file:///C:/Users/Uporabnik/Downloads/Gradbenik-5_2014_ZRMK_Gerbec.pdf
(Pridobljeno 5.8.2020)

- [26] Simonič Jarc, M., Gostič, S., Bosiljkov, V., Žarnić, R. 2015. In-situ and laboratory tests of old brick masonry strengthened with FRP in innovative configurations and design considerations.
- [27] Carić, M., Kišiček, T. 2017. Pojačanje nearmiranog zida na posmik tkaninom armiranim mortovima (TRM): str 51.
<http://www.grad.hr/phd-simpozij/2017/proceedings/02.pdf>
(Pridobljeno 10.10.2020)
- [28] Vugrinec, E. 1977. Izvedba povezovanja zidov z jeklenimi vezmi v praksi.
Gradbeni vestnik 26, 7-8: 189-192
- [29] Bergant, M., Gerbec, B. Metoda statične utrditve nosilnih gradbenih konstrukcij z lepljenjem dodatne armature.
https://gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/50-8_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 10.10.2020)
- [30] Popović, M. Rekonstrukcije zidanih stavb in vpliv utrditvenih ukrepov na njihovo trajnost.
https://gi-zrmk.si/media/uploads/public/document/49-7_clanek_sl.pdf
(Pridobljeno 5.8.2020.)
- [31] Snoj, J. 2009. Ocena potresne odpornosti zidane stavbe s programom 3Muri. Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo (samozaložba J. Snoj): str. 25
- [32] MAPEI MAPEWRAP EQ SYSTEM. Tehnični list.
https://cdnmedia.mapei.com/docs/librariesprovider2/products-documents/6142-mapewrapeqsystem-gb-201910_d683a7a2dde543e1a9be8abb75786b2e.pdf?sfvrsn=e6fc0f1f_0
(Pridobljeno 10.8.2020.)

PRILOGE

Priloga A.1: Tloris pritličja

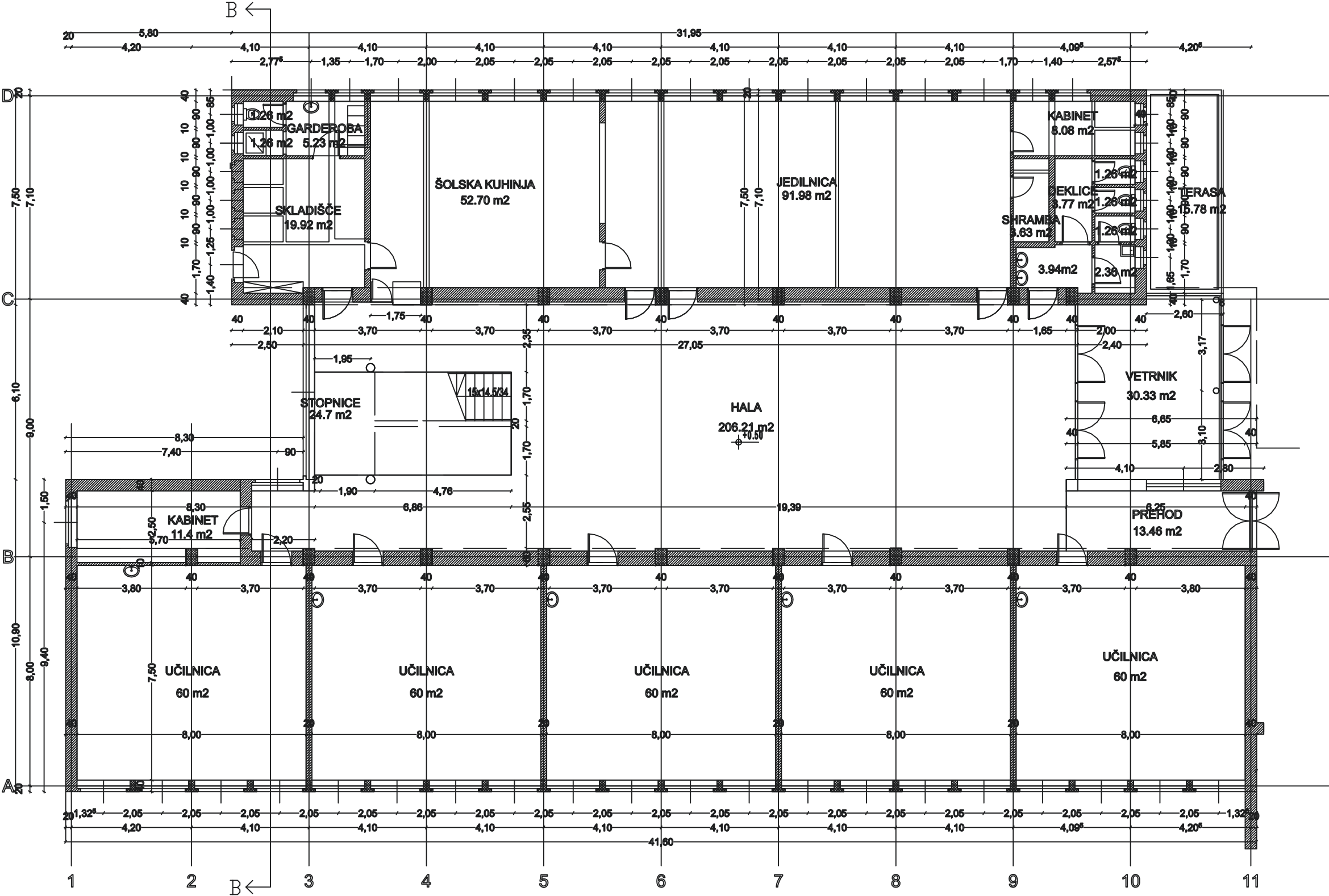
Priloga A.2: Tloris 1. nadstropja

Priloga A.3: Tloris 2. nadstropja

Priloga A.4: Tloris 3. nadstropja

Priloga A.5: Prerez B-B

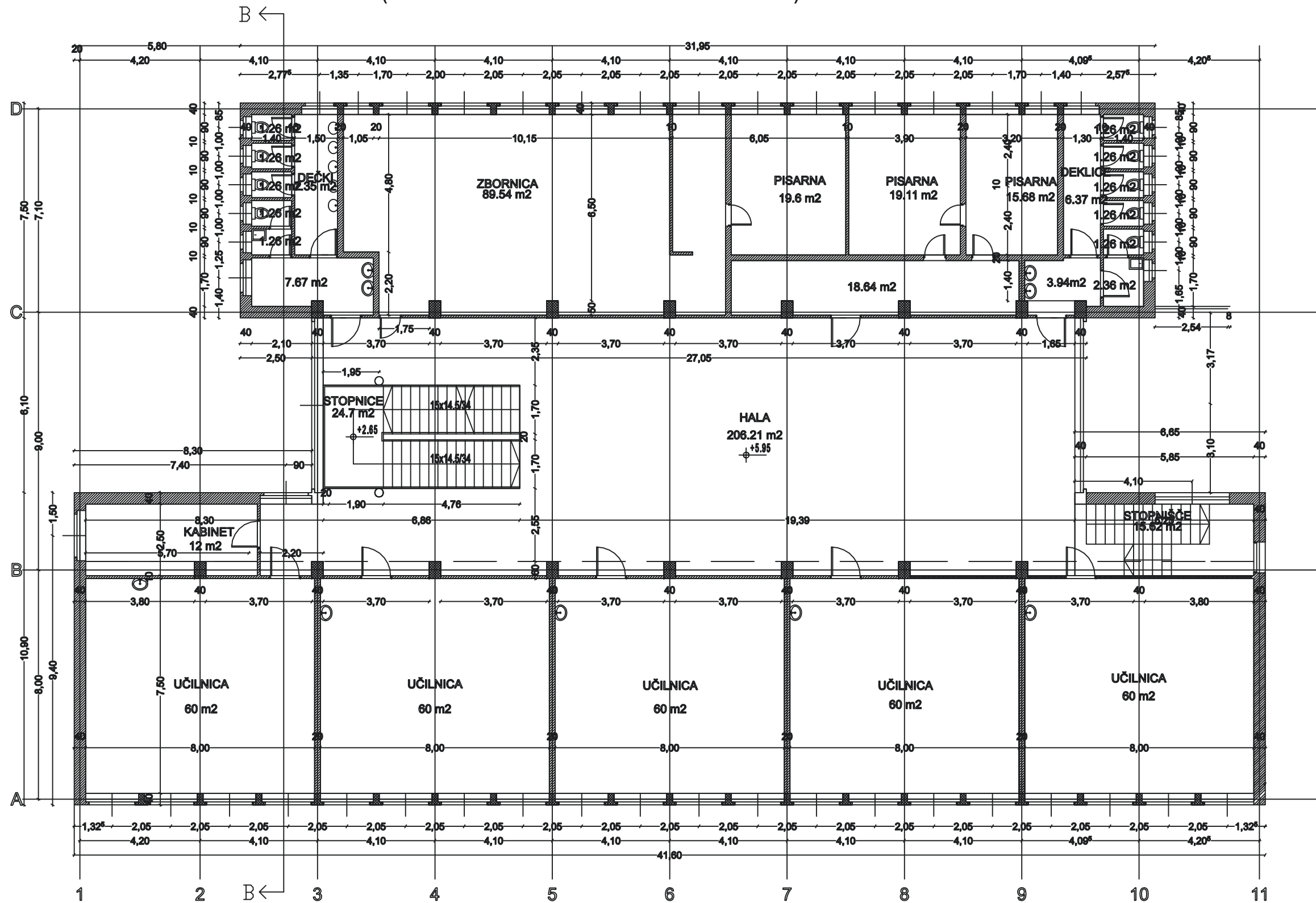
TLORIS PRITLIČJA - obstoječe stanje
(iz arhiva OŠ RIHARDA JAKOPIČA)



Priloga A.1: Tloris pritličja, merilo 1:150

avtor	Jernej Nejc Lombar, dipl. inž. grad. (UN)
mentor	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
somentor	asist. Marin Klun, mag. inž. grad.

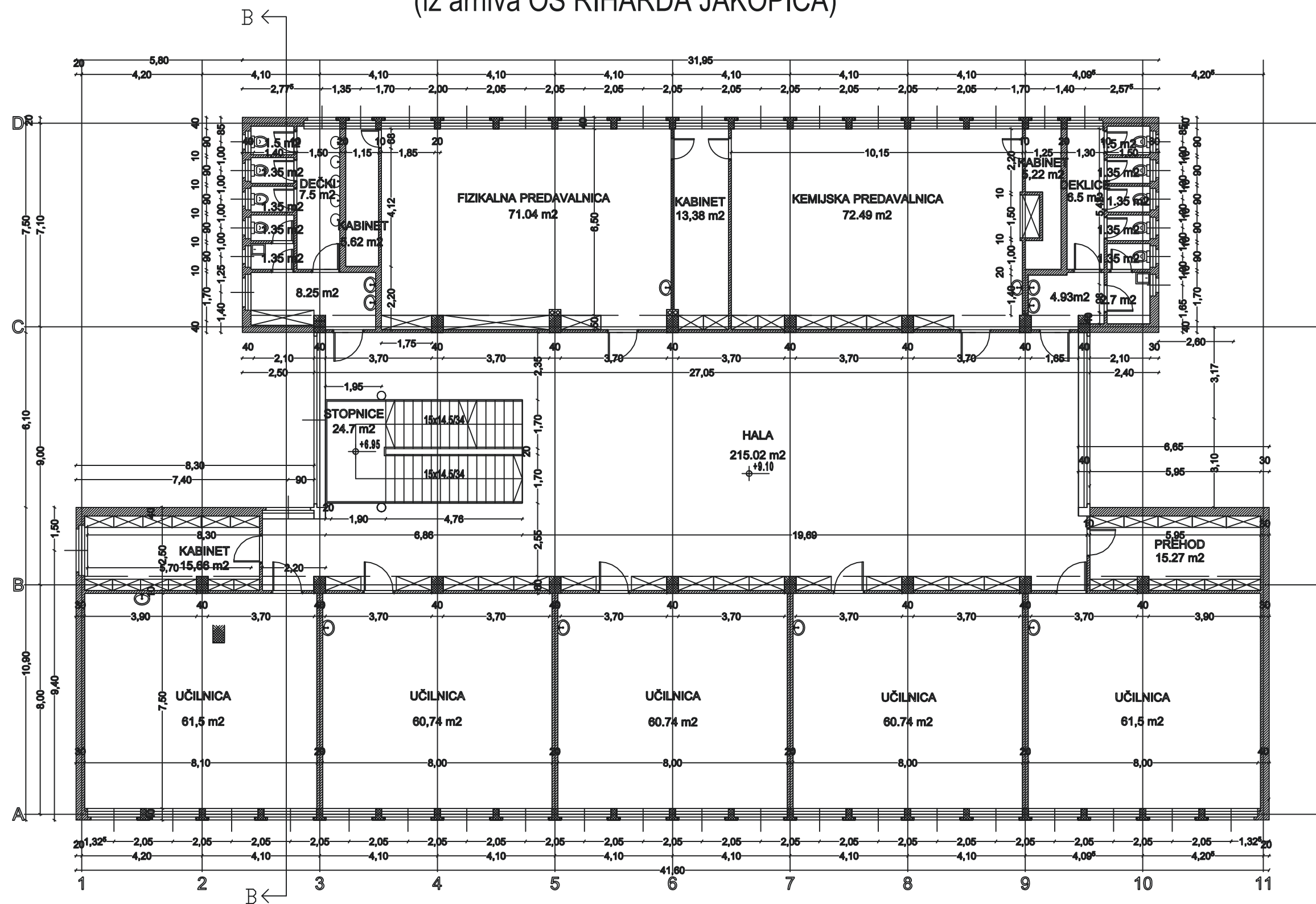
TLORIS 1. NADSTROPJA - obstoječe stanje
(iz arhiva OŠ RIHARDA JAKOPIČA)



Priloga A.2: Tloris 1. nadstropja, merilo 1:150

avtor	Jernej Nejc Lombar, dipl. inž. grad. (UN)
mentor	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
somentor	asist. Marin Klun, mag. inž. grad.

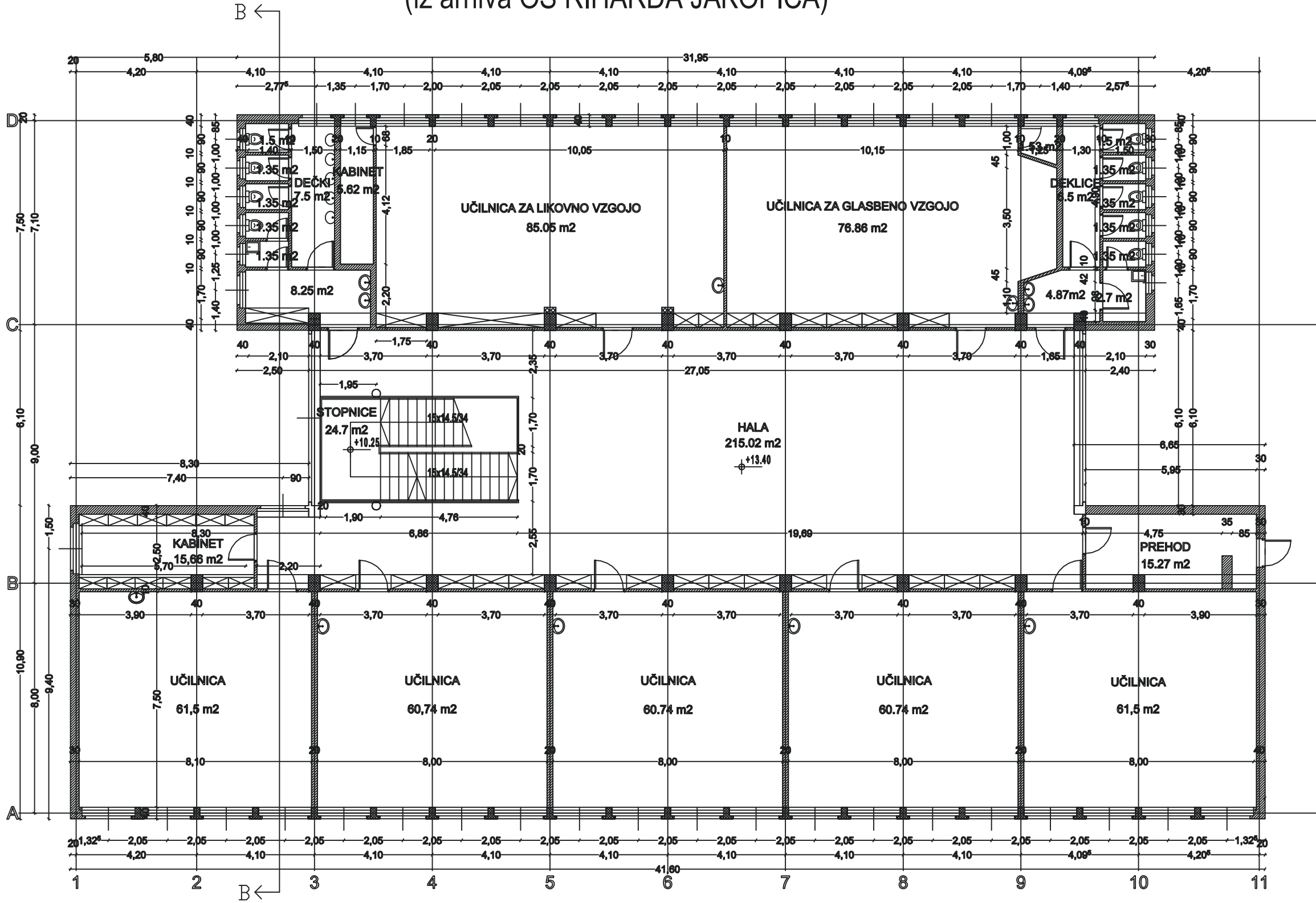
TLORIS 2. NADSTROPJA - obstoječe stanje (iz arhiva OŠ RIHARDA JAKOPIČA)



Priloga A.3: Tloris 2. nadstropja, merilo 1:150

avtor	Jernej Nejc Lombar, dipl. inž. grad. (UN)
mentor	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
somentor	asist. Marin Klun, mag. inž. grad.

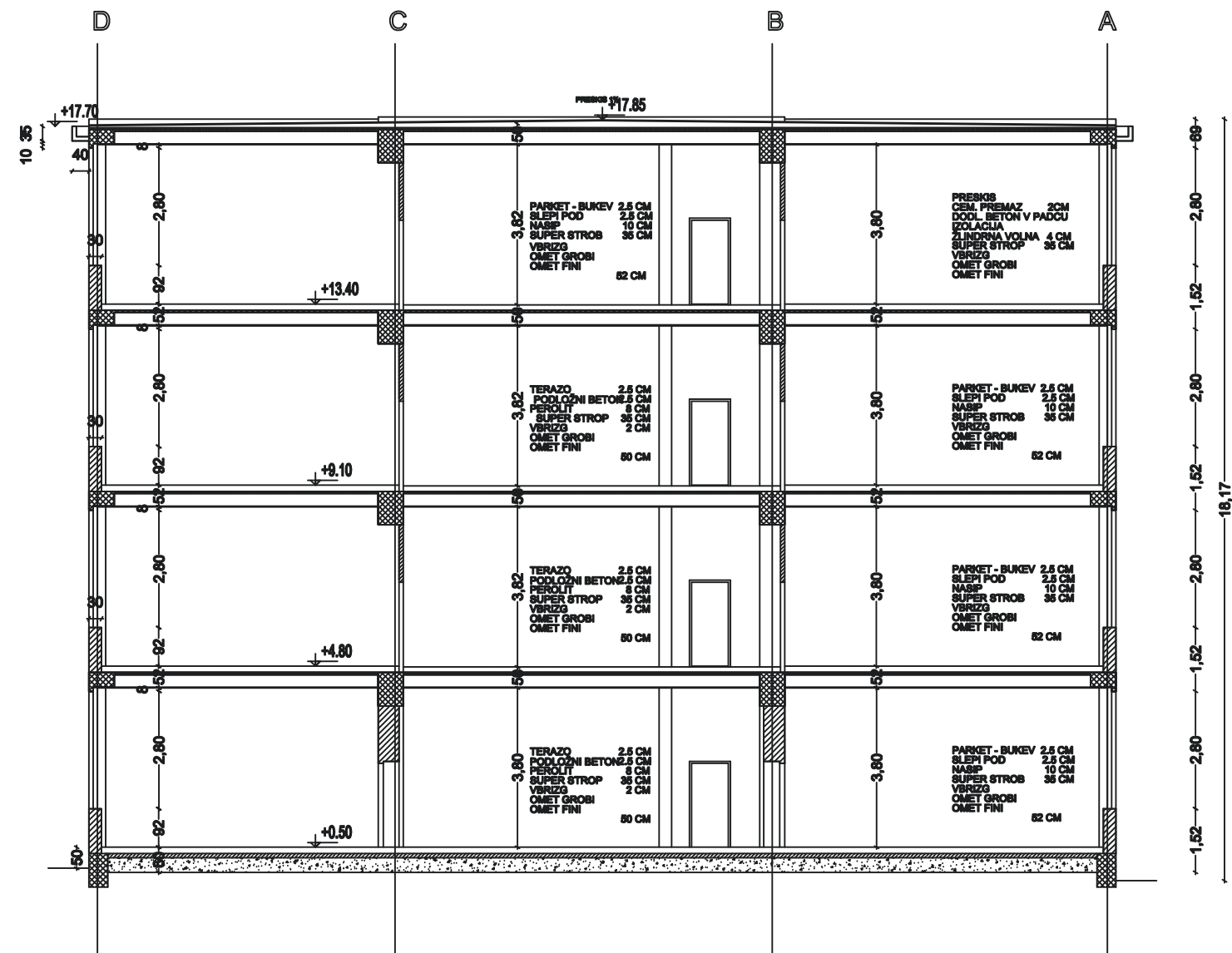
TLORIS 3. NADSTROPJA - obstoječe stanje (iz arhiva OŠ RIHARDA JAKOPIČA)



Priloga A.4: Tloris 3. nadstropja, merilo 1:150

avtor	Jernej Nejc Lombar, dipl. inž. grad. (UN)
mentor	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
somentor	asist. Marin Klun, mag. inž. grad.

PREREZ B-B - obstoječe stanje
(iz arhiva OŠ RIHARDA JAKOPIČA)



Priloga A.5: Prerez B-B, merilo 1:200

avtor	Jernej Nejc Lombar, dipl. inž. grad. (UN)
mentor	prof. dr. Vlatko Bosiljkov
somentor	asist. Marin Klun, mag. inž. grad.