

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

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



Univerzitetni program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidat:

Zlatko Vidrih

Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda - prečna smer

Diplomska naloga št.: 2892

Mentor:

izr. prof. dr. Tatjana Isaković

Somentor:

prof. dr. Matej Fischinger

Ljubljana, 14. 6. 2006

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **ZLATKO VIDRIH** izjavljam, da sem avtor diplomske naloge z naslovom:
**»ANALIZA POTRESNEGA ODZIVA IN POTRESNE UTRDITVE VIADUKTA
RAVBARKOMANDA – PREČNA SMER«.**

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske
separatoteke FGG.

Ljubljana, 01.06.06

BIBLIOGRAFSKO – DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7:642.21(043.2)
Avtor: Zlatko Vidrih
Mentor: doc. dr. Tatjana Isaković
Naslov: Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda – Prečna smer
Obseg in oprema: 116 str., 28 pregl., 97 sl., 46 en.
Ključne besede: viadukt Ravbarkomanda, potresna utrditev, nelinearna analiza
Izveček

V času gradnje viadukta Ravbarkomanda je bilo znanje o potresnem odzivu mostov pomankljivo. To je vodilo do upoštevanja premajhnih potresnih obremenitev in s tem do uporabe neustreznih konstrukcijskih detajlov, kot so npr. preklopi vzdolžne armature na območju največjih obremenitev, uporaba gladke armature, premajhna stremenska armatura in, v primeru stebrov viadukta Ravbarkomanda, stremenska armatura na notranji strani vzdolžne.

Cilj študije, v okviru katere je bilo izdelano diplomsko delo, je bil oceniti potresni odziv viadukta Ravbarkomanda in predlagati načine potresne utrditve stebrov. V diplomskem delu je obravnavana analiza potresnega odziva in potresne utrditve stebrov viadukta Ravbarkomanda v prečni smeri. V literaturi najdemo zelo malo podatkov o obnašanju sorodno konstruiranih stebrov, zato je bil na Zavodu za gradbeništvo Slovenije izveden eksperiment, na podlagi katerega so bili izbrani in verificirani ustrezni analitični modeli.

Za določitev potresnega odziva je bila uporabljena linearna analiza v skladu z EC8/2 in nelinearna analiza časovnega odziva. Analiza potresnega odziva viadukta je za prečno smer pokazala, da za pričakovano potresno obtežbo, določeno v posebni študiji, nosilnost stebrov (z izjemo kratkega stebra v osi 30) zadostuje. S stališča potresne utrditve je najustreznejše objetje s kompozitnimi materiali. Ker pa bo potrebno, glede na slabo stanje stebrov, obnoviti tudi krovno plast betona, je verjetno tehnološko bolj smotrna utrditev z betonsko oblogo. V Evropi je kar nekaj sorodno konstruiranih viaduktov, zato smo opravili tudi analizo odziva za primer slabših temeljnih tal oziroma močnejšega potresa. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve je bila opravljena tudi za vzdolžno smer (Rejec,2006).

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION

UDC: 624.042.7:642.21(043.2)
Author: Zlatko Vidrih
Supervisor: Assist. Prof. dr. Tatjana Isaković
Title: Seismic analysis and strengthening of viaduct Ravbarkomanda –
Transverse direction
Notes: 116 p., 28 tab., 97 fig., 46 eq.
Key words: viaduct Ravbarkomanda, seismic retrofit, nonlinear analysis

Abstract

The knowledge about seismic response of bridges was poor at the time of construction of viaduct Ravbarkomanda. That lead to underestimated earthquake forces and therefore to unsuitable construction details, such as lap splices, situated in the regions of plastic hinges, use of plain reinforcement, insufficient transverse reinforcement and, as in the case of viaduct Ravbarkomanda, transverse reinforcement constructed on the inner side of the longitudinal bars.

The main aim of the study was to estimate the seismic response of the viaduct Ravbarkomanda and to propose seismic strengthening of the columns. This thesis deals with seismic analysis and strengthening of viaduct Ravbarkomanda in transverse direction. Very few data is available in the literature on the seismic behavior of columns similar to those of viaduct Ravbarkomanda. Therefore an experiment was performed at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute in order to obtain data for proper selection of analytical modeling.

Linear analysis in accordance with EC8/2 and nonlinear analysis of seismic response were performed. The analysis showed that strength of the existing columns is satisfactory, except for the column No.30. From the seismic strengthening point of view, composite materials jackets are the most suitable, but because concrete cover is planed to be replaced, the use of concrete jacket is more reasonable. There are a number of viaducts, similar to viaduct Ravbarkomanda in Europe and because of that we performed the analysis for the case of worse foundation conditions and the case of stronger earthquake. Seismic analysis and strengthening in longitudinal direction was performed by Rejec (2006).

ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorici doc. dr. T. Isaković in somentorju prof. dr. M. Fischingerju. Hvala tudi vsem na IKPIR-u, ki so poskrbeli za prijetno delovno vzdušje.

Zahvalil bi se staršem za vsestransko pomoč v času študija. Hvala tudi Nives, ki mi je bila v oporo skozi študij.

Nenazadnje bi se rad zahvalil še sošolcem, brez katerih študij gradbeništva ne bi bil enak. (Damjan, David, Franci, Klemen P., Klemen R., Matej, Matic, Miha)

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
2	PREGLED LITERATURE	5
2.1	Poškodbe viaduktov.....	5
2.2	Pregled eksperimentalnih raziskav škatlastih AB stebrov.....	7
2.3	Pregled načinov utrditve stebrov	8
2.3.1	Jekleni plašči	8
2.3.2	Plašči iz kompozitnih materialov (FRP).....	12
2.3.3	Betonski plašči.....	15
2.3.4	Uporaba prednapenjanja.....	16
2.4	NEES - Network for Earthquake Engineering Simulation.....	16
3	METODE ZA ANALIZO POTRESNEGA ODZIVA VIADUKTOV – EC8/2.....	19
3.1	Splošno	19
3.2	Spekter odziva	21
3.2.1	Elastični spekter odziva.....	21
3.2.2	Projektni spekter odziva	23
3.3	Predstavitve potresnega vpliva pri analizi časovnega odziva.....	24
4	MODELI STEBROV ZA NELINEARNO ANALIZO ČASOVNEGA ODZIVA	25
4.1	Lamelni (fiber) element.....	25
4.2	Gredni element s Takedinimi histereznimi pravili	27
4.2.1	Določitev zveze med momentom in zasukom za konzolni element.....	28
4.2.2	Določitev zveze med momentom in ukrivljenostjo.....	32
4.2.3	Izračun krivulj moment-ukrivljenost v različnih programih	38
4.2.4	Duktilnost za ukrivljenost.....	41
4.3	Primerjava različnih modelov.....	42
4.3.1	Statična nelinearna analiza	43
4.3.2	Dinamična nelinearna analiza.....	44
4.4	Zaključki.....	46
5	UPORABLJENI RAČUNALNIŠKI PROGRAMI ZA ANALIZO KONSTRUKCIJ.....	47
5.1	DIAS.....	47
5.2	DRAIN	47
5.2.1	DRAIN-2DX	48

5.2.2	DRAIN-3DX	48
5.3	OpenSees	48
5.4	SAP2000	49
6	MODELNA PREISKAVA STEBROV	51
6.1	Preiskava stebrov	51
6.1.1	Steber 1 (model S30; kratek steber)	51
6.1.2	Steber 2 (model S28; dolg steber)	52
6.2	Računski model	54
6.3	Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov	55
7	VIADUKT RAVBARKOMANDA	57
7.1	Opis viadukta	57
7.2	Matematični model viadukta Ravbarkomanda v prečni smeri	60
7.3	Nosilnost stebrov po EC8/2	62
7.3.1	Upogibna nosilnost stebrov	62
7.3.2	Strižna nosilnost stebrov	63
7.3.3	Nelinearne karakteristike stebrov	67
8	OBTEŽBA	69
8.1	Vertikalna obtežba in masa	69
8.2	Potresna obtežba	72
8.2.1	Dejanski akcelelogrami	72
8.2.2	Umetno generirani akcelelogrami	73
9	LINEARNA ANALIZA POTRESNEGA ODZIVA	75
9.1	Lastno nihanje modela viadukta v prečni smeri	75
9.2	Modalna analiza s spektri odziva	76
9.3	Linearna analiza časovnega odziva	80
9.4	Primerjava rezultatov linearnih analiz	83
9.5	Primerjava rezultatov linearne analize z nosilnostjo stebrov	84
10	NELINEARNA ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA	87
10.1	Primerjava rezultatov nelinearne analize z nosilnostjo stebrov	96
11	POTRESNI ODZIV VIADUKTA RAVBARKOMANDA ZA PRIMER MOČNEJŠE POTRESNE OBTEŽBE	99
11.1	Slabša tla	99

11.2	Močnejši potres	103
12	ANALIZA POTRESNE UTRDITVE STEBROV VIADUKTA.....	105
13	ZAKLJUČKI.....	109
14	VIRI.....	113

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 1: Parametri S , T_B , T_C in T_D (EC8/1).....	22
Preglednica 2: Vpliv števila lamel na rezultate:.....	39
Preglednica 3: Vpliv osne sile na duktilnost prereza.....	41
Preglednica 4: Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov.....	53
Preglednica 5: Karaktersitike plastičnih členkov stebrov.....	55
Preglednica 6: Karaktersitike elastičnega dela.....	55
Preglednica 7: Dolžine stebrov desnega vozišča (S15-S30).....	58
Preglednica 8: Lastnosti betona, vgrajenega v viadukt Ravbarkomanda.....	61
Preglednica 9: Lastnosti armature vgrajene v viadukt Ravbarkomanda.....	61
Preglednica 10: Karakteristike prečnih prerezov viadukta Ravbarkomanda.....	61
Preglednica 11: Upogibna nosilnost stebrov.....	62
Preglednica 12: Največje možne strižne sile v stebrih $V_{C,0}$	63
Preglednica 13: Projektne vrednosti strižne nosilnosti stebrov.....	64
Preglednica 14: Strižna nosilnost stebrov po Priestley-u.....	66
Preglednica 15: Karakteristike stebrov v prečni smeri.....	67
Preglednica 16: Karakteristike stebrov v prečni smeri za majhne pomike.....	68
Preglednica 17: Določitev vertikalne obtežbe.....	69
Preglednica 18: Osne sile v stebrih.....	70
Preglednica 19: Mase na vrhu stebrov.....	71
Preglednica 20: Mase v poljih.....	71
Preglednica 21: Umetno generirani akcelelogrami na podlagi dejanskih akcelelogramov.....	73
Preglednica 22: Nihajni časi in efektivne mase za prvih 7 pomembnih nihajnih oblik.....	75
Preglednica 23: Vrednosti v spektru pospeškov ($a_g = 0,23g$).....	77
Preglednica 24: Vrednosti pomikov vrhov stebrov za različne faktorje obnašanja.....	78
Preglednica 25: Vrednosti upogibnih momentov za različne faktorje obnašanja.....	79
Preglednica 26: Vrednosti prečnih sil v stebrih za različne faktorje obnašanja.....	79
Preglednica 27: Maksimalna prečna sila, strižna nosilnost po Priestleyu, strižna nosilnost po EC2 in razlike.....	106
Preglednica 28: Potrebna debelina plašča iz kompozitnih materialov za zagotovitev varnosti proti porušitvi v strigu.....	107

KAZALO SLIK

Slika 1: Učinkovitost plaščev iz armiranih kompozitnih materialov za stebre z velikim razmerjem med globino in širino: (a) brez vezi, (b) z vezmi.	13
Slika 2: Stik novega in starega betona (EC2/1).....	15
Slika 3: S pomočjo kamer lahko potek preiskusov spremljamo v realnem času. Na sliki je prikazana ena izmed potresnih miz v laboratoriju na univerzi v Nevadi -Reno	17
Slika 4: Skica laboratorija na univerzi v Nevadi - Reno.	18
Slika 5: Geometrija preizkušanca 1 – 2 polji.....	18
Slika 6: Geometrija preizkušanca 2 – 4 polja.....	18
Slika 7: Oblika elastičnega spektra odziva (EC8/1).....	22
Slika 8: Razdelitev prereza stebra viadukta Ravbarkomanda za analizo v prečni smeri	25
Slika 9: Gredni element z neelastičnima vzmetema.....	27
Slika 10: Določitev trilinearne ovojnice histereze moment -zasuk.....	28
Slika 11: Krivulja moment ukrivljenost za pravokotni in krožni prerez.....	29
Slika 12: Shema numerične integracije ukrivljenosti vzdolž nosilca.....	30
Slika 13: Definicija ukrivljenosti na meji tečenja (EC8/2, Dodatek E)	31
Slika 14: Totalni zasuk konzole	31
Slika 15: Določitev krivulje M- ψ	32
Slika 16: Numerična integracija napetosti.....	32
Slika 17: Krivulja moment-ukrivljenost.....	33
Slika 18: Trilinearna ovojnica moment-ukrivljenost.....	33
Slika 19: Določitev momenta na meji nastanka razpok	34
Slika 20: Določitev momenta in ukrivljenosti v trenutku, ko steče prva plast armature.....	35
Slika 21: Določitev mejnega momenta in ukrivljenosti M_{y1}	35
Slika 22: Odnos med napetostjo in deformacijo betona – Manderjev model (EC2/1).....	36
Slika 23: Odnosi med napetostjo in deformacijo za objeti beton.....	36
Slika 24: Levo- neobjeti beton (enoosno napetostno stanje), desno- objeti beton(triosno napetostno stanje).....	37
Slika 25: Odnosi med napetostjo in deformacijo armature	37
Slika 26: Verifikacija rezultatov dobljenih z Excelom.....	38
Slika 27: Vpliv števila lamel na moment in ukrivljenost ob začetku tečenja:.....	40

Slika 28: Vpliv števila lamel na mejni moment in mejno ukrivljenost	40
Slika 29: Primerjava rezultatov dobljenih z različnimi programi	40
Slika 30: Vpliv osne sile na duktilnost prereza	41
Slika 31: Primerjava obnašanja votlega pravokotnega prereza in primerljivega (enaka poraba materiala) I- prereza v vzdolžni smeri (okrog osi x)	42
Slika 32: Primerjava obnašanja votlega pravokotnega prereza in primerljivega (enaka poraba materiala) I- prereza v prečni smeri (okrog osi y)	42
Slika 33: Uporabljeni nelinearni modeli	42
Slika 34: Geometrija in prerez konzole	43
Slika 35: Neelastični in elastični zasuk konzole	43
Slika 36: Primerjava nelinearne statične analize za različne elemente in programe	44
Slika 37: Nelinearna dinamična analiza. Zgoraj histereze nekaterih elementov, spodaj časovni potek pomikov	45
Slika 38: Geometrija in armatura prerezov preizkušancev ob vpetju v temelj	54
Slika 39: Skica modela	54
Slika 40: Zveza med silo in pomikom v dolgem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov. S tanko modro neprekinjeno črto so prikazani rezultati eksperimenta, z debelo črtkano pa analitični rezultati	56
Slika 41: Zveza med silo in pomikom v kratkem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov. S tanko modro neprekinjeno črto so prikazani rezultati eksperimenta, z debelo črtkano pa analitični rezultati	56
Slika 42: Zveza med silo in pomikom v dolgem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov pri majhnih deformacijah	56
Slika 43: Zveza med silo in pomikom v kratkem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov pri majhnih deformacijah	56
Slika 44: Zgoraj desno, spodaj levo vozišče viadukta Ravbarkomanda	57
Slika 45: Skica situacije. Viadukt Ravbarkomanda na dveh mestih prečka magistralno cesto in železniško progo	58
Slika 46: Prečni prerez prekladne konstrukcije v polju po sanaciji leta 1997	59
Slika 47: Prečni prerez stebra	59
Slika 48: Geometrija kape. (a) tloris, (b) naris, (c) stranski ris	60
Slika 49: Skica matematičnega modela viadukta Ravbarkomanda	60

Slika 50: Faktor k v odvisnosti od duktilnosti za pomik.....	65
Slika 51: Pomen oznak v izrazih za strižno nosilnost po Priestley-u (Priestley, 1996)	65
Slika 52: Primerjava strižne nosilnosti stebrov določene po EC2 in po Priestleyu.....	66
Slika 53: Primerjava strižne nosilnosti stebra 15 določene po EC2(črtkana zelena) in po Priestleyu (polna modra) v odvisnosti od zasuka stebra.	67
Slika 54: Trilinearni ovojnici za velike in za majhne pomike – steber 15	68
Slika 55: Elementi prekladne konstrukcije.....	69
Slika 56: Prečnik.....	69
Slika 57: Prometna obtežba	70
Slika 58: Obtežba na prekladi (201 kNm)	70
Slika 59: Skica razporeda mas po konstrukciji.....	71
Slika 60: Dejanski akcelelogrami (normirani na 0.23 g).....	72
Slika 61: Nihajne oblike viadukta v prečni smeri	75
Slika 62: Efektivne mase konstrukcije in vsote efektivnih mas konstrukcije v razmerju s celotno maso konstrukcije.....	76
Slika 63: Projektni spekter pospeškov za tip tal A ($a_g = 0,23g$).	77
Slika 64: Pomiki vrha stebra 15 pri različnih faktorjih obnašanja	78
Slika 65: Časovni potek pomikov vrha stebra 22 (dolga steber) za različne umetne akcelelograme	80
Slika 66: Časovni potek pomikov vrha stebra 30 (dolga steber) za različne akcelelograme	81
Slika 67: Ujemanje spektrov pospeškov, dobljenih s programom SAP2000, s spektrom odziva, ki ga predpisuje EC8 za dobra tla.....	81
Slika 68: Pomiki vrha stebrov	82
Slika 69: Upogibni momenti ob vpetju stebrov.....	82
Slika 70: Prečne sile v stebrih	82
Slika 71: Primerjava vrednosti upogibnih momentov ob vpetju stebrov	83
Slika 72: Primerjava vrednosti prečnih sil v stebrih.....	83
Slika 73: Primerjava vrednosti pomikov vrhov stebrov	84
Slika 74: Primerjava upogibnih nosilnosti stebrov in obtežbe	84
Slika 75: Primerjava strižnih nosilnosti stebrov (EC8/2) in obtežbe	85
Slika 76: Idealizacija diagrama moment-ukrivljenost za določitev ukrivljenosti na meji tečenja armature ψ_y (Primer stebra 15)	86

Slika 77: Matematični model viadukta Ravbarkomanda za nelinearno analizo s programom DRAIN-2DX	87
Slika 78: Vpliv konstant dušenja (α, β) na ovojnico prečnih sil	87
Slika 79: Levo -ovojnica pomikov vrha stebrov, desno-ovojnica upogibnih momentov na dnu stebrov	88
Slika 80: Časovni potek pomikov vrha stebra 22, izračunan z uporabo lamelnega (fiber) elementa.....	94
Slika 81: Pomiki vrha stebrov	95
Slika 82: Upogibni momenti ob vpetju stebrov.....	95
Slika 83: Prečne sile v stebrih	95
Slika 84: Primerjava doseženih pomikov s karakterističnimi pomiki stebrov	96
Slika 85: Primerjava doseženih upogibnih momentov s karakterističnimi momenti stebrov ..	96
Slika 86: Primerjava doseženih prečnih sil v stebrih s strižno nosilnostjo.....	97
Slika 87: Primerjava spektrov odziva za različne tipe tal (0,23g).....	99
Slika 88: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-Potres C	100
Slika 89: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostmi-Potres C	100
Slika 90: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-Potres C	101
Slika 91: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-Potres D	101
Slika 92: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostmi-Tla D.....	102
Slika 93: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-Potres D	102
Slika 94: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-1g.....	103
Slika 95: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostmi-1g.....	103
Slika 96: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-1g	104
Slika 97: Obstoječe stanje stebrov viadukta Ravbarkomanda.....	108

1 UVOD

»potrès -esa m: premikanje, valovanje zlasti zgornjega dela zemeljske skorje: potres je porušil velik del mesta; stavba je varna pred potresom; katastrofalen potres; rušilni potresi; ukrepi za pomoč prizadetim po potresu / potres pete jakostne stopnje;« (SSKJ)

Tako potres označuje Slovar slovenskega knjižnega jezika. Ob besedi »potres« nas večina pomisli na katastrofe, ki so se zgodile, na žrtve, na nastalo škodo... Potresom se ne moremo izogniti. Zemlja je »živ« planet in tako so večji ali manjši potresi del našega vsakdana, pa naj bodo tektonskega ali vulkanskega izvora, posledica eksplozij ali kakih drugih podobnih vzrokov. Potresi so. Zanimiva trditev, predvsem zato, ker drži kot pribita, pa vendar jo je potrebno jemati z rezervo. Seveda potresi so in bodo, toda kdaj, kakšni in kako močni? Na to vprašanje je težko odgovoriti. Glede na izkušnje lahko za določeno lokacijo približno napovemo, kako močan potres se lahko zgodi. Toda kdaj? Lahko le čakamo. Skozi zgodovino je človek hotel kljubovati silam narave in narediti bivalno okolje čim varnejše. Tako bi lahko jačali konstrukcije v neskončnost. Pa bi prišel močnejši potres in spet bi bili na začetku. Potres je navadno najmočnejša obtežba, ki jo doživi konstrukcija, verjetnost, da se zgodi v njeni življenjski dobi, pa je majhna.

Do očitnega preskoka v mišljenju je prišlo z besedami T. Paulay-a: »The designer should 'tell' the structure to be constructed, what it should do, rather than ask, by way on analysis, what it might do«. (Paulay, 1993, cit. po Paulay, 2002). Projektant naj torej pove konstrukciji, kako naj se obnaša, namesto da z analizo preverja njeno obnašanje. Naenkrat se sprijaznimo s poškodbami konstrukcije, vendar ne kjerkoli, pač pa le tam kjer mi želimo oziroma dopustimo. V konstrukcije vpeljemo »varovalke«. Navadno si za to izberemo mesta, ki niso nevarna za globalno stabilnost konstrukcije, ob enem pa lahko sipajo veliko energije in prenesejo velike neelastične deformacije preden se porušijo, t.j. imajo veliko duktilnost. Metoda načrtovanja nosilnosti oz. t.i. metoda varovalke je osnova sodobnih potresnih predpisov. Zagotavljanje duktilnosti pa zahteva veliko več računskega dela in pozornosti pri izvedbi konstrukcijskih detajlov.

Pri stavbah je očitno, da so za globalno stabilnost pomembni vertikalni nosilni elementi, torej stebri. V njih ne dopuščamo nastanka t.i. plastičnih členkov (razen na dnu konstrukcije),

dopuščamo pa jih v gredah. Plastične členke dopuščamo v gredah med ostalim tudi zato, ker je osna sila v njih razmeroma majhna, kar pomeni, da lahko lažje zagotovimo duktilno obnašanje konstrukcije. Pri mostovih pa je stvar drugačna. Mostovi so navadno sestavljeni iz preprostih konstrukcijskih elementov – stebrov, prek katerih je položena prekladna konstrukcija. Po potresu mora most ostati uporaben. Omogočiti moramo promet oz. zvezo prizadetega območja s centri za pomoč, zato ne moremo dovoliti kakršnihkoli poškodb prekladne konstrukcije, pa tudi temelji morajo ostati celi. Edina možnost, ki ostane, če ne uporabimo posebnih izolatorjev, so stebri. Ti morajo biti ob vpetju v temelj posebej skrbno projektirani in izvedeni. Po drugi strani pa stebri niso idealna izbira, ker je v njih osna sila običajno velika, kar pomeni težje zagotavljanje duktilnosti.

V času gradnje viadukta Ravbarkomanda je bilo znanje o potresnem odzivu mostov pomanjkljivo. Veljalo je prepričanje, da so viadukti enostavne konstrukcije in da je njihova potresna varnost ustrezna. Za projektiranje viaduktov so se uporabljali postopki, ki so bili preverjeni pri stavbah, vendar se viadukti, predvsem v prečni smeri, v potresu obnašajo drugače kot stavbe. To je vodilo do uporabe neustreznih konstrukcijskih detajlov, kot so premajhno objetje betonskega jedra, preklopi vzdolžne armature na območju plastičnih členkov, uporaba gladke armature, premajhna stremenska armatura itd.

Močnejši potresi, ki so se zgodili v gosto naseljenih območjih v zadnjih desetletjih, so v svetu povzročili ogromno škode ne le pri stavbah, pač pa tudi na sodobnih avtocestnih viaduktih. Predvsem potresi leta 1989 v Loma Priet-i, 1994 v Northridge-u in 1995 v Kobe-ju so imeli za posledico začetek obsežnih raziskav in razvoj novih potresnih predpisov po celem svetu. (Kawashima, 2000) .

Tudi raziskovalna skupina na Inštitutu za konstrukcije in potresno inženirstvo (IKPIR) je vključena v številne nacionalne in mednarodne projekte kot sta npr. analiza potresne utrditve stebrov viadukta Ravbarkomanda (Fischinger, 2006) in Severno ameriški projekt NEES (NEES Consortium), s katerimi smo se ukvarjali tudi v okviru diplomskega dela.

Diplomsko delo obravnava analizo potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda v prečni smeri. Vzdolžna smer je bila analizirana vzporedno v sklopu drugega diplomskega dela (Rejec, 2006). Cilj obeh del je z uporabo analize nelinearnega časovnega

odziva oceniti potresno ranljivost viadukta Ravbarkomanda in predlagati potresno utrditev stebrov. Ti vsebujejo kar nekaj netipičnih konstrukcijskih detajlov, kot so npr. stremena znotraj vzdolžne armature, preklopi vzdolžne armature v območju plastičnih členkov (ob vpetju stebrov) in uporaba gladke vzdolžne armature. Predvsem postavitev stremenske armature je vprašljiva, ker ne zagotavlja objetja betonskega prereza, poleg tega pa bi lahko prišlo tudi do uklona vzdolžne armature. Ker pri nas nismo imeli izkušenj z obnašanjem viaduktov pri potresni obtežbi, je bilo potrebno opraviti tako eksperimentalno kot analitično analizo.

V okviru diplomskega dela smo najprej naredili pregled literature s področja nelinearne analize konstrukcij, modeliranja viaduktov in potresne utrditve stebrov. Pregled literature o obnašanju mostov med potresi in izkušnjah z različnimi metodami potresne utrditve je podan v poglavju 2. V poglavju 3 so predstavljene metode modeliranja potresnega odziva viaduktov, v poglavju 4 pa metode modeliranja stebrov za nelinearno analizo časovnega odziva. V tem poglavju je tudi analiziran vpliv osne sile in oblike prereza na duktilnost za ukrivljenost. V poglavju 5 so na kratko predstavljeni uporabljeni računalniški programi. Rezultati eksperimentalne analize modelov stebrov so podani v poglavju 6, viadukt Ravbarkomanda pa je predstavljen v poglavju 7. Določitev stalne in potresne obtežbe viadukta je prikazana v poglavju 8. Zaradi boljše preglednosti smo rezultate linearne in nelinearne analize predstavili v ločenih poglavjih 9 in 10. Ker se študija (Fischinger, 2006) ne nanaša le na viadukt Ravbarkomanda, pač pa tudi na sorodne premostitvene objekte, so v 11 poglavju predstavljeni rezultati analize nelinearnega odziva viadukta za močnejši potres oziroma za slabše pogoje temeljenja. Analiza potresne utrditve stebrov viadukta je predstavljena v poglavju 12.

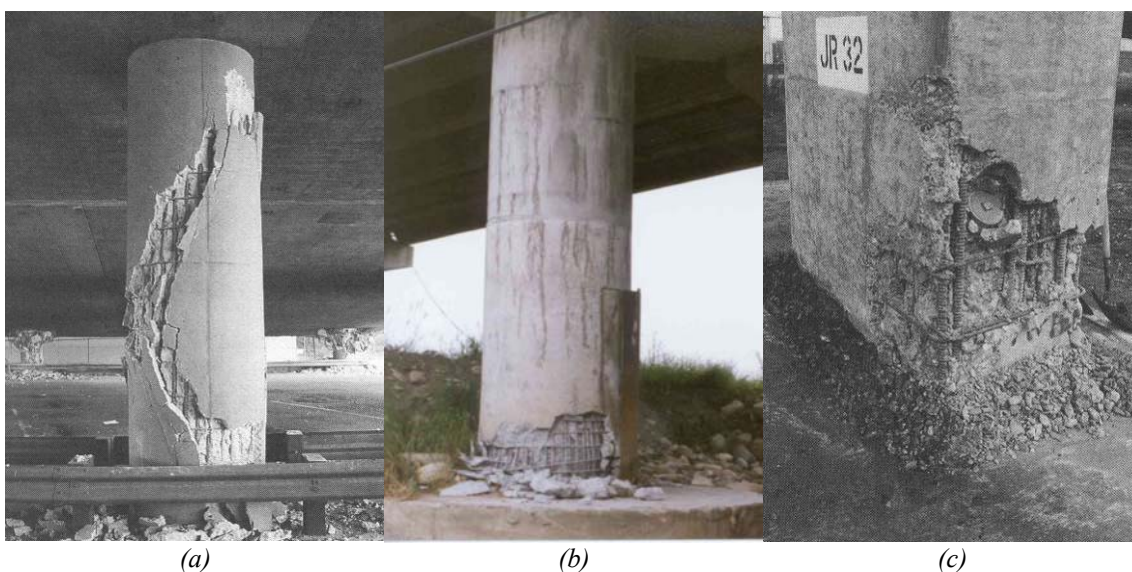
2 PREGLED LITERATURE

2.1 Poškodbe viaduktov

Iz izkušenj večjih potresov v svetu lahko zaključimo, da se stebri viaduktov najpogosteje poškodujejo zaradi naslednjih konstrukcijskih pomanjkljivosti:

- nezadostna upogibna nosilnost zaradi slabih detajlov na mestih preklpov vzdolžne armature,
- premajhna duktilnost in strižna nosilnost zaradi neustrezne prečne armature,
- neustrezni detajli in nosilnost stikov med stebri in temelji ter med stebri in preklado.

Ugotovili so, da se pri takih stebrih lahko pojavijo trije načini porušitve (Priestley et al., 1996; Seible et al., 1997). Najbolj neugoden je strižni način (Slika a), ker je najmanj duktilen, oziroma se porušitev zgodi hipno.



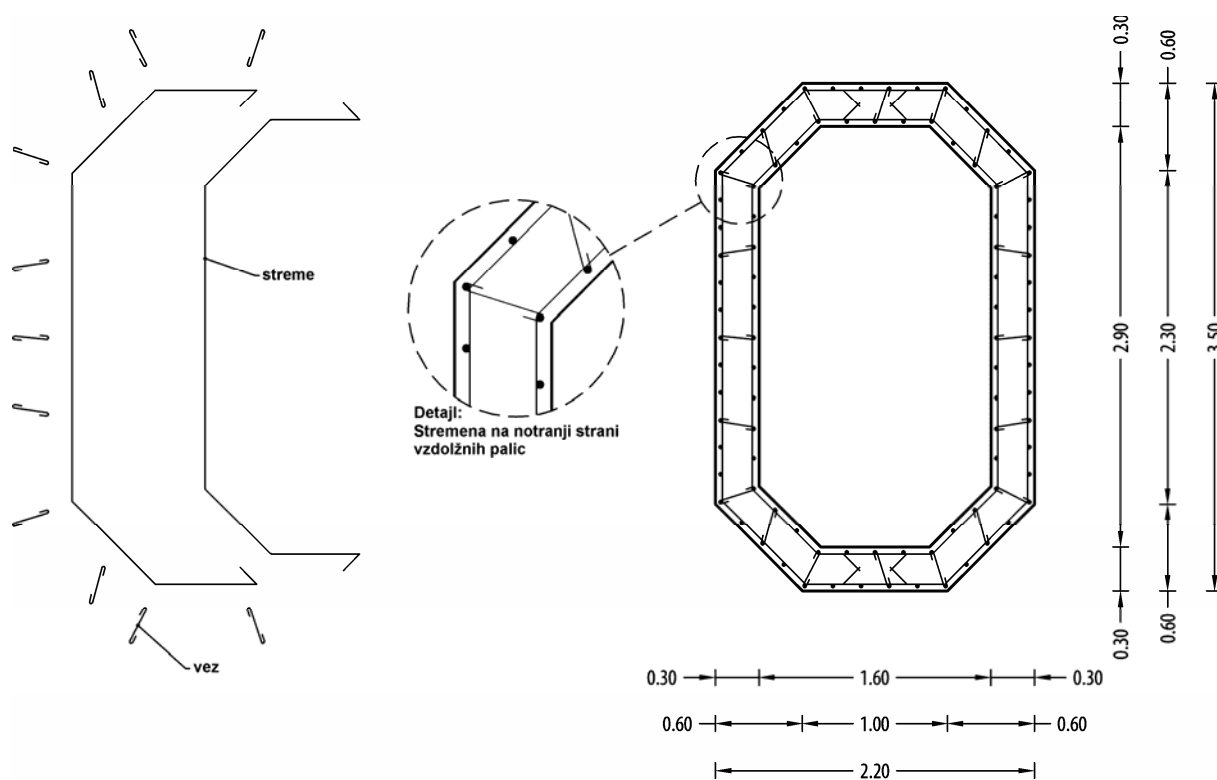
Tipične porušitve stebrov – (a) strižna porušitev, (b) upogibna porušitev, (c) porušitev stika med preklopljenimi palicami ob vpetju (Fischinger, 2006)

Upogibni tip porušitve (Slika b) je veliko bolj duktilen kot prvi način. V nasprotju s hipno in nenapovedano strižno porušitvijo celotnega stebra, so poškodbe omejene na območja plastičnih členkov ob vpetju stebrov. Nastanek upogibnih plastičnih členkov je mogoč le, če je zagotovljena tudi dovolj velika strižna nosilnost. Za doseg želene duktilnosti moramo zagotoviti ustrezno objetje betonskega jedra in preprečiti uklon vzdolžne armature.

Izvajalci zaradi preprostosti izvedbe zelo pogosto preklaplajo palice vzdolžne armature stebrov s palicami, ki segajo iz temeljev, tik nad vpetjem, torej znotraj območja potencialnega plastičnega členka. Ob nezadostnem objetju lahko to povzroči tretji način porušitve (Slika c na prejšnji strani).

V Sloveniji je bilo v sedemdesetih letih prejšnjega stoletja zgrajenih nekaj viaduktov, med njimi tudi obravnavani viadukt Ravbarkomanda, s stebri škatlastega prereza, pri katerih konstrukcijski detajli ne zadoščajo današnjim predpisom za gradnjo na potresnih območjih.

Pri projektiranju so zaradi lažje izvedbe s pomičnim opažem uporabili nestandardno postavitev stremen znotraj vzdolžnih armaturnih palic, poleg tega pa so uporabili gladko armaturo. Izvedba je prikazana na spodnji sliki. Pred izvedbo eksperimenta ni bilo jasno, ali lahko pri večjih obremenitvah pride do uklona vzdolžnih armaturnih palic. Uklon vzdolžnih palic bi lahko zmanjšal tako strižno kot upogibno nosilnost stebrov.



Poleg tega je bil tudi preklap med palicami vzdolžne armature stebra in palicami, ki segajo iz temeljev, izveden v območju potencialnega plastičnega členka, t.j. ob vpetju stebra v temelj.

Preklop je izveden v treh nivojih, njegova dolžina pa znaša 60 cm. Ker primerno objetje s stremeni ni bilo izvedeno, bi lahko prišlo do porušitve stika med preklopljenimi palicami ob vpetju. Z eksperimentom se je preverilo obnašanje takega stebra. V nadaljevanju so predstavljene raziskave škatlastih stebrov drugih raziskovalnih institucij.

2.2 Pregled eksperimentalnih raziskav škatlastih AB stebrov

V Evropskem laboratoriju za preizkušanje konstrukcij (ELSA, Ispra) so v okviru projekta PREC8 opravili več psevdodinamičnih poizkusov na viaduktih s škatlastimi stebri v merilu 1:2,5. Glavni cilji eksperimenta so bili raziskati odziv regularnih in neregularnih armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi stebri, dimenzioniranimi po Eurocode 8 (CEN, 1993), med potresi. Poskusi so pokazali, da se stebri s tako projektiranimi konstrukcijskimi detajli obnašajo duktilno.

Tudi preostale raziskave (Yeh et al., 2002; Mo et al., 2002; Mo et al., 2003) so pokazale, da se stebri, projektirani po sodobnih predpisih obnašajo duktilno (upogibna porušitev), stebri s pomanjkljivo strižno armaturo pa se porušijo krhko (strižna porušitev).

Ogata et al. (2000) in Takahashi et al. (2000) so prišli do pomembnih ugotovitev glede vpliva normirane osne sile. Za votle tankostenske prereze s krožnim prečnim prerezom so ugotovili (Zahn et al. 1990; Ranzo et al. 2000), da velika osna sila vodi do krhkih porušitev betona v tlaku.

Primerjave rezultatov cikličnih preizkusov škatlastih stebrov s pomanjkljivo armaturo in stebrov, konstruiranih v skladu s sodobnimi standardi lahko najdemo v Pinto et al. (2001a, 2001b) in Kim et al. (2001). Zanimivo je, da so Kim et al. (2001), ki so preizkušali polne krožne in votle pravokotne stebre s preklopi v vzdolžni armaturi znotraj območja plastičnih členkov in brez njih, ugotovili, da je odziv škatlastih stebrov bolj duktilen kot pri polnih krožnih stebrih. Z ustreznim konstruiranjem armature v območju plastičnih členkov lahko povečamo duktilnost za pomike kar za 100%.

V Pinto et al. (2001a in 2001b) so zbrani rezultati, pridobljeni v laboratoriju ELSA (Ispra) v okviru projekta VAB. Ciklično sta bila preizkušena dva stebra viadukta Warth (Avstrija), ki ima podobne konstrukcijske detajle kot viadukt Ravbarkomanda, z izjemo položaja stremen. Zaradi

odsotnosti armature za objetje sta se oba obnašala razmeroma neduktilno v primerjavi s primerljivima stebroma dimenzioniranima po Eurocode 8. Porušitev obeh, tako daljšega kot krajšega stebra, je bila upogibna zaradi uklona armature.

2.3 Pregled načinov utrditve stebrov

Zgoraj naštete pomanjkljivosti stebrov, zgrajenih po starejših predpisih, lahko odpravimo z izvedbo ustreznih utrditev. S potresno utrditvijo lahko povečamo strižno nosilnost stebra in zagotovimo objetje jedra ter s tem večjo duktilnost prereza. Pri potresni obtežbi je potek strižne sile v stebrih konstanten, zato je potrebno ustrezne utrditve namestiti po celotni višini stebra. Ker pričakujemo velike plastične deformacije le na omejeni dolžini stebra, kjer so obremenitve največje, moramo potrebno duktilnost zagotoviti le na področju plastičnih členkov.

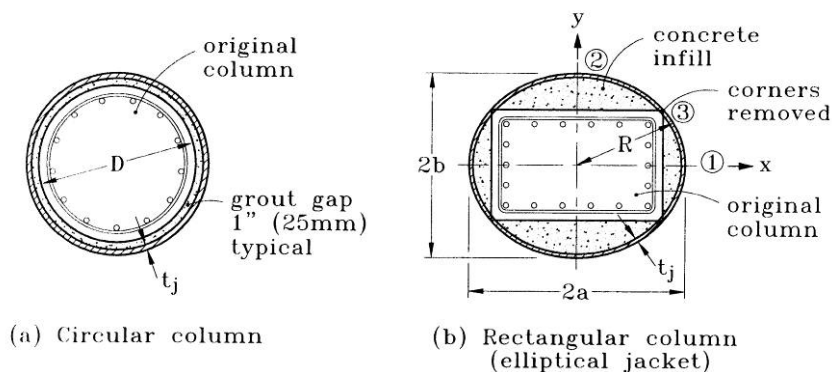
Za potresno utrditev stebrov je bilo razvitih več različnih tehnik. Najpogostejša je izdelava jeklenih plaščev, v zadnjem času pa se vse bolj uveljavljajo tudi plašči iz kompozitnih materialov (karbonska in steklena vlakna). V nekoliko manjši meri se uporablja izdelava betonskih plaščev in objetje z uporabo prednapetih pramen.

2.3.1 Jekleni plašči

Na Japonskem in v Kaliforniji, kjer so utrpeli precejšno škodo zaradi porušenihi viaduktov, so izvedli ogromno potresnih utrditev viaduktov. Na Japonskem so po potresu v Kobe-ju leta 1995 utrdili kar 29400 stebrov viaduktov zgrajenih pred letom 1980 (Kawashima, 2000).

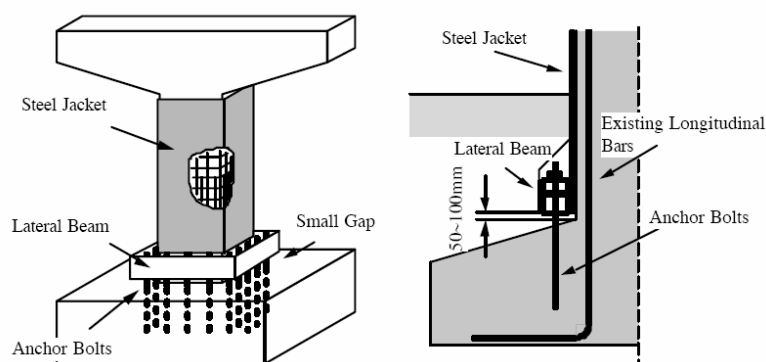
Izdelava jeklenih plaščev je bila sprva razvita za utrditev stebrov z okroglim prečnim prerezum in kasneje razširjena še na pravokotne stebre (Priestley et al., 1996). Plašči so izdelani iz dveh primerno ukrivljenih polovic, ki se po namestitvi zvarita po navpičnem stiku. Plašči, ki se uporabljajo za ojačitve stebrov z okroglim prečnim prerezum, imajo polmer običajno nekoliko večji od polmera stebra, kar omogoča udobnejšo namestitev. Prostor med plaščem in stebrom se po izpiranju z vodo zapolni s cementno injekcijsko maso, ki se ne krči (Slika a na naslednji strani), ob vpetju stebrov pa se pusti reža, ki preprečuje, da bi se stebri zaradi plašča povečala upogibna nosilnost. Mostu s šibkimi temelji bi povečanje upogibne nosilnosti stebrov namreč prej škodilo kot koristilo, saj večja upogibna nosilnost pomeni večjo obremenitev temeljev. Višina reže je odvisna od debeline plašča. Dodatno objetje v območju reže ni potrebno, saj ga na

eni strani zagotavlja plašč, na drugi pa temelj v katerem je uklon palic vzdolžne armature po definiciji preprečen (Castellani et al., 2000).



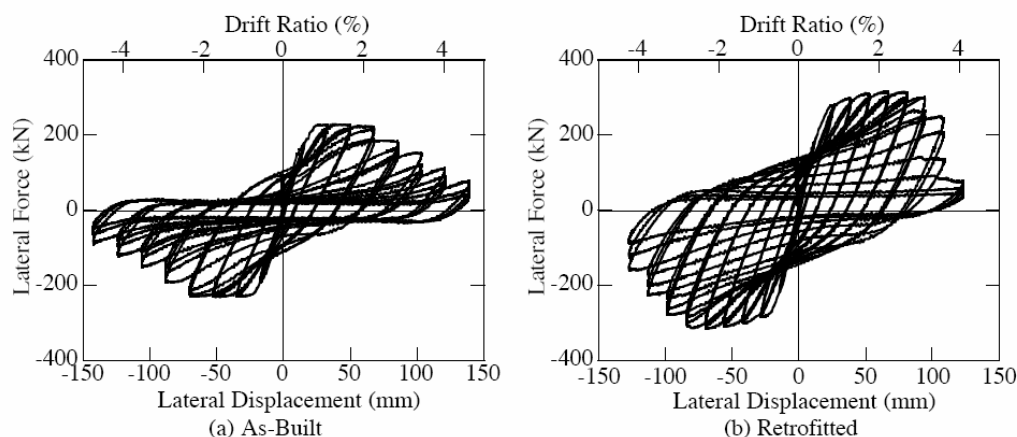
Objetje stebra s pomočjo jeklenega plašča (Priestley et al., 1996): (a) steber s krožnim prečnim prerezom, (b) steber s pravokotnim prečnim prerezom.

Na Japonskem pa je bilo poleg strižne trdnosti potrebno zagotoviti tudi določeno povečanje upogibne trdnosti. S tem se je povečala tudi upogibna togost. S testi je bilo ugotovljeno, da je v nosilnosti temeljev nekaj rezerve. Povečana upogibna togost pripomore tudi k manjšim pomikom vrhov stebrov ob morebitnem potresu. Za kontrolirano povečanje upogibne nosilnosti so uporabili sidrne vijake na dnu jeklenega plašča. S primerno izbiro premera in števila sider kontroliramo dodatno upogibno nosilnost. Izvedba je prikazana na spodnji sliki (Kawashima, 2000).



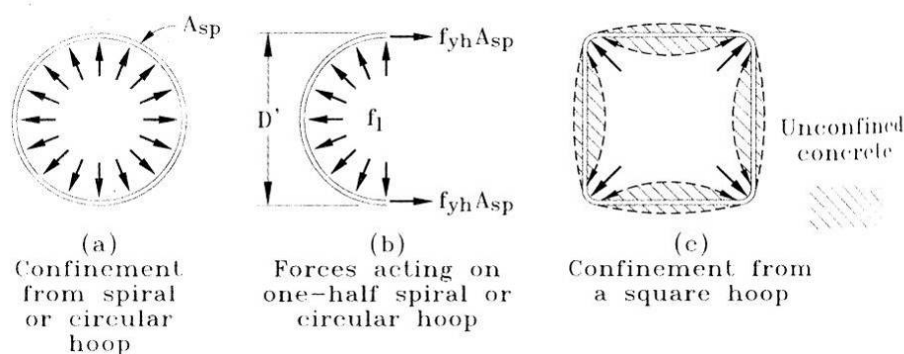
Uporaba jeklenega plašča za potresno utrditev s kontroliranim povečanjem upogibne trdnosti (Kawashima, 2000)

Jekleni ovoj, kot je prikazan na sliki zgoraj, se uporablja le za stebre z manjšimi prerezi, prostor med plaščem in stebrom se zapolni s cementno injekcijsko maso, ki se ne krči ali z epoksidno smolo. Na naslednji sliki je prikazan vpliv jeklenega ovoja s kontroliranim povečanjem upogibne trdnosti na odziv stebra s pravokotnim prerezom.



Vpliv jeklenega ovoja s kontroliranim povečanjem upogibne trdnosti na odziv stebra s pravokotnim prerezom (Kawashima, 2000).

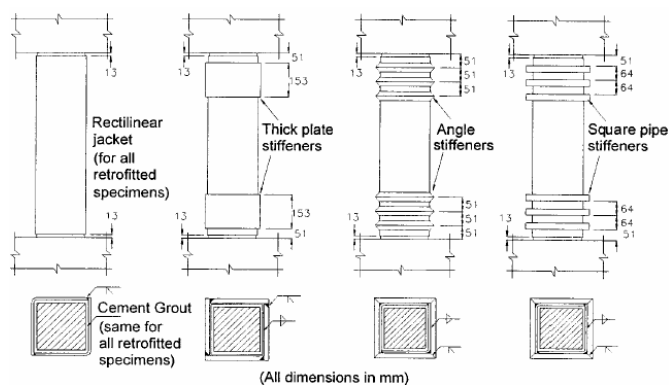
Za stebre z večjim pravokotnim prečnim prerezom je priporočljivo uporabiti eliptične plašče (Priestley et al., 1996), ki podobno kot okrogli omogočajo vnos objetja vzdolž svojega celotnega obsega, z razliko, da se stopnja učinkovitosti objetja spreminja skupaj z ukrivljenostjo plašča (slika spodaj in slika na prejšnji strani zgoraj). Prostor med plaščem in obstoječim stebrom se v tem primeru zapolni z običajnim betonom. Slaba stran uporabe eliptičnih jeklenih plaščev je, da se prečni prerez stebra in s tem tudi njegoa masa bistveno povečata.



Učinkovitost objetja: (a) plašč krožne oblike, (b) sile in napetosti, ki delujejo na polovico krožnega plašča, (c) plašč pravokotne oblike (Priestley et al., 1996).

Pravokotni plašči na pravokotnih stebrih sicer uspešno povečajo strižno nosilnost (Priestley, 1996; Aboutahaa et al., 1999), ne zagotavljajo pa ustreznega objetja, ki bi omogočilo tudi razvoj dovolj velike duktilnosti. Napetosti, ki jih plašč povzroča z objetjem, se namreč pri pravokotnih stebrih prenašajo v beton predvsem v okolici vogalov stebrov (Slika zgoraj), medtem ko na stranicah razmeroma tanke jeklene plošče ne morejo preprečiti prečnih deformacij betona, zato se upognejo navzven. Pojav je še posebej izrazit pri stebrih z velikim deležem izkoriščenosti

tlačne osne nosilnosti (Xiao et al., 2003). Problem je rešljiv z namestitvijo jeklenih vijakov na stranicah, ki segajo skozi celoten steber. Tak pristop omogoča razvoj podobnega mehanizma objetja kot ga izkazuje uporaba klasičnih stremen. Ghobarah et al. (1997) so preizkušali stebre, oblečene v tankostenske plašče, ki so bili na stranicah z vijaki sidrani v tlačno cono, kar se je prav tako izkazalo kot učinkovito pri povečanju duktilnosti. Xiao et al. (2003) sta namesto tega predlagala ojačitev tankostenskih plaščev v območju potencialnih plastičnih členkov z debelo pločevino oziroma z rebri iz kotnih ali cevnih profilov (Slika spodaj). Njuni eksperimenti so pokazali, da je tako mogoče uspešno preprečiti uklon plašča ter omogočiti stabilen in duktilen odziv stebrov.



Ojačitev tankostenskih plaščev v območju potencialnih plastičnih členkov (Xiao in Wu, 2003).

Aboutaha et al. (1999) so preučevali tudi možnost stikovanja posameznih delov pravokotnega plašča z vijaki, vendar se je izkazalo, da učinkovitost takih plaščev ni primerljiva z izboljšanjem odziva, ki ga omogočajo varjeni plašči.

Ojačitve z jeklenimi plašči imajo za posledico tudi precejšnje povečanje togosti stebrov. Le-to je odvisno od razmerja med dimenzijami prečnega prereza stebra in njegovo višino, debeline plašča ter trdnosti stika med plaščem in stebrom. Povečanje znaša 10 do 15 % za okrogle stebre, ki so samo delno oblečeni v plašč, in 23 do 41 % za stebre, ki imajo plašč po celi višini (Chai, 1996). Xiao et al. (2003) navajata vrednost 20 % za stebre s pravokotnim prerezom s plaščem po celotni višini.

Do povečanja nosilnosti v največji meri pride zaradi utrjevanja vzdolžne armature, saj ugodni učinki objetja stebra omogočajo večje deformacije pred porušitvijo, svoj delež pa zaradi izotropnih lastnosti jekla (ob dobrem stiku z obstoječim betonom) prispeva tudi plašč, kljub reži ob vpetju. Povečanje nosilnosti je delno tudi posledica višje tlačne trdnosti objetega betona.

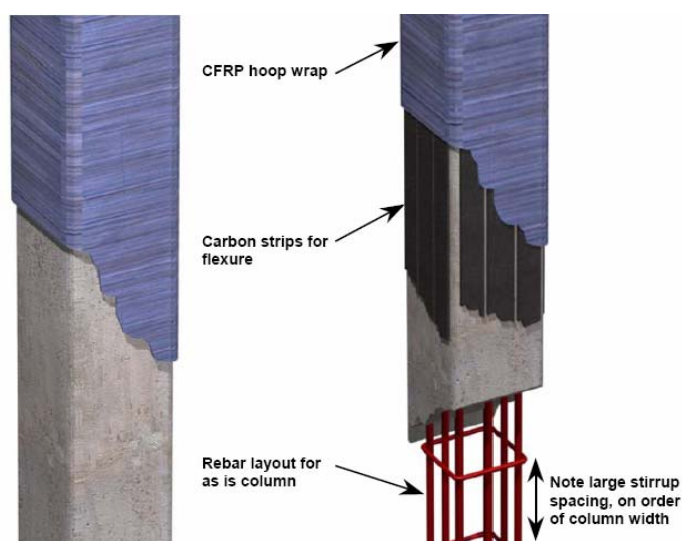
Omenjeni problem s prispevkom plašča k upogibni nosilnosti so poskušali rešiti (Saiidi et al., 2001) v sklopu raziskav, ki so obravnavale utrditve obojestransko vpetih stebrov z vutami. Prostor med plaščem in stebrom je bil injeciran s polistirensko peno, kar je omogočalo, da je plašč zagotavljal izključno boljše objetje in ni vplival na nosilnost.

2.3.2 Plašči iz kompozitnih materialov (FRP)

FRP (ang. fiber reinforced polymer) se zaradi svojih posebnih lastnosti, predvsem natezne trdnosti, že dolgo časa uporabljajo v letalski, vesoljski in vojaški industriji. Zaradi izboljšanih proizvodnih postopkov in posledično nižjih cen (predvsem karbonskih in steklenih vlaken), pa se v zadnjem času uveljavljajo tudi v gradbeništvu, predvsem pri ojačitvah in sanacijah zidanih, betonskih, armiranobetonskih in jeklenih konstrukcij. Po svoji sestavi so kompoziti. Sestavljeni so iz ojačitvenih vlaken, ki prenašajo obtežbo v vnaprej določenih smereh, in polimerne matrice, ki poskrbi za prenos obtežbe med vlakni in hkrati zagotavlja zaščito pred vplivi okolja. Kompoziti, namenjeni sanacijam, so na voljo v dveh osnovnih oblikah: trakovi so iz enotno orientiranih vlaken v matrici iz umetnih smol, tkanine pa imajo vlakna orientirana v eni ali dveh smereh in so lahko predimpregnirane, ali pa se impregnacija z umetnimi smolami izvede pred vgradnjo. Prednost slednjih je, da se zlahka prilagodijo obliki površine, na katero se nanašajo.

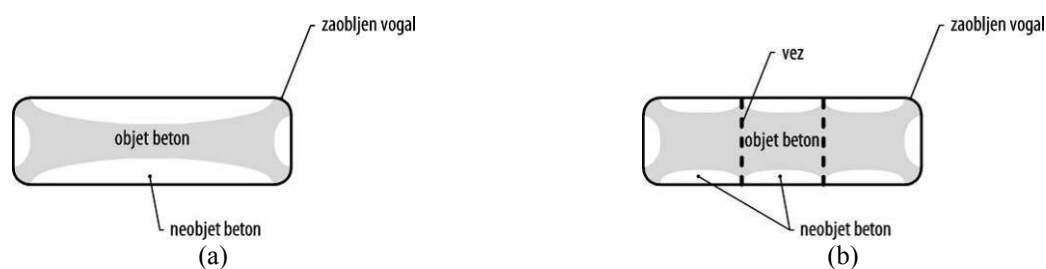
Plašči iz kompozitnih materialov imajo v primerjavi z jeklenimi vrsto prednosti, saj jih odlikujejo velika nosilnost, odpornost na kemične vplive iz okolja, majhna masa ter majhen prispevek k upogibni nosilnosti in togosti. Poleg tega pa je tudi izvedba lažja in hitrejša. Zaradi anizotropnih lastnosti kompozitnih materialov namreč ni prispevka plašča k upogibni nosilnosti – v primeru, da želimo zagotoviti ustrezno objetje ali strižno nosilnost, mora biti nosilna smer vlaken pravokotna na vzdolžno os stebra (Slika na naslednji strani zgoraj).

Kot pri namestitvi jeklenega plašča se ob vpetju stebra pusti reža, ki pa je v tem primeru zaradi manjše debeline kompozitnega ovoja lahko ožja.



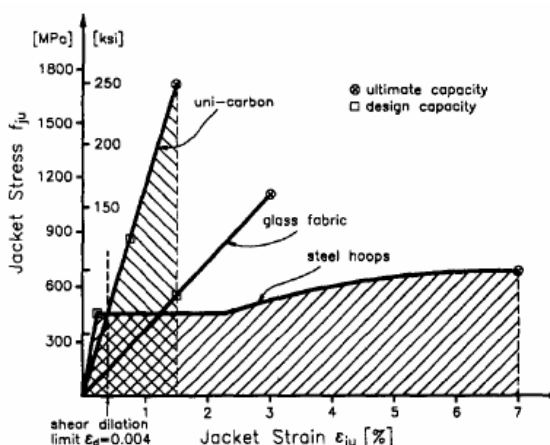
Levo – le strižna utrditev, desno – tudi upogibna vlakna (Crawford, 2001)

Podobno kot pri jeklenih plaščih je objetje najbolj učinkovito za stebre s krožnim prečnim prerezom. Pri pravokotnih stebrih z velikim razmerjem med globino in širino je kompozitni ovojnica na stranicah največkrat ohlapen in tako ne opravlja svoje funkcije. Priestley et al. (1996) ter Seible et al. (1997) predlagajo, da se na pravokotne stebre najprej namesti prefabricirane betonske elemente, ki naj zagotovijo zadostno ukrivljenost stranskih ploskev, da je mogoč učinkovit vnos objetja iz plašča v steber. Karbhari (2001) namesto tega priporoča sidranje plašča z vezmi (vijaki) na stranskih ploskvah stebra. Učinkovitost objetja pravokotnih stebrov je mogoče povečati tudi z zaobljenjem vogalov pravokotnih stebrov (Slika 1). Ta ukrep obenem preprečuje tudi koncentracijo napetosti v kompozitnem ovoju na teh mestih.



Slika 1: Učinkovitost plaščev iz armiranih kompozitnih materialov za stebre z velikim razmerjem med globino in širino: (a) brez vezi, (b) z vezmi.

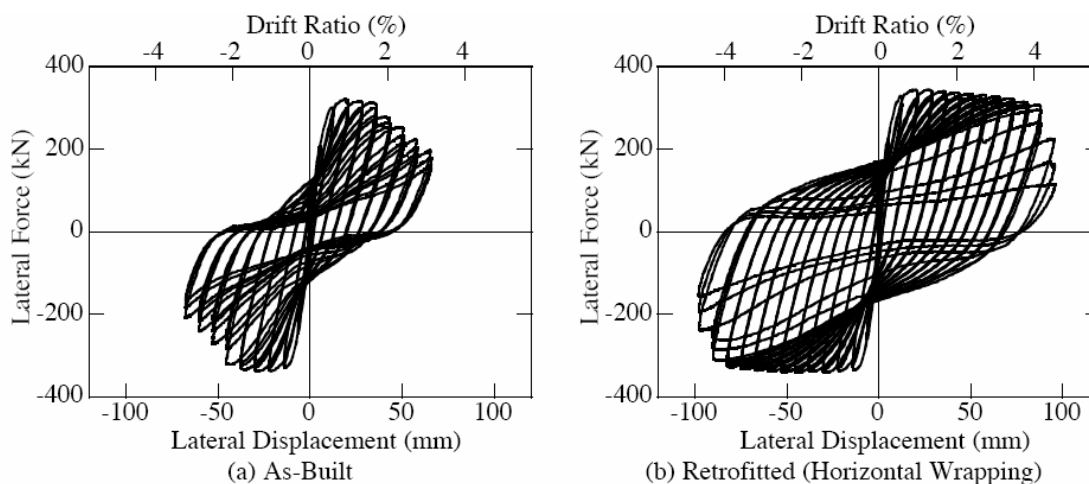
Preizkusi so pokazali (Seible et al., 1997), da je objetje stebrov pravokotnega prereza z razmerjem med globino in širino manjšim od 1,5 (kar je približno zagotovljeno pri viaduktu Ravbarkomanda) mogoče izvesti tudi brez predhodne namestitve prefabriciranih elementov ali uporabe sidrnih vijakov. Pri tem naj bi se upoštevalo, da mora biti debelina kompozitnega ovoja še enkrat večja kot pri ekvivalentnem stebri s krožnim prečnim prerezom.



Primerjava mehanskih lastnosti jekla in armiranih kompozitnih materialov (enoosni natezni preizkus).

Objetje s plašči iz kompozitnih materialov je bolj učinkovito kot objetje z jeklenim plaščem (Priestley et al., 1996; Seible et al., 1997). V jeklenem plašču po razbremenitvi pogosto ostanejo trajne deformacije, ki zmanjšujejo učinkovitost objetja v naslednjem ciklu obremenjevanja. Nasprotno pa se v materialih kot sta karbonska in steklena vlakna, ki se najpogosteje uporabljata, zaradi izključno elastičnega odziva plastične deformacije ne akumulirajo. Slednje kompozitnemu plašču omogoča ohranjanje konstantnega nivoja objetja betona. Mehanske lastnosti armiranih kompozitnih materialov v primerjavi z jeklom so predstavljene na zgornji sliki.

Primerjava odziva neutrjenega stebra s krožnim prerezom in istega stebra utrjenega z uporabo ovoja iz kompozitnih materialov je prikazana spodaj.



Vpliv kompozitnih materialov na odziv krožnih stebrov (Kawashima, 2000).

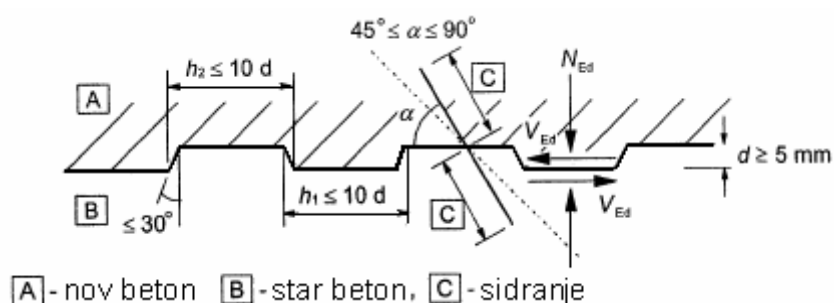
Plašči iz kompozitnih materialov so izredno učinkoviti tudi pri povečevanju strižne nosilnosti in s tem pri preprečevanju strižnih porušitev. Pri dimenzioniranju pa je treba upoštevati dejstvo, da je njihova porušitev krhka, zato je treba dovoljene mejne deformacije omejiti.

Saiidi et al. (2004) so primerjali različne možnosti za utrditev stebrov z vutami z uporabo jeklenih plaščev in plaščev kompozitnih materialov (steklenih in karbonskih vlaken). Izkazalo se je, da so vsi trije načini utrditve med seboj primerljivi pri povečanju tako strižne nosilnosti kot duktilnosti.

2.3.3 Betonski plašči

Strižno nosilnost ter duktilnost je mogoče povečati tudi z izdelavo razmeroma debelega armiranobetonskega plašča okrog obstoječega stebra (Priestley et al., 1996). Tudi ta metoda je najbolj učinkovita za okrogle stebre. Pri pravokotnih stebrih obstaja nevarnost uklona vzdolžne armature ob robovih zaradi manjše učinkovitosti objetja. Z vrtnjem lukenj skozi prerez in vstavljanjem dodatnih stremen lahko povečamo stopnjo objetja. Druga možnost je odstranitev vogalov in nameščanje dodatnih stremen pod kotom 45° . Takiguchi et al. (2001) sta predlagala uporabo ferocementnega plašča, ki je sestavljen iz več plasti gosto pletene jeklene mreže, injecirane s cementno maso.

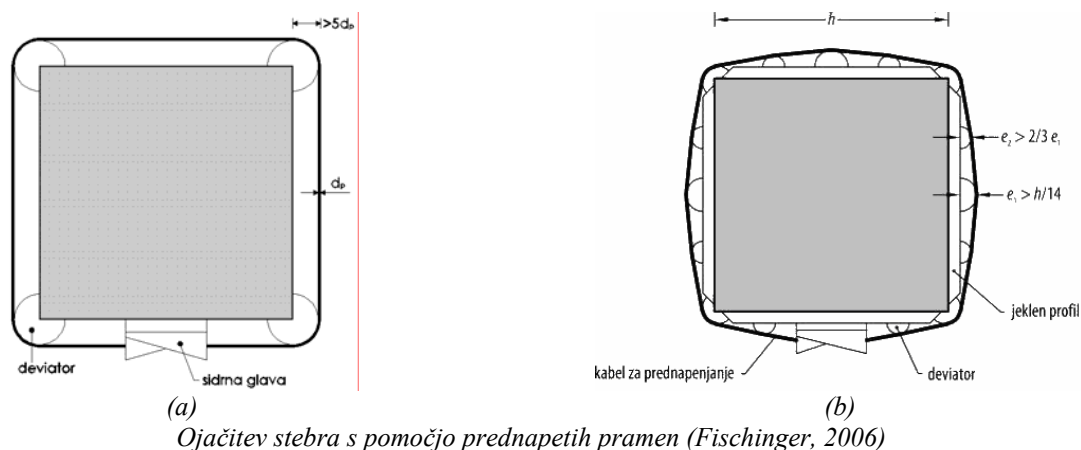
Raziskovalci, ki so se ukvarjali s potresno utrditvijo stebrov z uporabo betonskega plašča so predlagali, da se pri strižni nosilnosti prispevek betonskega dela plašča ne upošteva, saj je stik med obstoječim stebrom in dodanim betonskim plaščem lahko slab. Z uporabo moznikov, bi lahko stik med starim in novim betonom izboljšali. Vendar bi, brez uporabe strižnih zobov v betonu, lahko upoštevali le strižno nosilnost moznikov.



Slika 2: Stik novega in starega betona (EC2/1)

2.3.4 Uporaba prednapenjanja

Objetje jedra betona stebrov lahko zagotovimo tudi z uporabo prednapetih zank. Saatcioglu et al. (2003) je preizkušal odziv stebrov, utrjenih z uporabo prednapetih zank. Pri krožnih stebrih lahko zanke nameščamo neposredno na beton, medtem ko je pri utrjevanju pravokotnih stebrov uporabiti deviatorje. Obvezno jih moramo uporabiti na vogalih (a), za boljšo zagotovitev objetja, pa jih moramo namestiti tudi po robovih prereza (b). Za zaščito zank se največkrat uporablja mikro armiran beton.



2.4 NEES - Network for Earthquake Engineering Simulation

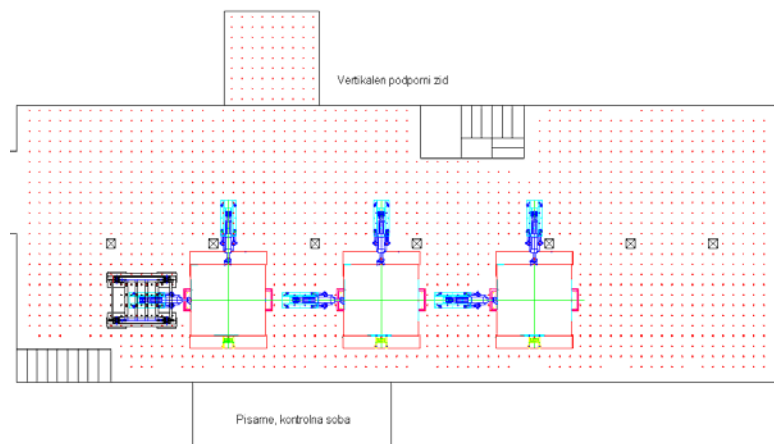
Potresi, ki so v zadnjih letih povzročili veliko škodo na sodobnih avtocestnih mostovih, so sprožili val raziskav potresnega odziva mostnih konstrukcij po celem svetu. (Japonska, Nova Zelandija, EU, ZDA). Zaradi zapletenosti odziva konstrukcij med močnimi potresi in nelinearnega obnašanja moramo računalniške simulacije verificirati z uporabo eksperimentov. Merilo modelov mora biti dovolj veliko, da se ohrani večino lastnosti prototipa. V večini primerov se opravljajo le preizkusi komponent (stebri, ležišča...), toda ti nam ne dajo prave slike glede obnašanja celotnega sistema in interakcije med posameznimi konstrukcijskimi elementi. Zato je bilo potrebno pripraviti kar nekaj novih raziskovalnih laboratorijev, v katerih se lahko izvajajo poskusi velikih meril. Razvoj informacijskih tehnologij je raziskave še olajšal, saj se lahko izvajajo na različnih koncih sveta, raziskovalci pa si lahko v realnem času izmenjujejo podatke. Na spletni strani projekta v Reno-ju lahko s pomočjo nameščenih kamer (Slika 3) spremljamo dogajanje v laboratoriju prek interneta (NEES, UNR). S poizkusi raziskovalci, poleg odziva konstrukcij, raziskujejo tudi različne načine projektiranja, potrese utrditve, vplive temeljnih tal in celo nove materiale, poleg tega raziskujejo tudi potresne valove – t.i. cunamije.



Slika 3: S pomočjo kamer lahko potek preizkusov spremljamo v realnem času. Na sliki je prikazana ena izmed potresnih miz v laboratoriju na univerzi v Nevadi -Reno

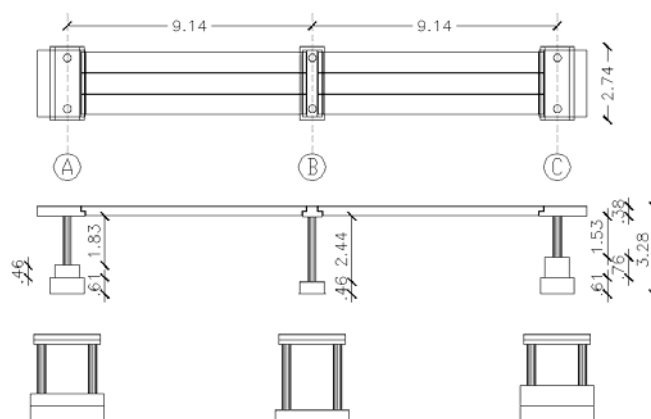
V ZDA se je z dokončanjem izgradnje infrastrukture oktobra leta 2004 začel projekt NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation). Projekt vključuje opremo in raziskovalne laboratorije s potresnimi mizami na treh ameriških univerzah in 12 drugih terenskih laboratorijih širom ZDA. Raziskave naj bi potekale do septembra 2014. Nadzor nad raziskavami ima NEES konzorcij. Trenutni potek raziskav in planirane raziskave lahko preverimo na centrali NEES spletni strani: <https://central.nees.org/activities/>.

Projekt NEES pa sega tudi izven meja ZDA. Univerza v Nevadi (Reno), kjer je postavljen laboratorij s tremi potresnimi mizami (Slika 4), sodeluje tudi z Inštitutom za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo. V okviru diplome naj bi sodelovali tudi pri napovedi odziva viadukta s štirimi polji, ki naj bi bil preizkušen na treh potresnih mizah, vendar pa, zaradi težav pri pripravi modela, poskus v času nastajanja diplome še ni stekel. (Začetek je planiran za 19.6.2006). Raziskovalci želijo preveriti vpliv temeljnih tal na obnašanje krajnih opornikov, pa tudi vpliv uporabe konvencionalnih in nekonvencionalnih materialov kot sta SMA (Strain Memory Alloy) in mikroarmiran beton. Pred tem so testirali most z dvema poljema. Podporne konstrukcije, različnih dolžin, so sestavljene iz dveh obojestransko vpetih stebrov s polnim okroglim prerezom premera 30,5 cm (12"). Geometrija obeh preizkušancev je prikazana na naslednjih slikah (Slika 5, Slika 6).

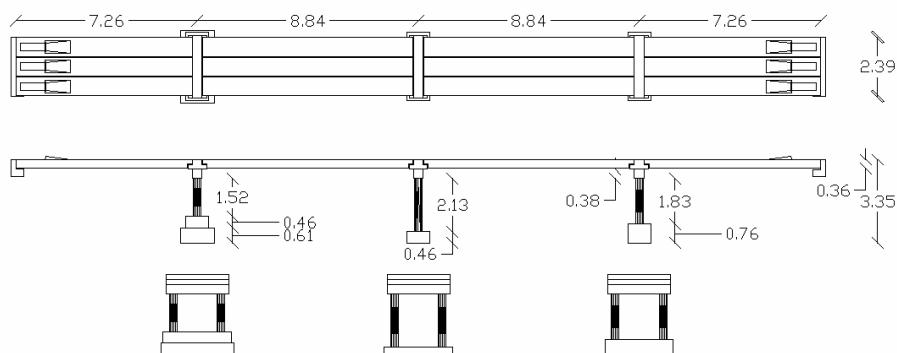


Slika 4: Skica laboratorija na univerzi v Nevadi - Reno.

V okviru diplomskega dela smo preizkušali obnašanje karakterističnega stebra, uporabljenega v poskusih, z uporabo različnih programov za nelinearno analizo konstrukcij. Za enostavnejšo interpretacijo rezultatov smo stebel modelirali kot 3m dolgo konzolo (Poglavje 4.3)



Slika 5: Geometrija preizkušanca 1 – 2 polji

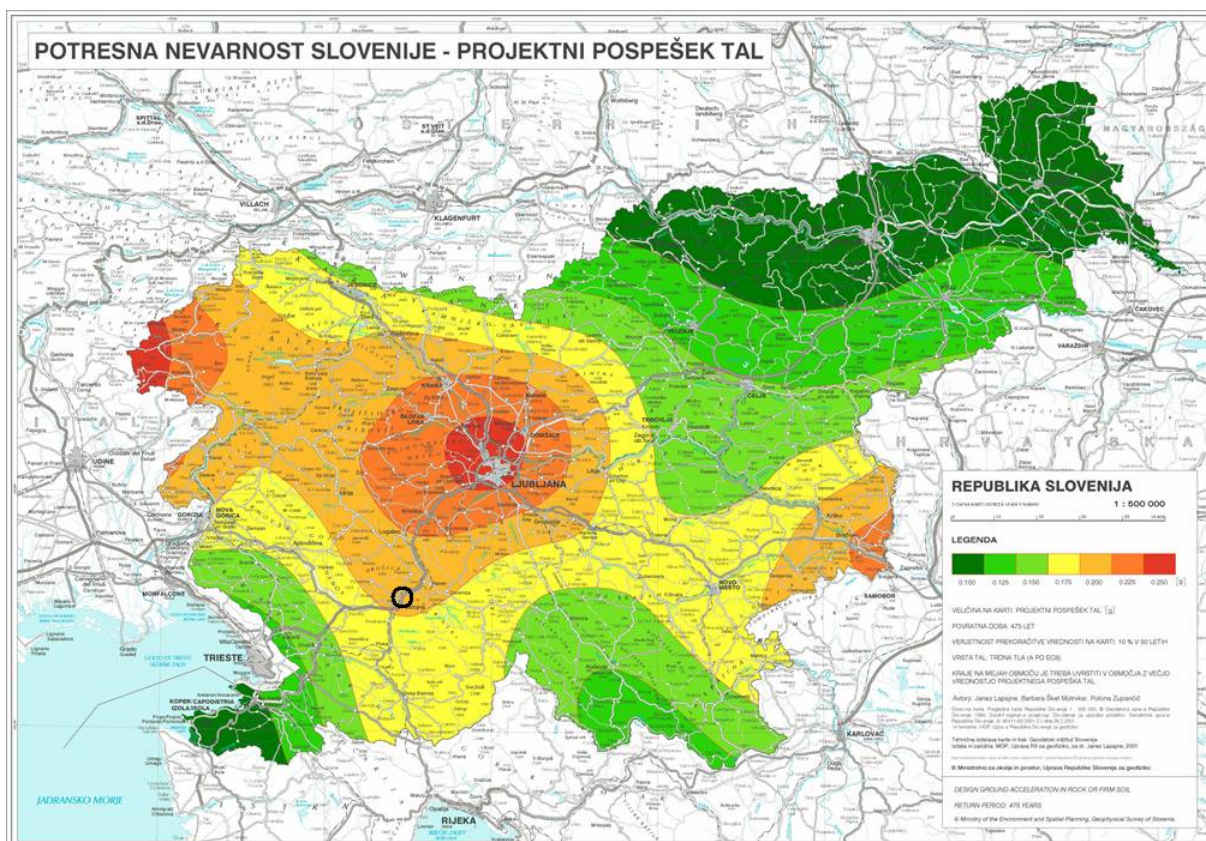


Slika 6: Geometrija preizkušanca 2 – 4 polji

3 METODE ZA ANALIZO POTRESNEGA ODZIVA VIADUKTOV – EC8/2

3.1 Splošno

Že ob začetku, v sedemdesetih letih prejšnjega stoletja, in tudi ob obuditvi slovenskega avtocestnega programa leta 1994 pri nas praktično nismo imeli sodobnih predpisov za gradnjo potresno odpornih mostov. Uradno veljavni predpisi so bili celo iz leta 1964. Zaradi mnenja, da so mostovi enostavne konstrukcije, so se za njihovo analizo uporabljale navadno zelo enostavne linearne statične metode, kot so prevedba na sistem z eno prostostno stopnjo ali pa obravnava vsakega stebra samega zase. Te metode za analizo v vzdolžni smeri navadno zadostujejo, v prečni smeri pa zaradi vpliva višjih nihajnih oblik lahko dajejo nepravilne rezultate. Ravno v tem času (maj 1994) je bil standard Eurocode 8/2 uradno sprejet kot uradni evropski predstandard, ne dolgo za tem pa tudi kot uradni slovenski predstandard (Isaković, 1996).



Karta Slovenije – projektni pospešek tal za povratno dobo 475 let (Arso, 2001), z označenim položajem viadukta Ravbarkomanda

Uvedba standarda Eurocode 8/2 je v projektantsko prakso uvedla nekatere pomembne novosti, kot so upoštevanje realnejše potresne obtežbe, jasnejša pravila za modeliranje mostov,

eksplicitno upoštevanje pomembnosti mosta, razlikovanje duktilnih in delno duktilnih mostov, ustrežnejše konstrukcijske detajle ter eksplicitno kontrolo pomikov. Eurocode 8/2 obravnava tudi projektiranje potresno izoliranih mostov. Zaradi intenzivne izgradnje avtocestnega omrežja v tistem času se lahko pohvalimo, da je Koroški most najverjetneje prvi, ki je bil projektiran z uporabo standarda Eurocode 8/2 (Fischinger, 1999).

Če je most neregularen, zahteva standard Eurocode 8/2 za izračun uporabo linearnih metod analize. Dopušča tudi nelinearno analizo, vendar je ne zahteva. Za enostavne konstrukcije, t.j. konstrukcije, ki imajo ravno horizontalno os in ortogonalno podporno konstrukcijo, je možno uporabiti ločeno analizo v dveh pravokotnih smereh z uporabo ravninskih računskih modelov. Horizontalni radij viadukta Ravbarkomanda znaša 2000 m, vertikalni pa 100000 m. Poleg tega so tudi stebri viadukta navpični, kar omogoča uporabo ravninskih modelov za ločeno analizo v prečni in vzdolžni smeri. V tej nalogi je obravnavana prečna smer, v spremljajoči nalogi (Rejec, 2006) pa je obravnavana vzdolžna smer. Pri analizah drugih viaduktov (Reber, Tremelje) je bilo pokazano, da ima na razlike med ravninsko in prostorsko analizo poševnost stebrov večji vpliv kot ukrivljenost viadukta (Fischinger, 1999).

Osnovna metoda za izračun konstrukcij po EC8 je modalna analiza sistema z več prostostnimi stopnjami. Kot je bilo že omenjeno je (ločen račun vzdolžne in prečne smeri) v vzdolžni smeri navadno mogoče uporabiti tudi poenostavljeno metodo s prevedbo na eno prostostno stopnjo. V prečni smeri pa je uporaba poenostavljenih metod odvisna od značilnosti konstrukcije. Pri viaduktih kot je Ravbarkomanda, zaradi velikega števila stebrov različnih dolžin, uporaba poenostavljene metode ni možna. Pri obravnavi prečne smeri imajo višje nihajne oblike velik vpliv predvsem na obnašanje robnih stebrov, ki so v primeru Ravbarkomande najbolj kritični (poglavje 9).

3.2 Spekter odziva

Standard Evrokod 8/1 predvideva razdelitev temeljnih tal v različne tipe:

<i>A</i>	<i>Skala ali druga skali podobna geološka formacija, na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala</i>
<i>B</i>	<i>Zelo gost pesek, prod ali zelo toga glina, debeline vsaj nekaj deset metrov, pri katerih mehanske značilnosti postopoma naraščajo z globino.</i>
<i>C</i>	<i>Globoki sedimenti gostega ali srednje gostega peska, proda ali toge gline globine nekaj deset do več sto metrov.</i>
<i>D</i>	<i>Sedimenti rahlih do srednje gostih nevezljivih zemljin (z nekaj mehкими vezljivimi plastmi ali brez njih) ali pretežno mehkih do trdnih vezljivih zemljin.</i>
<i>E</i>	<i>Profil tal, kjer površinska aluvialna plast debeline med okrog 5 in 20 metri z vrednostmi vs, ki ustrezajo tipoma C ali D, leži na bolj togem materialu z vs > 800 m/s.</i>

Potresno nevarnost posameznega področja določa referenčna vrednost maksimalnega pospeška na tleh tipa A, a_{gR} . Vrednost pospeška določimo iz karte potresne nevarnosti (Slika - stran 20). Vodoravni potresni vpliv je predstavljen v obliki elastičnega spektra pospeškov, neodvisno za dve pravokotni smeri.

3.2.1 Elastični spekter odziva

Elastični spekter odziva $S_e(T)$ za vodoravno komponento potresnega vpliva je definiran za naslednjimi enačbami ((1)-(4)):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2)$$

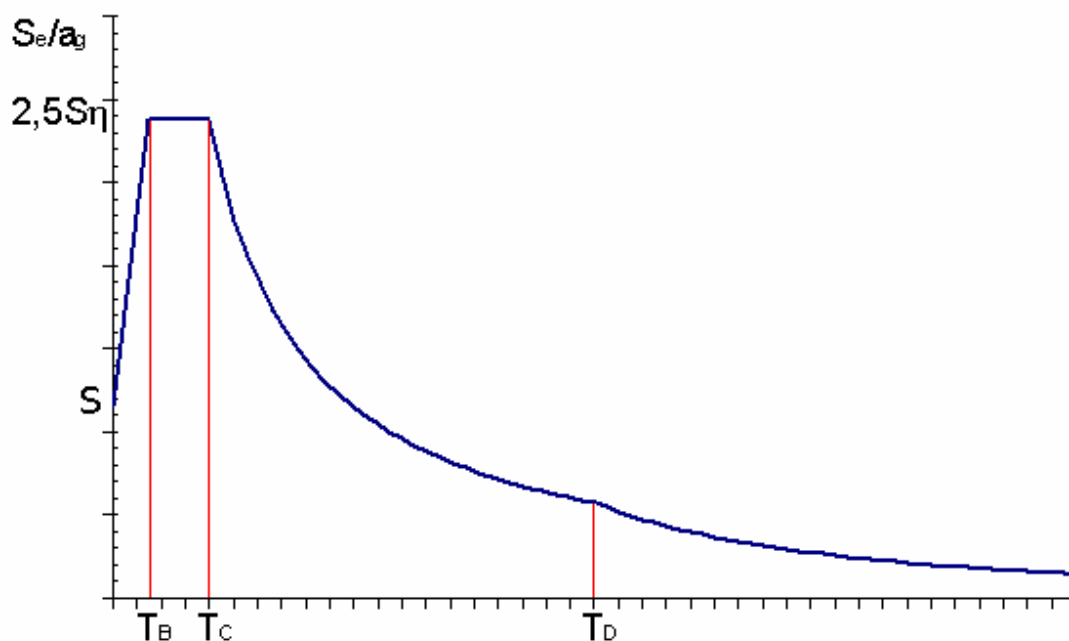
$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \quad (4)$$

kjer je:

- $S_e(T)$ elastičen spekter odziva;
 T nihajni čas linearnega sistema z eno prostostno stopnjo;
 a_g projektni pospešek za tla tipa A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);
 T_B spodnja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;
 T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;
 T_D vrednost nihajnega časa, pri kateri se začne območje konstantne vrednosti spektralnega pomika;
 S faktor tal;
 η faktor za korekcijo vpliva dušenja z referenčno vrednostjo $\eta = 1$ pri 5 % viskoznega dušenja.

Na naslednji sliki je prikazan pomen oznak, vrednosti nihajnih časov T_B, T_C , in T_D in koeficienta tal S pa so za različne tipe tal prikazane v preglednici (Preglednica 1).



Slika 7: Oblika elastičnega spektra odziva (EC8/1)

Tip tal	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.15	0.4	2.0
B	1.20	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.40	0.15	0.5	2.0

Preglednica 1: Parametri S, T_B, T_C in T_D (EC8/1)

3.2.2 Projektni spekter odziva

Zaradi sposobnosti konstrukcijskega sistema, da prenaša potresne vplive v nelinearnem območju, lahko pri projektiranju uporabljamo sile, ki so manjše od sil, ki ustrezajo elastičnemu odzivu. Z uporabo zmanjšanega spektra odziva, t.j. projektne spektra odziva, se izognemo eksplicitni nelinearni analizi. Zmanjšanje izvedemo z uvedbo faktorja obnašanja q . Faktor obnašanja q je približek k razmerju med potresnimi silami, ki bi delovale na konstrukcijo s 5 % viskoznega dušenja, če bi se obnašala povsem elastično, in najmanjšimi potresnimi silami, ki jih lahko uporabimo pri projektiranju - ob uporabi običajnega elastičnega modela - pa vendar še zagotovimo zadovoljivo obnašanje konstrukcije. Vrednosti faktorja obnašanja q , ki zajemajo tudi vpliv viskoznega dušenja, različnega od 5 %, so podane v ustreznih delih EN 1998 za različne materiale in različne konstrukcijske sisteme glede na ustrezne stopnje duktilnosti. Vrednost faktorja obnašanja q je lahko različna v različnih vodoravnih smereh konstrukcije, medtem ko mora biti v vseh smereh uporabljena ista opredelitev duktilnosti (EC8/1). Projektni spekter odziva $S_d(T)$ za vodoravno komponento potresnega vpliva je definiran za naslednjimi enačbami (5)-(8):

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (8)$$

kjer je:

$S_d(T)$ projektni spekter odziva;
 q faktor obnašanja
 β faktor, ki določa spodnjo mejo pri vodoravnem projektne spektru,

ostali parametri so enaki kot v poglavju 3.2.1.

3.3 Predstavitve potresnega vpliva pri analizi časovnega odziva

Evrokod 8/1 predvideva za predstavitev gibanja tal tudi rabo akcelelogramov, oziroma časovnega poteka pospeška tal in povezanih količin. Odvisno od dostopnih podatkov, lahko potresno gibanje tal prikažemo z rabo umetnih akcelelogramov ali dejansko zabeleženih. Umetni akcelelogrami, ki smo jih uporabili pri nelinearni analizi potresnega odziva viadukta Ravbarkomanda ustrezajo elastičnemu spektru odziva za 5% viskozno dušenje (Poglavje 3.2.1). Za analizo časovnega odziva moramo uporabiti najmanj 3 akcelelograme (v primeru viadukta Ravbarkomanda smo jih uporabili 5), ki morajo ustrezati pravilom iz standarda. Uporabljeni umetni akcelelogrami so bili normirani na $a_g=0,23g$.

4 MODELI STEBROV ZA NELINEARNO ANALIZO ČASOVNEGA ODZIVA

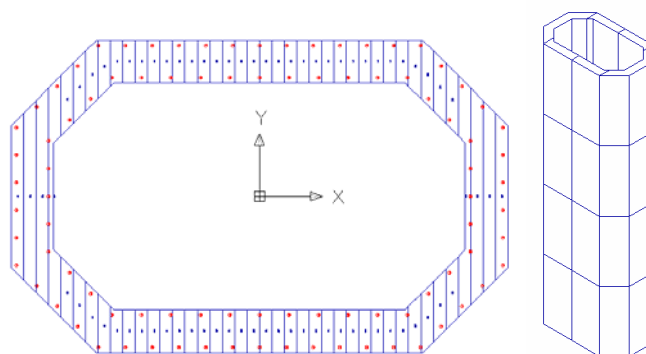
Prometna zveza med reševalci in ogroženimi območji mora biti omogočena, torej morajo eventuelne premostitvene konstrukcije po potresu ostati uporabne. Mostovi so navadno sestavljeni iz preprostih konstrukcijskih elementov – stebrov, prek katerih je položena prekladna konstrukcija. Temelji in prekladna konstrukcija morajo ostati nepoškodovani. Če ne uporabimo posebnih izolatorjev, pričakujemo v stebrih nelinearne deformacije.

Za modeliranje neelastičnega odziva (materialna nelinearnost) je na razpolago več numeričnih modelov: različni 2D in 3D končni elementi. Ti so pri časovni analizi potresnega odziva težko obvladljivi, saj je njihov odziv zapleten. Zato običajno uporabljamo linijske modele – makromodele. Tudi teh je več vrst:

- lamelni (fiber) model s porazdeljeno plastifikacijo
- model s koncentriranimi plast. členki
- kombinirani model

4.1 Lamelni (fiber) element

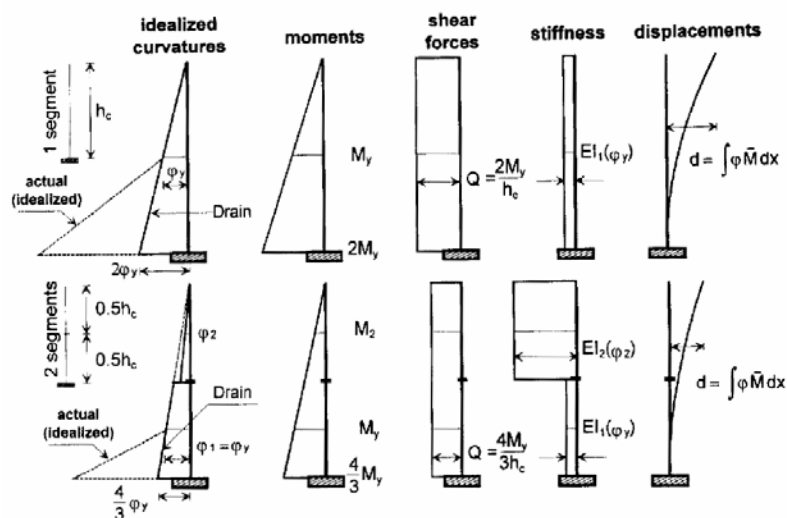
Za nelinearno analizo preprosti linijski končni elementi, kot jih poznamo iz linearne analize, niso primerni, saj z njimi ne moremo modelirati poškodb konstrukcije, eventualnih trkov med konstrukcijskimi elementi, nelinearnosti materialov itd... V ta namen moramo uporabiti primerne »točnejše« modele konstrukcijskih elementov.



Slika 8: Razdelitev prereza stebra viadukta Ravbarkomanda za analizo v prečni smeri

Ena izmed možnosti je razdelitev nosilca na lamele v vzdolžni in prečni smeri. Vsaki lameli lahko nato pripišemo konstitutivne zveze med napetostmi in deformacijami. S tem dobimo t.i. lamelni (fiber) model. Tak element je primeren predvsem pri armirano betonskih konstrukcijah,

saj lahko zajamemo položaj in lastnosti vzdolžnih armaturnih palic, upoštevamo lahko tudi vpliv objekta jedra betona in lastnosti krovnege sloja betona. Tak matematični model nosilca zahteva veliko računskega dela, saj mora računalniški program najprej določiti ukrivljenost posameznega prereza, nato deformacije posameznih vlaken, iz tega nato z integracijo določi potek napetosti po prerezu. Predvsem razdelitev nosilca po dolžini igra pomembno vlogo pri izračunu, saj se ukrivljenosti računajo na sredini segmenta (slika spodaj). Zgostitev segmentov na mestu pričakovanih plastičnih členkov vodi do numeričnih težav. Lamelni element je vgrajen v večino računalniških programov za nelinearno analizo konstrukcij. Zaradi svojih specifičnih lastnosti (problemi so tudi ob razbremenjevanju) je bolj primeren za statično nelinearno analizo (pushover). Uporaba elementa z lamelami (fiber), njegove prednosti in slabosti so lepo predstavljeni v študiji, ki so jo opravili na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (Isaković, 1998). V poglavju 4.3 je predstavljena uporaba lamelnega elementa na primeru enostavne konzole z uporabo različnih programov, v poglavju 10 pa je na sliki (Slika 80) prikazana primerjava časovnega poteka pomikov vrha stebra 22, izračunanega z uporabo lamelnega elementa v programih DRAIN-3DX in OpenSees.



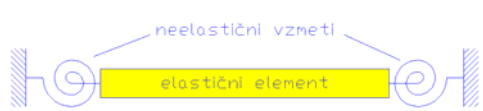
Princip računa pomikov z uporabo lamelnega elementa (Isaković, 1998)

Nekatere izmed naštetih težav delno rešuje modificiran model lamelnega elementa, ki namesto metode pomikov uporablja hibridno metodo. Sile, npr. upogibni momenti, so vzdolž segmenta praktično linearne, zato je izračun »točnejši« in hitrejši. Iz upogibnih momentov v segmentu lahko nato določimo ukrivljenost prereza. Omenjeni element je že vgrajen v programu OpenSees, vendar ga v naših analizah nismo uporabljali.

4.2 Gredni element s Takedinimi histereznimi pravili

Zaradi naštetih težav smo se odločili, za uporabo enostavnejših modelov, ki pa še vedno dobro opišejo globalno obnašanje nosilca. Eden izmed takih je tudi model s koncentrirano plastifikacijo na krajiščih. Za tak model moramo predhodno poznati zvezo med momentom v krajišču in zasukom nosilca. Torej opravimo predhodno integracijo vzdolž nosilca. Pomanjkljivost takega modela je v tem, da moramo vnaprej predpostaviti potek momentov vzdolž nosilca. Odnos moment-ukrivljenost in iz tega posledično moment- zasuk pa je odvisen tudi od osne sile v nosilcu. Torej se potek momentov vzdolž nosilca in osna sila med analizo ne smeta veliko spreminjati. V primeru viadukta Ravbarkomanda (konzolnih stebrih) je potek momentov linearen, osna sila pa se tudi le malo spreminja. Vpliv osne sile na odnos moment-ukrivljenost je analiziran na strani 41.

Za plastični členek, oziroma neelastično vzmet, na krajiščih elementa navadno predpišemo zvezo med momentom in zasukom v obliki bi - oziroma trilinearne ovojnice. V nelinearni analizi časovnega odziva smo v programu DRAIN uporabili gredni element s Takedinimi histereznimi pravili (Otani, 1974).



Slika 9: Gredni element z neelastičnima vzmetema

Tak element torej sestavljajo elastični linijski element in dve neelastični rotacijski vzmeti na krajiščih. Za tak element lahko togostno matriko za zasuk zapišemo na preprost način. Vzmeti sta z nosilcem zvezani zaporedno, torej seštejemo podajnostne matrike (Fischinger, 1989).

$$[D_e^{el}] = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & -\frac{1}{6} \\ -\frac{1}{6} & \frac{1}{3} \end{bmatrix} \quad (9)$$

Togost nelinearnih vzmeti je določena z enim samim številom – k_v , ker pa sta vzmeti neodvisni med seboj je njuna podajnostna matrika diagonalna (Fischinger, 1989).

$$[D_e^n] = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_v} & 0 \\ 0 & \frac{1}{k_v} \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[D_e] = [D_e^{el}] + [D_e^n] = \frac{L}{EI} \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & -\frac{1}{6} \\ -\frac{1}{6} & \frac{1}{3} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{k_v} & 0 \\ 0 & \frac{1}{k_v} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI} + \frac{1}{k_v} & -\frac{L}{6EI} \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI} + \frac{1}{k_v} \end{bmatrix} \quad (11)$$

Togostno matriko pa določimo z inverzijo podajnostne matrike (Fischinger, 1989).

$$[K_e] = [D_e]^{-1} \quad (12)$$

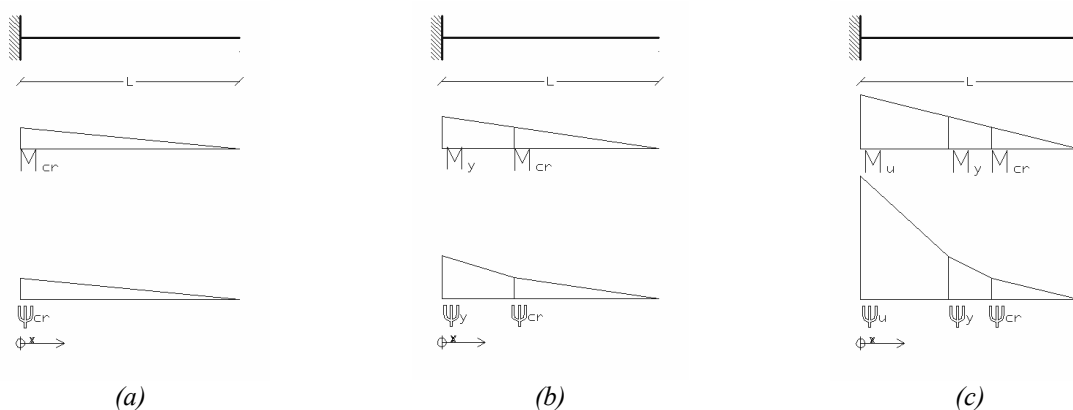
Trenutna togost vzmeti se določi iz zveze med momentom in relativnim zasukom vzmeti. Relativni zasuk vzmeti je enak razliki totalnega zasuka in zasuka elastičnega dela nosilca (Slika 14).

$$\phi = \int_0^L \psi M_v dx \quad (13)$$

V enačbi (13) je ψ ukrivljenost nosilca, M_v so virtualni momenti zaradi momenta $M_{vk}=1$ v krajiščih nosilca. Ker je ukrivljenost v vsaki točki vzdolž nosilca funkcija momenta in lastnosti prečnega prereza je očitno, da je zasuk odvisen od razporeditve momenta M vzdolž nosilca.

4.2.1 Določitev zveze med momentom in zasukom za konzolni element

Pri izbranem poteku ukrivljenosti po višini konzole dobimo zasuk nosilca (totalni) z uporabo enačbe (13).



Slika 10: Določitev trilinearne ovojnice histereze moment-zasuk

Za integracijo lahko uporabimo metodo Vereščagina ali pa integrale rešimo analitično. Mi smo se odločili za slednjo varianto. Izpeljani izrazi:

- zasuk na meji prvih razpok

$$\phi_{cr} = \frac{\psi_{cr} L}{3} \quad (14)$$

- zasuk na meji tečenja armature

$$\phi_y = \frac{l}{6}(2\psi_y + (1 + \alpha)(\psi_{cr} - \alpha\psi_y)) \quad (15)$$

- mejni zasuk

$$\phi_u = \frac{l}{6}(\gamma(\beta + \gamma)\psi_{cr} + 2\psi_u - \gamma(1 + \gamma)\psi_u + \psi_y - (\beta^2 + (\beta - 1)\gamma)\psi_y). \quad (16)$$

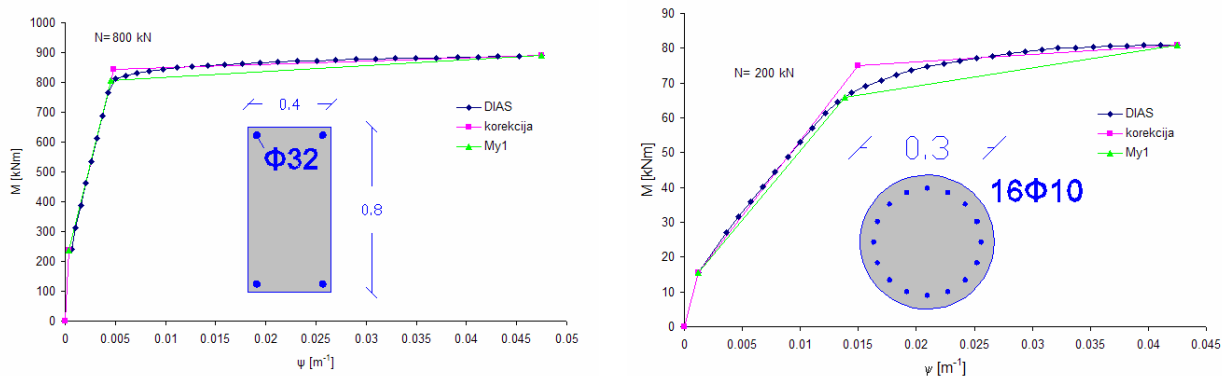
V enačbah (13)-(16) smo vpeljali koeficiente α , β in γ :

$$\alpha = \frac{M_{cr}}{M_y}$$

$$\beta = \frac{M_{cr}}{M_u}$$

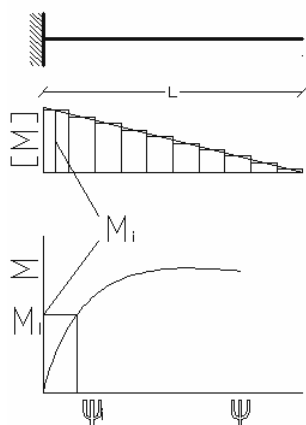
$$\gamma = \frac{M_y}{M_u}$$

Na podan način računamo trilinearno-histerežno ovojnico moment-zasuk, le če je meja tečenja v odnosu moment-ukrivljenost izrazita. Takrat lahko za vrednost M_y in Φ_y uporabimo vrednosti, ki jih dobimo, ko steče prva plast armature (ang. first yield). To se zgodi pri pravokotnih prerezih, kjer je večina armature skoncentrirana na nateznem robu prereza, pri krožnih prerezih pa je meja tečenja nejasno določljiva (Slika 11). Stebri viadukta Ravbarkomanda so armirani po celem robu, zato je odnos moment-ukrivljenost podoben odnosu momentu-ukrivljenost kroga. Moment in ukrivljenost na meji tečenja armature določimo po postopku, ki je prikazan na naslednji strani.



Slika 11: Krivulja moment ukrivljenost za pravokotni in krožni prerez

Seveda pa lahko integral (13) izračunamo tudi numerično. V ta namen element (konzolo) razdelimo na segmente vzdolž katerih je predpostavimo konstanten moment. Pri izbranem momentu ob vpetju konzole (M_j) iz grafa moment ukrivljenost za vsak segment (M_{ji}) določimo pripadajočo ukrivljenost. Nato seštejemo prispevek vsakega segmenta.



$$\phi(M_j) = \sum_{i=1}^{št. segm.} \psi(M_{ji}) M_{vji} \quad (17)$$

Slika 12: Shema numerične integracije ukrivljenosti vzdolž nosilca.

Moment ob vpetju konzole povečujemo od 0 do M_u , pri tem mora moment v grafu $M-\psi$ ves čas naraščati, da ne pride do numeričnih težav. Tako dobljena vrednost za mejni zasuk je zelo konzervativna. Standard Eurocode 8/2 v dodatku E predlaga določitev mejnega zasuka na način opisan v nadaljevanju. V splošnem je potrebno rotacijsko kapaciteto plastičnih členkov določiti s pomočjo laboratorijskih preiskav. Tudi za viadukt Ravbarkomanda sta bila na Zavodu za gradbeništvo Slovenije (ZAG) izvedena ciklična poskusa za en kratek in en srednje dolg steber. Podrobnejši povzetek poskusa je predstavljen v poglavju 6, na strani 51.

Mejno vrednost zasuka določimo po EC8/2 na naslednji način:

$$\phi_u = \phi_y + \phi_{p,u} \quad (18)$$

kjer je

$$\phi_{p,u} = (\psi_u - \psi_y) L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L} \right) \quad (19)$$

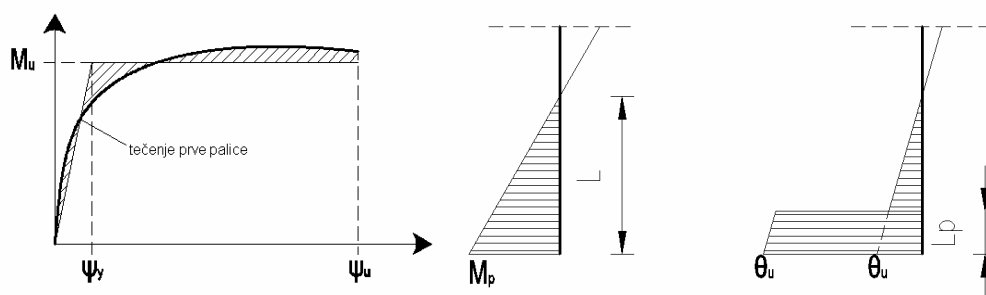
V enačbi (19) pomeni:

- L razdalja med plastičnim členkom in ničelno točko momentne linije
- ψ_y ukrivljenost na meji tečenja armature
- ψ_u mejna ukrivljenost.

Za linearen potek momenta (bilinearna ovojnica) lahko zasuk na meji tečenja ocenimo kot:

$$\phi_y = \frac{\psi_y L}{3} \quad (20)$$

Vrednosti za ukrivljenost na meji tečenja in mejno ukrivljenost določimo na podlagi krivulje moment ukrivljenost. Vrednost za zasuk na meji tečenja določimo z bilinearno idealizacijo krivulje moment ukrivljenost (energijska enakost).



Slika 13: Definicija ukrivljenosti na meji tečenja (EC8/2, Dodatek E)

Dolžino plastičnega členka L_p ocenimo po enačbi:

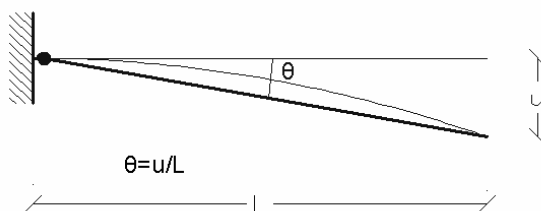
$$L_p = 0,10L + 0,015 f_{yk} d_s \quad (21)$$

V primeru, da je koeficient

$$1,0 \leq a_s = \frac{L}{d} \leq 3,0, \quad (22)$$

moramo rotacijsko kapaciteto reducirati s faktorjem

$$\lambda(a_s) = \sqrt{\frac{a_s}{3}}. \quad (23)$$

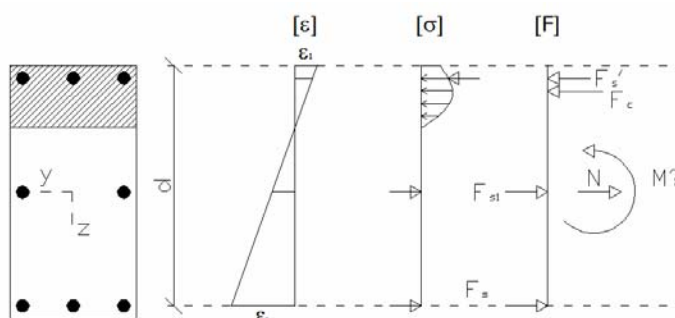


Slika 14: Totalni zasuk konzole

Za določitev zveze moment-zasuk potrebujemo prej zvezo moment-ukrivljenost.

4.2.2 Določitev zveze med momentom in ukrivljenostjo

Ob predpostavljani Bernoullijevi hipotezi o ravnih prerezih in znanih konstitutivnih zvezah za materiale ter poznani geometriji prereza lahko pri podani osni sili določimo zvezo med upogibnim momentom in ukrivljenostjo prereza. Pri tem gre za iterativni postopek. Ukrivljenost prereza spreminjamo toliko časa, dokler se rezultanta napetosti v prerezu do želene natančnosti ne ujema s podano osno silo. Pri tej ukrivljenosti določimo pripadajoči upogibni moment.



Slika 15: Določitev krivulje M-ψ

Rezultanto napetosti določimo po naslednji enačbi:

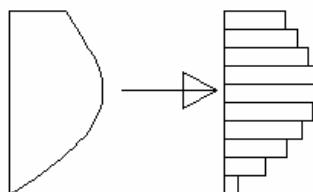
$$N = \int_A \sigma dA = \int_{A_c} \sigma_c dA + \int_{A_s} \sigma_s dA, \quad (24)$$

toda ker lahko armaturne palice obravnavamo kot končno število diskretnih točk, enačbo prevedemo na vsoto:

$$N = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=0}^{št.palic} \sigma_{si} A_{si}. \quad (25)$$

Za numerično integracijo napetosti v betonu razdelimo prerez na končno število lamel ter tako spet lahko preprosto seštejemo vplive posameznih lamel.

$$N = \sum_{i=0}^{št.lamel} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=0}^{št.palic} \sigma_{si} A_{si}. \quad (26)$$



Slika 16: Numerična integracija napetosti

Ukrivljenost prereza določimo po enačbi:

$$\psi = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_t|}{d} \quad (27)$$

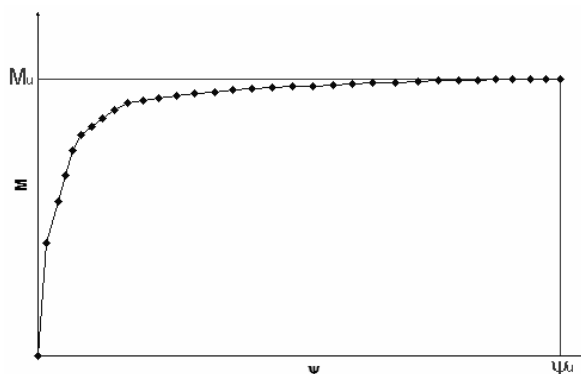
Potem s podobnim postopkom, kot za določitev rezultante napetosti v prerezu, določimo pripadajoči upogibni moment.

$$M = \int_A z \sigma dA = \int_{A_c} z_c \sigma_c dA + \int_{A_s} z_s \sigma_s dA \quad (28)$$

oziroma:

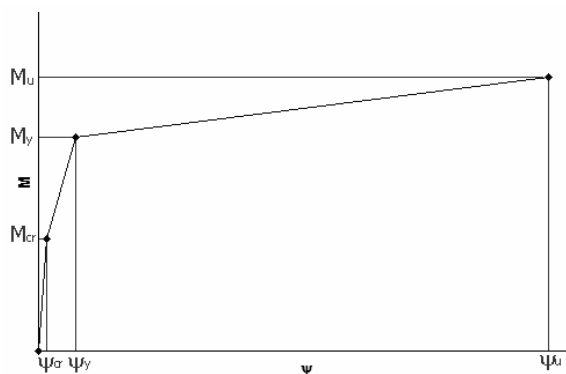
$$M = \sum_{i=0}^{st.lamel} z_{ci} \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=0}^{st.palic} z_{si} \sigma_{si} A_{si} \quad (29)$$

Rezultat take analize je krivulja M- ψ (Slika 17).



Slika 17: Krivulja moment-ukrivljenost

Za uporabo grednega elementa s Takedino histerezo potrebujemo le ovojnico histereze, zato lahko izračunamo le M_{cr} , ψ_{cr} , M_y , ψ_y , M_u in ψ_u (Slika 18).



Slika 18: Trilinearna ovojnica moment-ukrivljenost

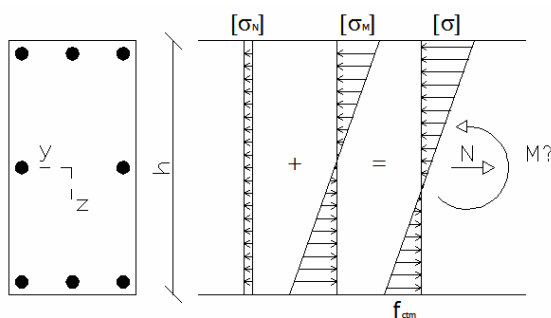
Oznake imajo naslednji pomen:

- M_{cr} - moment v trenutku, ko prerez razpoka
- ψ_{cr} - ukrivljenost v trenutku, ko prerez razpoka
- M_y - moment, ko armatura steče
- ψ_y - ukrivljenost, ko armatura steče
- M_u - mejni moment
- ψ_u - mejna ukrivljenost

V primerih, kjer je bilo potrebno smo uporabili tudi naslednje oznake

- M_{y1} - moment v trenutku, ko steče prva plast armature
- ψ_{y1} - ukrivljenost v trenutku, ko steče prva plast armature

Do trenutka, ko beton razpoka se prerez obnaša linearno, t.j. napetosti so linearno razporejene po prerezu. V trenutku, ko napetost na nateznem robu prereza doseže vrednost f_{ctm} , beton razpoka.



Slika 19: Določitev momenta na meji nastanka razpok

Iz enačbe:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_{ctm}, \quad (30)$$

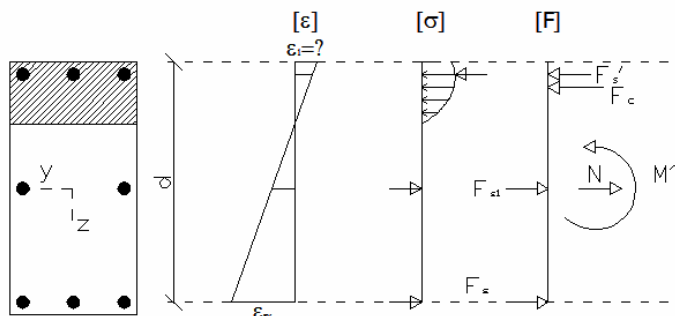
izpeljemo izraz za M_{cr} :

$$M_{cr} = \left(f_{ctm} + \frac{N}{A} \right) W, \quad (31)$$

Ukrivljenost pa določimo po naslednji enačbi:

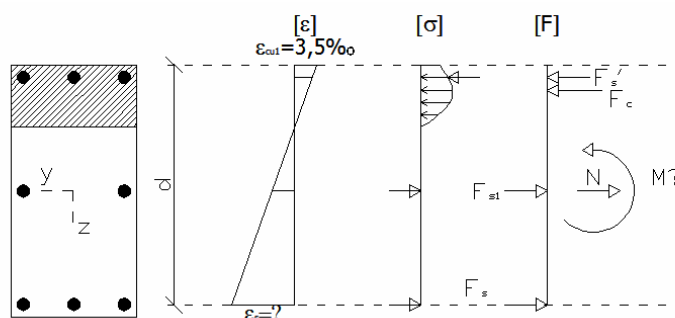
$$\psi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI}. \quad (32)$$

Do tečenja armature pride, ko doseže deformacija v armaturi mejo tečenja ε_{sy} . Zato na mestu robne armature določimo deformacijo ε_{sy} . Tej z iteracijskim postopkom določimo pripadajočo deformacijo ε_1 na robu tlačne cone.



Slika 20: Določitev momenta in ukrivljenosti v trenutku, ko steče prva plast armature

Do porušitve betonskega prereza pride bodisi zaradi porušitve betona, bodisi zaradi pretrga armature. Za mejno deformacijo betona privzamemo vrednost po EC2/1 – 3,5‰, tej nato poiščemo pripadajočo deformacijo natezne armature.



Slika 21: Določitev mejnega momenta in ukrivljenosti M_{y1}

Material

Za določitev poteka napetosti po prerezu moramo poznati konstitutivne zveze med napetostjo in deformacijami. Te pri nelinearni analizi podajamo s poenostavljenimi, odsekoma linearnimi, σ - ε diagrami.

Beton

- Neobjeti beton

Standard Evrokod 2/1 podaja za nelinearno analizo konstrukcij beton, ki ustreza naslednjemu izrazu:

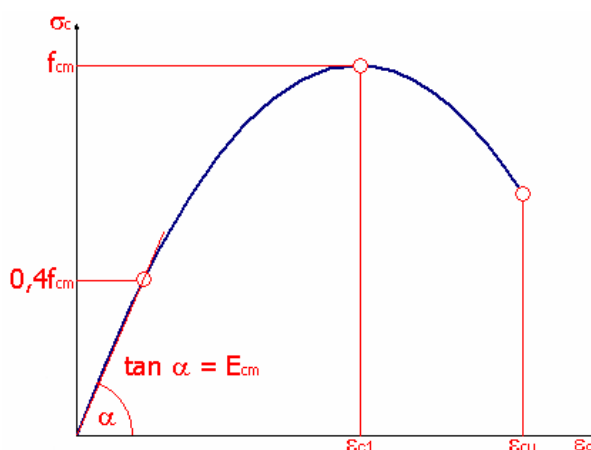
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (33)$$

kjer

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}},$$

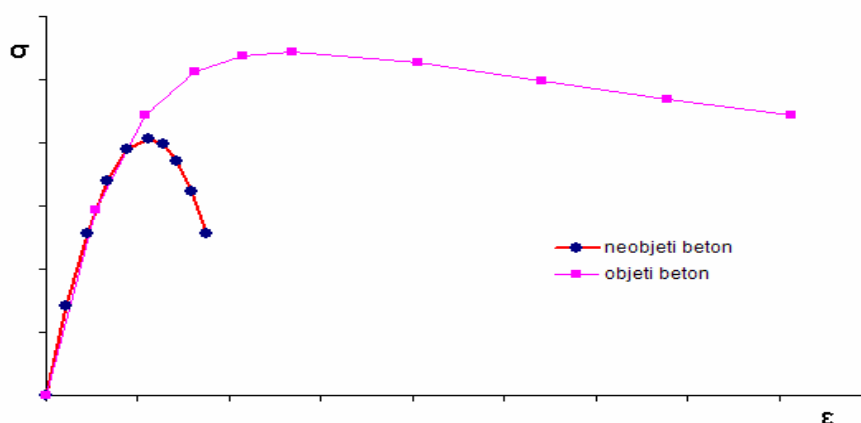
$$k = 1,05E_{cm} \times \frac{|\varepsilon_{c1}|^2}{f_{cm}} \quad (34)$$

Vrednosti za ε_{c1} in f_{cm} dobimo v standardu EC2/1 v preglednici 3.1.



Slika 22: Odnos med napetostjo in deformacijo betona – Manderjev model (EC2/1)

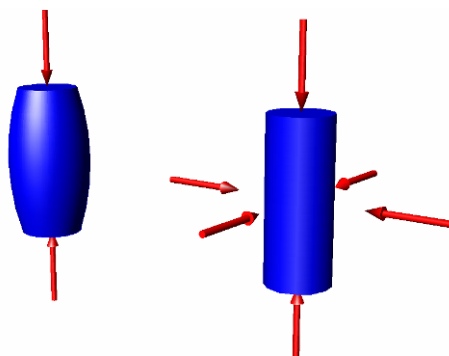
- Objeti beton



Slika 23: Odnosi med napetostjo in deformacijo za objeti beton

Beton, ki je objet z ovojem (stremena, vlakna, plašč...) se obnaša drugače, kot neobjeti beton (EC8/1, Dodatek E). Zaradi objetja se povečata tako nosilnost kot mejna deformacija. Neobjeti

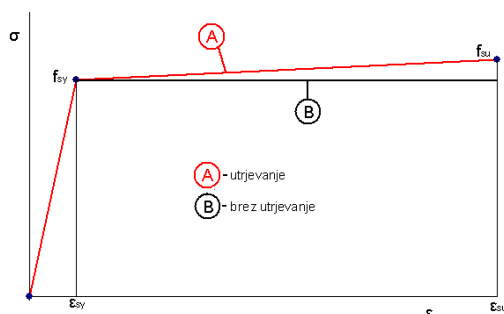
beton se v tlačnem preizkusu vedno poruši zaradi nateznih napetosti na robu prereza, medtem ko je objeti beton stisnjen (3-osno napetostno stanje). Porušitev prereza se zgodi šele, ko pride do porušitve objetja.



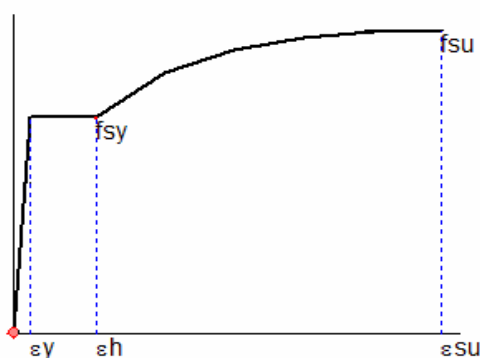
Slika 24: Levo- neobjeti beton (enoosno napetostno stanje), desno- objeti beton(triosno napetostno stanje)

Armatura

Za armaturo ponavadi privzamemo simetričen bilinearen diagram z ali brez utrjevanja, lahko pa uporabimo tudi diagrame, ki bolje opišejo nelinearno obnašanje jekla tako v tlaku kot nategu.



(a) idealiziran bilinearen diagram

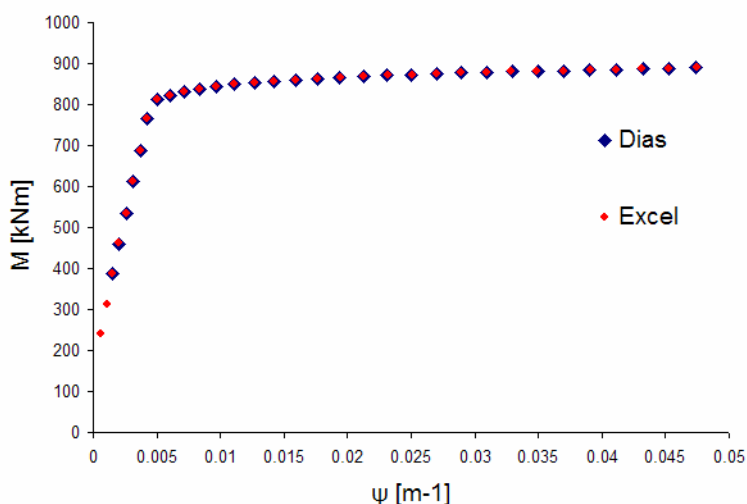


(b) Park-ov model

Slika 25: Odnosi med napetostjo in deformacijo armature

4.2.3 Izračun krivulj moment-ukrivljenost v različnih programih

Za izračun odnosa moment ukrivljenost obstaja kar nekaj računalniških programov. Program DIAS (FGG, 1990) zahteva vhodno datoteko, rezultate pa vpiše v izhodno datoteko. Ker smo rezultate analizirali s programom Microsoft Excel se nam je zdelo smotrno s pomočjo VBA (Visual Basic For Applications) pripraviti enostavno Excel aplikacijo za analizo prevezov. Najprej smo verificirali rezultate dobljene s programom DIAS in rezultate dobljene z Excelom (Slika 26). Za obravnavan primer je primerjava prikazana na naslednji sliki. Tudi programa OpenSees in SAP2000 omogočata izračun odnosa moment – ukrivljenost. Odnos med momentom in ukrivljenostjo prereza pa lahko dobimo posredno tudi z uporabo lamelnega elementa v programu DRAIN.



Slika 26: Verifikacija rezultatov dobljenih z Excelom

Računski primer:

Prerez:

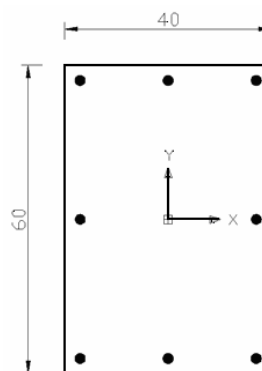
$b=40\text{ cm}$

$h=60\text{ cm}$

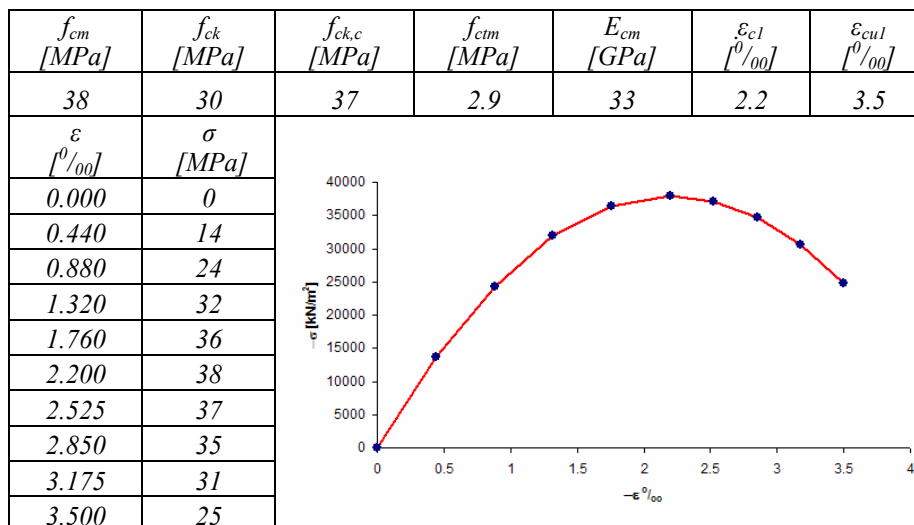
Armatura: $8\phi 20$

Krovni sloj: 3 cm

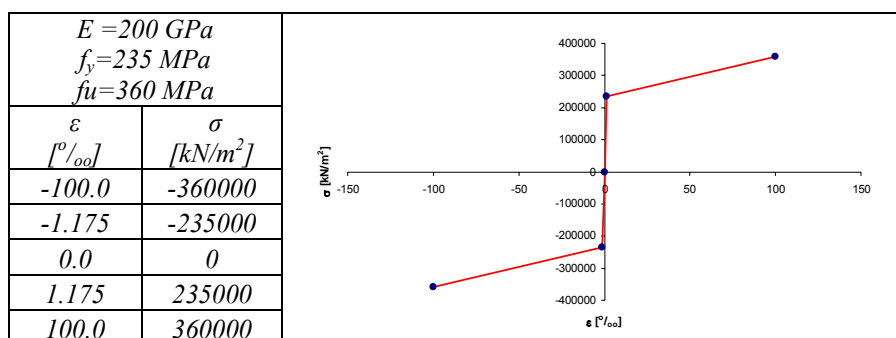
Oсна sila: 300 kN



Beton: C30/37



Armatura: S235



Razdelitev prereza:

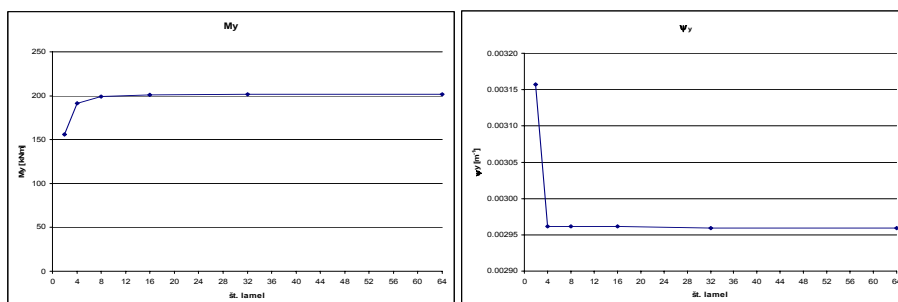
Z uporabo Excela smo preverjali kakšna je potrebna natančnost razdelitve prereza na lamele. Seveda je vpliv robnih lamel večji kot vpliv lamel v sredini prereza, zato bi bilo smotno ob določitvi višine tlačne cone, na lamele razdeliti le tlačno cono.

Št.lam	M_y	ψ_y	M_u	ψ_u
2	156	0.00316	191	0.0225
4	192	0.00296	234	0.0433
8	199	0.00296	266	0.0778
16	201	0.00296	279	0.0840
32	201	0.00296	275	0.0755
64	202	0.00296	275	0.0775
Dias	202	0.00296	275	0.0771

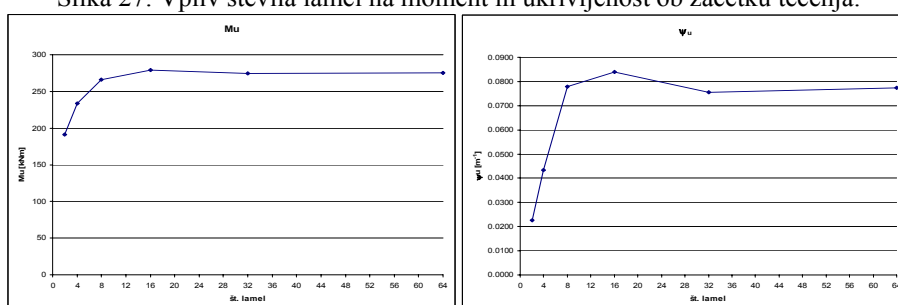
Preglednica 2: Vpliv števila lamel na rezultate:

V zgornji preglednici in na naslednjih slikah (Slika 27, Slika 28) je prikazan vpliv števila lamel na rezultate. Vidimo, da je za izračun momenta ob začetku tečenja armature dovolj že 8, za

izračun ukrivljenosti ob tečenju armature pa le 4 lamele. Mejne vrednosti momenta in predvsem ukrivljenosti pa zaradi majhne tlačne cone zahtevajo večje število lamel.

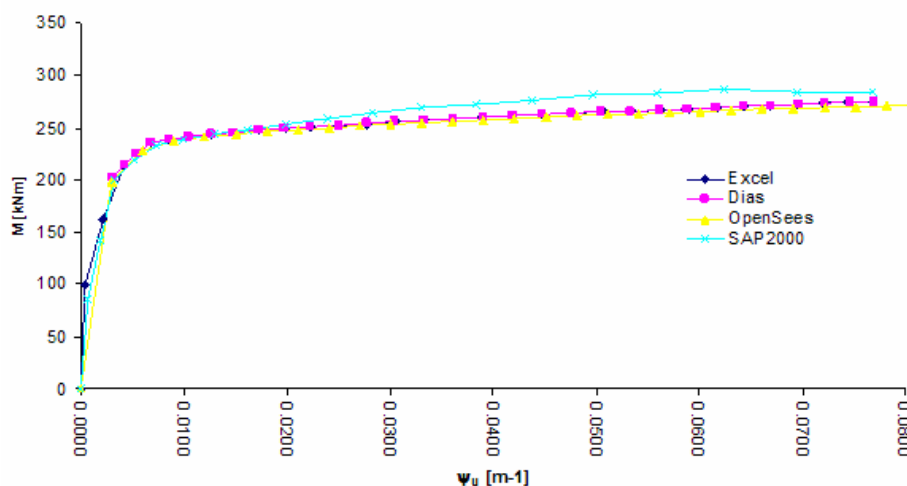


Slika 27: Vpliv števila lamel na moment in ukrivljenost ob začetku tečenja:



Slika 28: Vpliv števila lamel na mejni moment in mejno ukrivljenost

Od načina delitve prereza je najbolj odvisna vrednost ψ_u . Za izračun krivulje M- ψ smo prerez po višini razdelili na 60 enakih delov – lamela 1 cm. Primerjava rezultatov dobljenih z uporabo različnih programov je prikazana na naslednji sliki:



Slika 29: Primerjava rezultatov dobljenih z različnimi programi

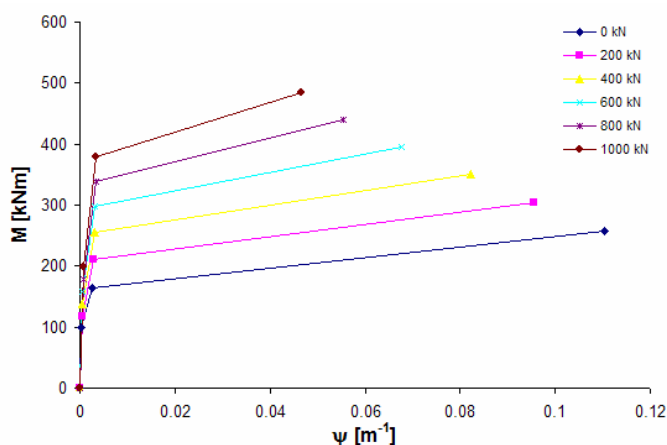
Rezultati iz Diasa, OpenSees-a in Excela se zelo dobro ujemajo. Rezultati iz programa SAP 2000 so nekoliko drugačni zaradi drugačnega modela za materiale.

4.2.4 Duktilnost za ukrivljenost

Duktilnost za ukrivljenost je definirana kot razmerje med mejno ukrivljenostjo in ukrivljenostjo na meji tečenja:

$$\mu_{\psi} = \frac{\psi_u}{\psi_y}. \quad (35)$$

Za izbran primer (stran 38) smo primerjali vpliv osne sile na duktilnost za ukrivljenost. Nivo osne sile v prerezu igra pri duktilnosti pomembno vlogo. Načeloma je pri manjši osni sili duktilnost prereza večja, saj pride pri velikih osnih silah do neduktilne porušitve po betonu.

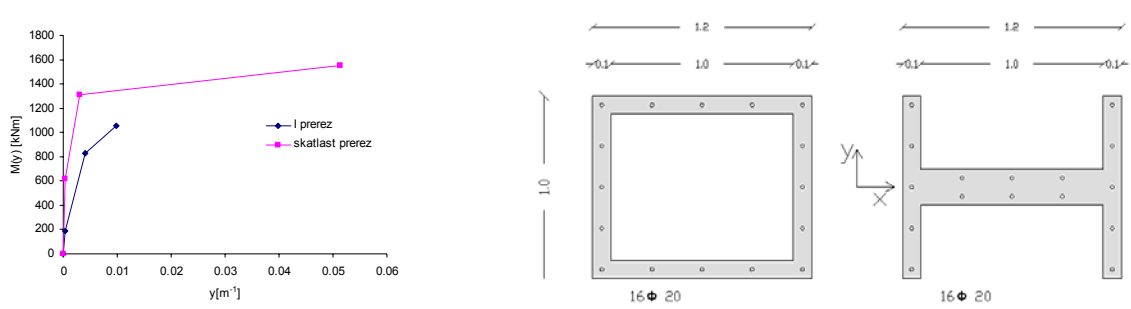


Slika 30: Vpliv osne sile na duktilnost prereza

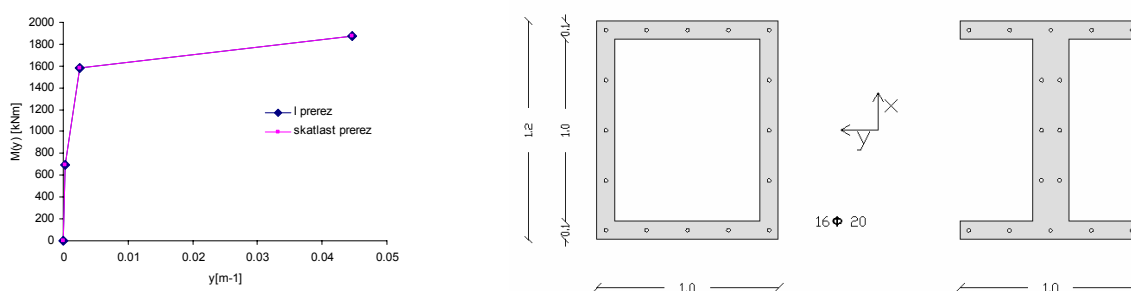
N_{sd} [kN]	0	200	400	600	800	1000
μ_{ψ}	41	34	27	22	17	14

Preglednica 3: Vpliv osne sile na duktilnost prereza

Raziskave so pokazale, da so votli prerezi, zaradi razmeroma velike tlačne cone bolj duktilni kot primerljivi polni prerezi (Kim et al.,2001). Poleg tega so votli stebri lažji in tudi ekonomičnejši, kar se tiče porabe materiala. Izdelava votlega prereza zahteva nekoliko več dela pri izvedbi, saj je potreben opaz tudi z notranje strani. V računskem primeru smo primerjali odziv pravokotnega votlega prereza v vzdolžni smeri (Slika 31) s primerljivim I-prerezom, ki se ga na veliko uporablja pri gradnji današnjih viaduktov v Sloveniji. V prečni smeri se prereza obnašata enako (Slika 32).



Slika 31: Primerjava obnašanja votlega pravokotnega prereza in primerljivega (enaka poraba materiala) I-prereza v vzdolžni smeri (okrog osi x).



Slika 32: Primerjava obnašanja votlega pravokotnega prereza in primerljivega (enaka poraba materiala) I-prereza v prečni smeri (okrog osi y).

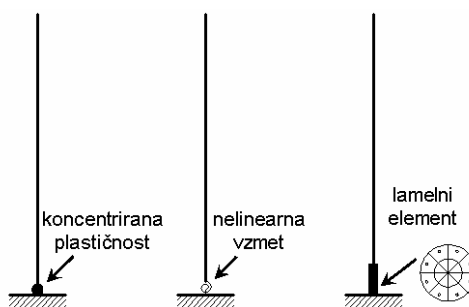
4.3 Primerjava različnih modelov

Za izvedbo nelinearne analize odziva smo imeli na voljo tri računalniške programe, opisane v poglavju 5, in sicer:

- SAP2000,
- DRAIN-2DX, oz. DRAIN-3DX in
- OpenSees.

Z njimi smo primerjali odzive treh različnih nelinearnih elementov:

- grednega elementa s Takedinimi histereznimi pravili,
- grednega elementa s koncentrirano plastičnostjo in
- lamelnega elementa.



Slika 33: Uporabljeni nelinearni modeli

Na primeru stebra, uporabljenega pri eksperimentih na univerzi v Rano-ju (Projekt NEES) smo opravili statično nelinearno analizo (ang. pushover) in dinamično nelinearno analizo časovnega odziva (ang. time history). Na podlagi tako dobljenih rezultatov smo se odločili tako za element kot za računalniški program za modeliranje nelinearnega odziva viadukta Ravbarkomanda.

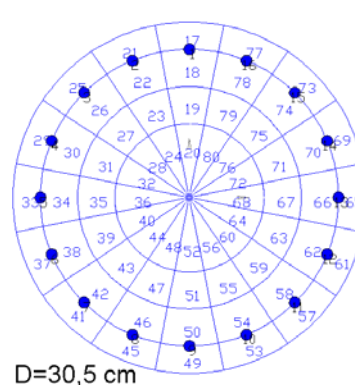
4.3.1 Statična nelinearna analiza

Material: Enak kot zgoraj (Poglavje 4.2.3):

Geometrija:



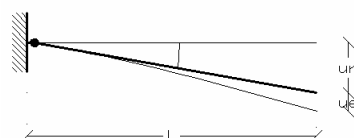
Prerez:



Slika 34: Geometrija in prerez konzole.

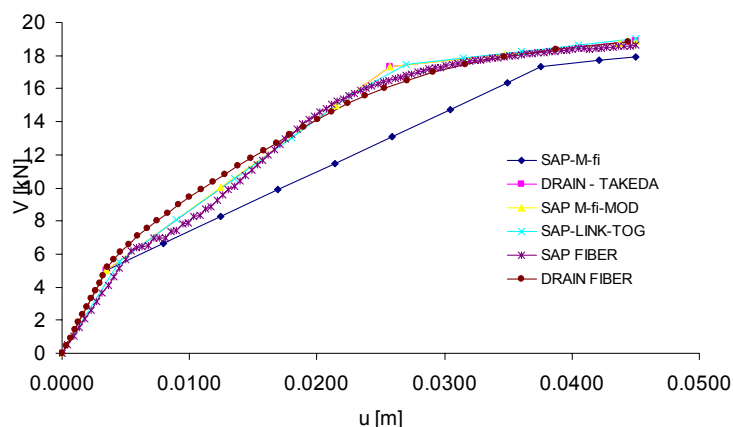
Za hitrejše delo smo si v programu AutoCAD pripravili podprogram za izvoz lamel prezeza v tekstovno datoteko, ki je formatirana v obliki primerni za uporabo v vhodni datoteki za program DRAIN. Materiale ločimo z uporabo različnih plasti za objeti in neobjeti beton ter za armaturo. Tako lahko hitro preverimo vhodne podatke, pa tudi možnost napak zaradi avtomatizacije se zmanjša.

Za nelinearno analizo nam program SAP 2000 ponuja kar nekaj možnosti. Lahko uporabimo elemente s plastičnimi členki ali pa nelinearne vzmeti. Plastične členke lahko modeliramo z uporabo lamelnega elementa ali pa z direktnim podajanjem odnosa moment – zasuk oziroma celo moment – ukrivljenost. Pri uporabi programa SAP moramo pri nelinearnih karakteristikah odšteti elastični pomik elementa, saj sta vzmet na koncu elementa in element zaporedno vezana.



Slika 35: Neelastični in elastični zasuk konzole

Ovojnica moment-zasuk, ki smo jo izračunali v prejšnjih poglavjih, upošteva totalni zasuk elementa – celoten zasuk se zgodi v vzmeti, element pa se zasuka kot tego telo. Za nelinearno analizo s programi iz družine DRAIN smo uporabili gredni element s Takedinimi histereznimi pravili in lamelni element. Rezultati nelinearne statične analize so podani na naslednji sliki. Temno modra črta (SAP-M-fi), ki odstopa od ostalih rezultatov je, rezultat analize z vzmetjo pri kateri nismo odšteli elastičnega zasuka. Rumena črta predstavlja odziv istega modela z odštetim elastičnim zasukom. Pri uporabi lamelnega modela v programu SAP2000 je prišlo do numeričnih težav, vendar se rezultati ne koncu dobro ujamejo z ostalimi (za dolžino plastičnega členka smo upoštevali 10% dolžine konzole).

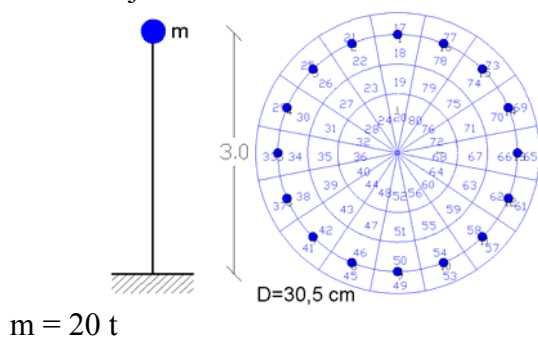


Slika 36: Primerjava nelinearne statične analize za različne elemente in programe

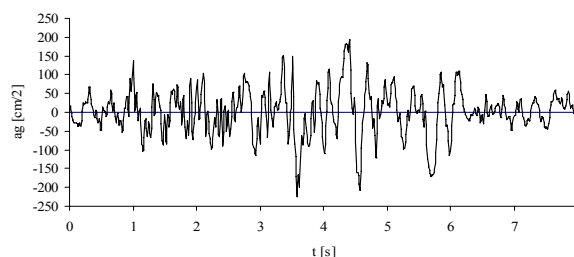
4.3.2 Dinamična nelinearna analiza

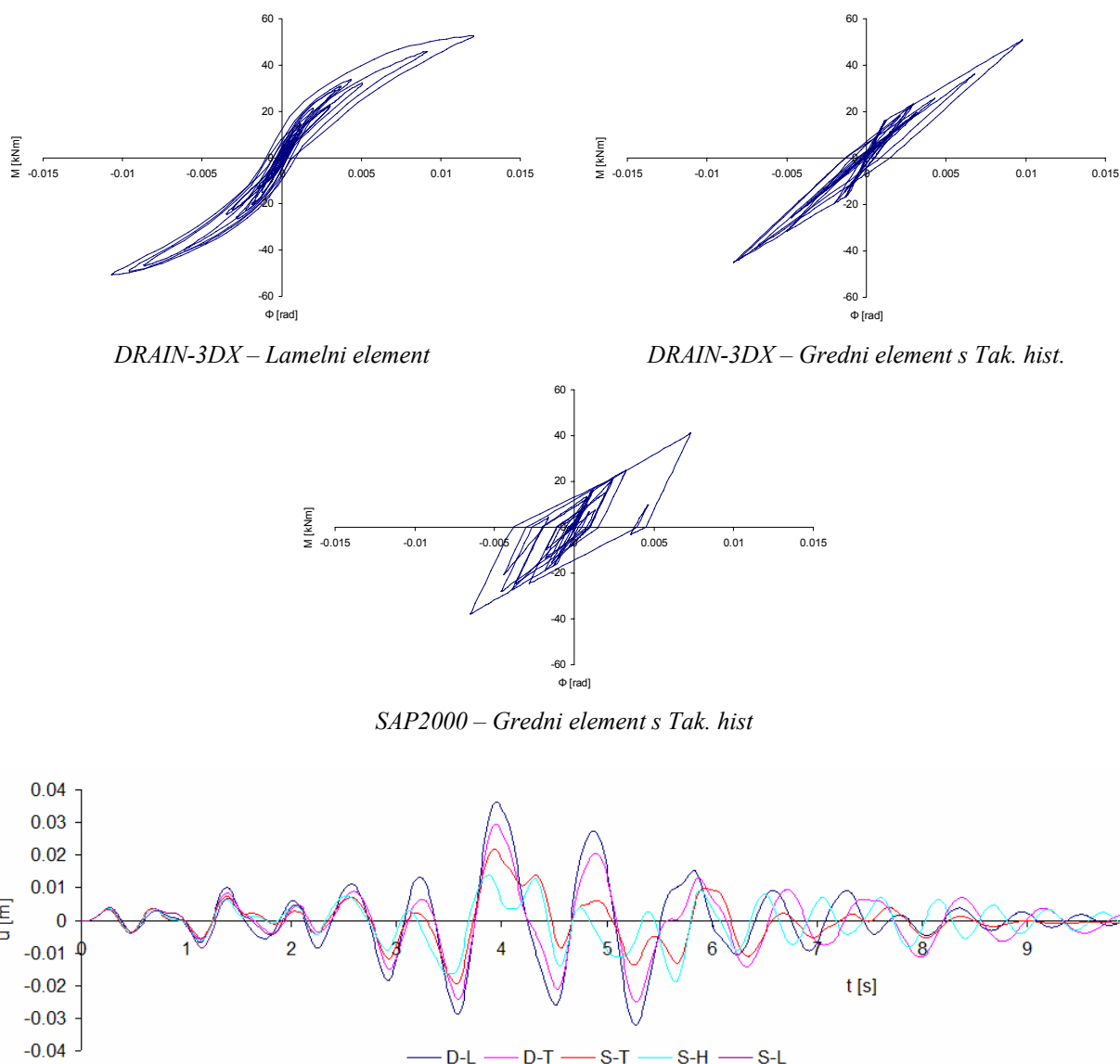
S programoma DRAIN in SAP2000 smo opravili tudi nelinearno analizo časovnega odziva za primer konzole prikazane na spodnji sliki. Za analizo smo uporabili Potres 5 (Preglednica 21).

Geometrija:



Akcelelogram:





Slika 37: Nelinearna dinamična analiza. Zgoraj histereze nekaterih elementov, spodaj časovni potek pomikov

V programu SAP2000 smo za modeliranje nelinearnega odziva uporabili lamelni model (S-L), model s koncentrirano plastifikacijo (S-H) in model z nelinearnimi vzmetmi (S-T), v programu DRAIN pa lamelni model in gredni element s Takedinimi histerezami. Izkazalo se je, da so nelinearni elementi v programu SAP2000, z izjemo modela (S-T), bolj primerni za statično nelinearno analizo. Nelinearnim vzmetem sicer lahko določimo tudi histerezna pravila, vendar so računski časi programa SAP2000 neprimerljivo daljši v primerjavi s časi programov iz družine DRAIN.

4.4 Zaključki

Izkazalo se je, da so za statično nelinearno analizo primerni vsi uporabljeni modeli, za dinamično analizo časovnega odziva pa je daleč najprimernejši gredni element s Takedinimi histereznimi pravili v programu DRAIN-2DX. Tega smo zato tudi izbrali za analizo časovnega odziva viadukta Ravbarkomanda. Za primerjavo naj povemo, da je izračun odziva celotnega viadukta Ravbarkomanda z uporabo tega elementa v programu DRAIN-2DX trajal 0,21 s, izračun odziva konzole z lamelnim (fiber) elementom v programu SAP2000 pa je trajal več kot 30 minut. Program SAP2000, v trenutni fazi razvoja, še ni primeren za splošno (uporabno) nelinearno analizo časovnega odziva. Uporaba nelinearnih – link elementov v programu SAP2000 izračun pohitri, vendar je s hitrostjo programa DRAIN-2DX neprimerljiva, poleg tega pa ima program SAP2000 vgrajene svoje modele materialov, kar še oteži kontrolo rezultatov.

5 UPORABLJENI RAČUNALNIŠKI PROGRAMI ZA ANALIZO KONSTRUKCIJ

5.1 DIAS

Program DIAS (FGG, 1990) je namenjen računanju nosilnosti in odnosa med momentom in ukrivljenostjo armirano-betonskih prerezov. Program je bil razvit na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo. Program je konzolna aplikacija, ki deluje preko vhodnih in izhodnih tekstovnih datotek. Kasneje je bil razvit tudi DIAS-P, program za dimenzioniranje armiranobetonskih prerezov.

5.2 DRAIN

Večino nelinearnih izračunov smo opravili z uporabo programske skupine DRAIN (Kannan et al., 1973). Začetki razvoja programa DRAIN-2D (Dynamic Response Analysis of Inelastic 2-Dimensional Structures) segajo že v leto 1973, ko so na univerzi Berkeley v Kaliforniji izdelali prvo verzijo. Program se je ohranil v uporabi toliko časa predvsem zaradi enostavne uporabe in učinkovitosti. Od začetka je bil zelo omejen, kasneje pa so ga večkrat nadgradili, najprej v DRAIN-2D2 (Golafshani, 1983) in nato še v DRAIN-2DX (Allahabadi, 1987). Ti dve nadgradnji sta programu dodali nove možnosti ob hkratni ohranitvi enostavnosti uporabe. Iz programa DRAIN-2DX so se kasneje razvili še DRAIN-3DX in DRAIN-BUILDING. DRAIN-2DX in DRAIN-3DX sta namenjena analizi splošnih dvo - in tri - dimenzionalnih konstrukcij, medtem ko je DRAIN-BUILDING namenjen računu 3D analizi stavb.

Tudi na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo so v program dodali nekaj nelinearnih končnih elementov, med drugimi tudi MVLEM (multi-vertical-line element model) in gredni element s koncentrirano plastifikacijo, kjer je obnašanje definirano s Takedinimi histereznimi pravili.

Program je pisan v programskem jeziku Fortran. Vnos podatkov je paketen. Vhodna datoteka mora biti zapisana v določenem formatu. A kljub temu in kljub svoji starosti ostajajo programi iz družine DRAIN v uporabi še dandanes predvsem zaradi relativne preprostosti glede na

podobne splošne programe za nelinearno analizo. Program nima postprocesorja, a težavo lahko odpravimo z makroji v programu Excel.

5.2.1 DRAIN-2DX

S programom DRAIN-2DX lahko opravljamo statične in dinamične, linearne in nelinearne dvodimenzionalne analize. Program DRAIN-2DX smo uporabljali za nelinearno analizo viadukta v prečni smeri. Stebre viadukta smo modelirali z grednimi elementi s Takedinimi histereznimi pravili.

5.2.2 DRAIN-3DX

Program DRAIN-3DX je namenjen 3D analizi splošnih konstrukcij. Najprej smo hoteli v programu DRAIN-3DX uporabiti gredne elemente s Takedinimi histereznimi pravili, vendar se je izkazalo, da pri računu dušenja ne moremo upoštevati konstante proporcionalne togosti. DRAIN-3DX smo uporabili za nelinearno analizo v prečni smeri, ko smo stebre modelirali z lamelnim (fiber) elementom.

5.3 OpenSees

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) je programski sistem, ki ga je razvil PEER (Pacific earthquake engineering research). Programska koda je prosto dostopna na internetu vsakomur, ki jo potrebuje. Od tod tudi beseda »Open« v imenu. OpenSees je v stalnem razvoju zato redno izhajajo nove verzije. Trenutne zmožnosti programa se lahko preveri na spletni strani projekta: <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/capabilities.html>.

S programom OpenSees smo opravili analizo viadukta v prečni smeri z uporabo modela z lamelnim (fiber) elementom. Za razliko od programov iz družine DRAIN mora uporabnik v OpenSees-u sam poskrbeti za izpis rezultatov in poteka izračuna, tako da je iskanje morebitnih napak v vhodni datoteki zamudnejše.

5.4 SAP2000

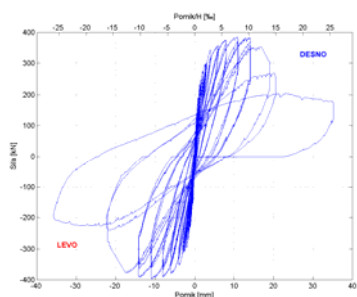
CSI (Computers and Structures Inc.) razvija program SAP (Structural analysis program) že od leta 1978. SAP2000 predstavlja najnaprednejšo in uporabnikom najprijaznejšo verzijo iz serije SAP programov. Prva verzija programa SAP2000 je izšla leta 1996 in je bila popolnoma pripravljena za uporabo v operacijskih sistemih Windows. Trenutno je na voljo že verzija 10. Odlikuje ga preprost grafični vmesnik, v katerem generiramo in modificiramo model, opravimo želeno analizo in tudi pregledujemo rezultate. S programom SAP2000 smo opravili večino linearnih statičnih analiz viadukta. Ker novejšje verzije programa omogočajo tudi uporabo nelinearnih elementov, smo na preprosti konstrukciji (konzolni steber) primerjali rezultate dobljene z uporabo programa SAP2000 z rezultati, ki smo jih dobili z uporabo programov DRAIN-2DX, oziroma DRAIN-3DX (Poglavje 4.3).

6 MODELNA PREISKAVA STEBROV

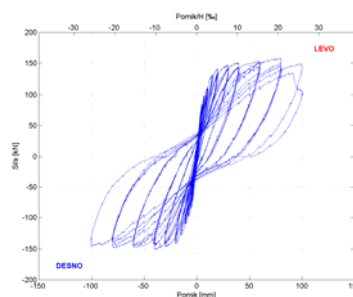
6.1 Preiskava stebrov

Zaradi kontrole analitičnih izračunov sta bili na Zavodu za gradbeništvo (ZAG) izvedeni preiskavi dveh tipičnih stebrov viadukta Ravbarkomanda. Eksperiment je bil izveden, ker potresnega odziva stebrov ni bilo možno predvideti samo z uporabo analitičnih metod. Zaradi netipičnih konstrukcijskih detajlov (stremena na notranji strani vzdolžne armature) ni bilo možno predvideti ali se bodo vzdolžne palice uklonile. V tem poglavju je podan povzetek rezultatov eksperimenta (Bevc et al., 2006). Za modelne preiskave obnašanja stebrov sta bila izbrana kratek steber (primerljiv s stebrom S30) in srednje visok steber (primerljiv s stebrom S28). Preiskava je bila izvršena v prečni (močnejši) smeri stebra. Pri krajšem stebru smo pričakovali strižno, pri daljšem pa upogibno porušitev. Cilj preiskave je bil predvsem določiti odziv stebrov na ciklično obtežbo in s tem mehanizem porušitve, nosilnost, razvoj poškodb in duktilnost. Zaradi nestandardno položenih stremen v stebru (Slika 38) nas je zanimala možnost uklona vertikalne armature. Za modeliranje stebrov je bila privzeta popolna modelna (geometrijska) podobnost v razmerju $M = 1:4$.

Histerezni ovojnici, odnos med horizontalno silo in pomikom, sta za oba stebra prikazani na spodnji sliki.



(a) steber 1 (model S30; kratek steber)



(b) steber 2 (model S28; dolg steber)

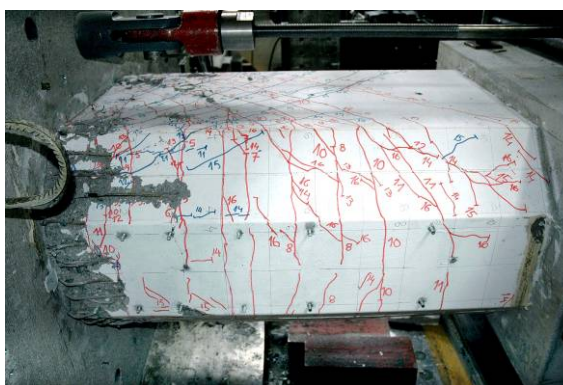
Histerezna ovojnica horizontalna sila – horizontalni pomik (zasuk) (Fischinger, 2006)

6.1.1 Steber 1 (model S30; kratek steber)

Armatura na skrajnih zunanjih robovih prečnega prereza je pri kratkem stebru stekla pri velikosti pomika $\delta_y' = 2,10$ mm. (Ocena 2,38 mm). Pri tem je osna sila znašala 284 kN, kar se je dobro ujemalo z ocenjeno vrednostjo. Iz histereznih ovojnic je bilo določeno, da je pečenje

armature nastopilo pri pomiku $\delta_y = 3,41$ mm (Ocena 3,30mm). Ocenjene vrednosti so bile določene ob predpostavki, da so konstrukcijski detajli ustrezni.

Potem, ko je armatura že stekla je horizontalna sila še naraščala do maksimalno dosežene sile 394 kN pri pomiku 11,02 mm. V spodnji polovici višine stebra so se pojavile upogibno-strižne razpoke pri obremenitvi, pri kateri pride do začetka lezenja skrajnega zunanje plasti armature. Do uklona vzdolžne armaturne palice je prišlo šele pri pomiku $\delta > 8,0$ mm. Po celi višini stebra se je pojavila strižna razpoka. Po nadaljnjem večanju pomikov je sila začela padati. Zaradi odpadanja krovnega sloja betona in uklona armaturnih palic so se nato začele pojavljati še druge poškodbe tako na zunanji, kot notranji strani stebra. Med obremenjevanjem ni prišlo do pretrga vzdolžne armature. Ob vpetju stebrov je bila po končanem obremenjevanju velika koncentracija širokih upogibnih razpok (preklop vzdolžne armature), kar kaže na zdrs vzdolžne armature.



Steber 1 po končani preiskavi (Bevc, 2006.)

6.1.2 Steber 2 (model S28; dolg steber)

Horizontalna sila, pri kateri je prišlo do začetka tečenja skrajne robne armature, je znašala 109 kN, horizontalni pomik pa 10,11 mm. Pečenje armature je nastopilo pri pomiku $\delta_y = 16,65$ mm, pri sili 141 kN. Med poskusom se je pokazala še ena slabost stebrov, saj se je pri sili 85 kN na delovnem stiku dveh segmentov pojavila razpoka. Na tem mestu armaturni koš A preide v B. Maksimalna dosežena sila, 158 kN, je bila dosežena pri pomiku 80,00 mm. Duktilnost stebra $\mu_{\Delta P_{max}}$ pri maksimalni sili je tako znašala približno 4,8. Porušitev stebra je nastopila pri pomiku 100 mm. Po pričakovanju so se najširše razpoke pojavile na mestih preklonov armature ob vpetju stebra v temelj na višinah ca. 15, 30 in 45 cm. Lokalni uklon armaturne palice v področju preklopa se je zgodil že pri pomiku 30 mm. Do uklona armaturnih palic na notranji strani je

prišlo šele pri pomiku $\delta = 80$ mm. Povzetek rezultatov poskusa je za oba stebra podan v naslednji preglednici.

Preglednica 4: Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov

Opis	Steber 1	Steber 2
$P_{v'}$ – sila pri začetku lezenja skrajne plasti armature [kN]	284	109
P_v – sila na meji lezenja armature [kN]	348	141
$\delta_{v'}$ – pomik na začetku lezenja skrajne plasti armature [mm]	2,10	10,11
δ_v – pomik na meji lezenja armature [mm]	3,41	16,65
P_{max} – maksimalna dosežena horizontalna sila [kN]	394	158
$\delta_{P_{max}}$ – pomik pri maksimalni horizontalni sili [mm]	11,02	80
δ_m – maksimalni pomik pred pričetkom porušitve [mm]	17,55	92
$\mu_{\Delta P_{max}}$ – duktilnost glede na pomik pri maksimalni sili	3,23	4,80
	1,13	1,12
$\theta_{P_{max}}$ – zasuk stebra pri maksimalni sili [%]	0,80	2,07
θ_m – zasuk stebra pri maksimalnem pomiku [%]	1,28	2,37

Poskus je pokazal, da se stebra, kljub nestandardnim detajlom, obnašata delno duktilno. To je predvsem posledica nizkega nivoja osne sile in velike tlačne cone, ki je na razpolago pri škatlastih nosilcih. Poleg tega pa je do lokalnega uklona prišlo le pri redkih armaturnih palic na zunanji strani stebra ob vpetju stebra v temelj.

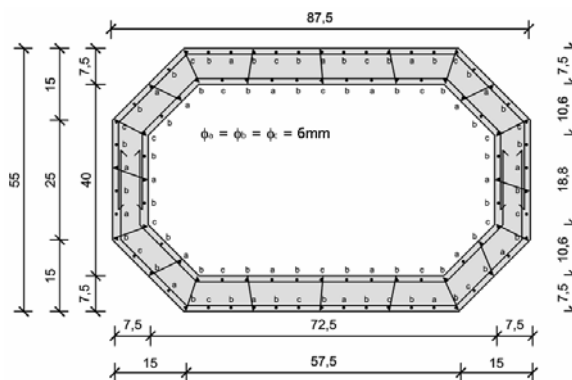


Delaminacija betona zaradi uklona armaturnih palic na notranji površini stebra 2 pri pomiku $\delta = 100,0$ mm (Bevc, 2006)

Rezultati eksperimenta so sicer obetavni, vendar se je potrebno zavedati, da je viadukt Ravbarkomanda grajen na območju z izredno neugodnimi klimatskimi pogoji in bi lahko zaradi možne korozije in odpadanja krovnege sloja betona prišlo do slabšega obnašanja.

6.2 Računski model

Oba stebra sta bila modelirana kot konzoli s koncentriranimi plastičnima členkoma ob vpetju. Za opis lastnosti plastičnih členkov je bila uporabljena trilinearna ovojnica moment-zasuk. Prerez modela stebra je prikazan na sliki.



Slika 38: Geometrija in armatura prerezov preizkušancev ob vpetju v temelj

S programom DIAS (FGG, 1990) smo za oba stebra določili:

- moment v trenutku, ko steče prva plast armature M_y ,
- ukrivljenost v trenutku, ko steče prva plast armature ψ_y ,
- mejni moment M_u in
- mejna ukrivljenost ψ_u .



Slika 39: Skica modela

V dolgem stebru je bila upoštevana osna sila 590kN, v kratkem pa 512kN. Uporabili smo model betona, ki je predpisan v EC2 za neobjeti beton. Ker so bile vrednosti tlačnih napetosti določene na kockah smo jih delili z 1,25, da smo dobili ustrezne vrednosti tlačnih napetosti za valje.

$f_{cm} = 52\text{MPa} / 1,25 = 41,6\text{ MPa}$ za kratek steber

$f_{cm} = 61,7\text{MPa} / 1,25 = 49,4\text{ MPa}$ za dolgi steber

Za jeklo smo uporabili bilinearni model z mejo tečenja pri 324 MPa. Iz vrednosti ukrivljenosti na meji tečenja in mejne ukrivljenosti smo z integracijo ukrivljenosti po dolžini stebra določili še zasuk na meji tečenja robne plasti armature in mejnega zasuka. Tako dobljen mejni zasuk je konzervativen, zato smo ga izračunali v skladu s standardom EC8/2 (Glej poglavje 4.2.1).

Moment in ustrezna ukrivljenost v trenutku, ko prerez razpoka, sta določena pod predpostavko linearnega stanja napetosti v prerezu, z upoštevanjem omenjenih osnih sil in natezne trdnosti betona $f_{ctm} = 3,5$ MPa. Rotacija v stebru v trenutku, ko steber razpoka je določena z integracijo ukrivljenosti vzdolž stebra.

Preglednica 5: Karakteristike plastičnih členkov stebrov

Steber	M_{cr} [kNm]	θ_{cr} [rad]	M_y [kNm]	θ_y [rad]	M_u [kNm]	θ_u [rad]
Kratek	203	0,000214	500	0,00224	535	0,065
Dolgi	217	0,000594	530	0,00500	570	0,0170

Oba stebra sta bila modelirana z naslednjimi karakteristikami prečnega prereza:

Preglednica 6: Karakteristike elastičnega dela

Ploščina A [m ²]	Vztrajnostni moment I [m ⁴]	Strižni prerez A_s [m ²]
0,169	0,0136	0,133

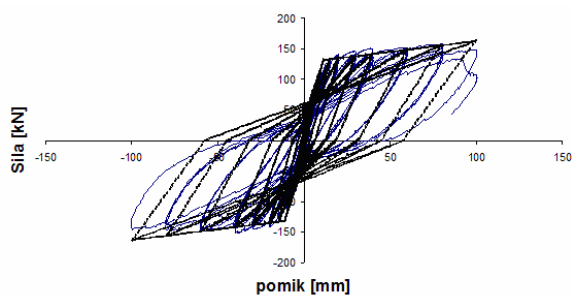
6.3 Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov

Najprej smo primerjali ciklično obnašanje stebrov pri eksperimentu in pri analitičnem izračunu za primer večjih plastičnih deformacij. Rezultati so prikazani na slikah (Slika 40 - dolgi steber, Slika 41 - kratek steber).

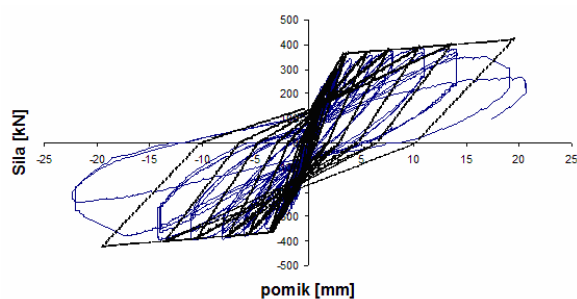
V dolgem stebru je uporabljeni model zelo dobro opisal dejansko stanje. Z uporabljenim grednim elementom s Takedinimi histereznimi pravili nismo mogli zajeti padca nosilnosti, ki ga je zaznal eksperiment pri pomiku 10 mm v kratkem stebru. V analizi potresnega odziva se je pokazalo, da takšne plastifikacije v kratkih stebrih viadukta Ravbarkomanda ne moremo pričakovati, zato smo omenjeni model uporabili tudi za kratke stebre.

Analiza časovnega odziva viadukta Ravbarkomanda (Poglavje 10) je pokazala, da ne pride do velikih deformacij v stebrih, zato smo uporabili še en model, ki je bolj primeren za manjše

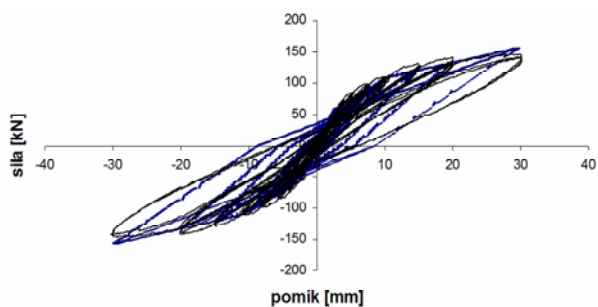
pomike. Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov je prikazana na slikah (Slika 42 - dolgi steber, Slika 43 - kratki steber).



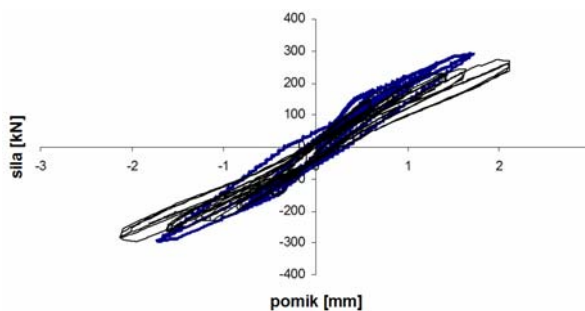
Slika 40: Zveza med silo in pomikom v dolgem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov. S tanko modro neprekinjeno črto so prikazani rezultati eksperimenta, z debelo črtkano pa analitični rezultati.



Slika 41: Zveza med silo in pomikom v kratkem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov. S tanko modro neprekinjeno črto so prikazani rezultati eksperimenta, z debelo črtkano pa analitični rezultati.



Slika 42: Zveza med silo in pomikom v dolgem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov pri majhnih deformacijah



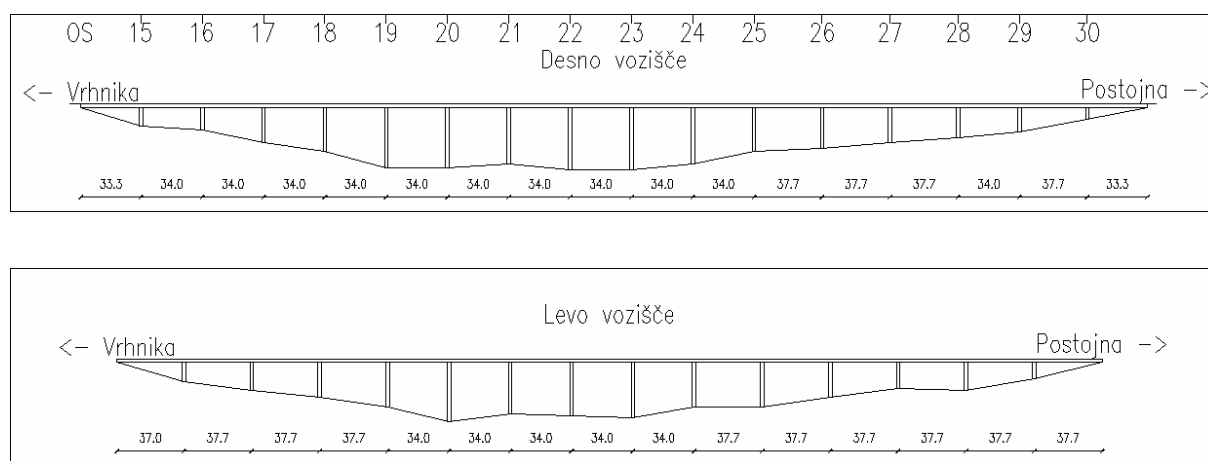
Slika 43: Zveza med silo in pomikom v kratkem stebru: primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov pri majhnih deformacijah

7 VIADUKT RAVBARKOMANDA

7.1 Opis viadukta

Dvaintrideset kilometrov dolg avtocestni odsek Vrhnika - Postojna je prvi zgrajen odsek sodobne štiripasovne avtoceste v Sloveniji. Gradnja odseka se je začela maja 1970, za promet pa so ga odprli decembra 1972. Na odseku je več viaduktov – viadukt Verd (630m), viadukt Derviše (68'5m), viadukt Ivanje Selo (225m), viadukt Unec in viadukt Ravbarkomanda (591m).

Gradnja odseka je bila razdeljena na tri pododseke, in sicer: Vrhnika-Logatec, Logatec-Unec in Unec Postojna. Pri projektiranju in gradnji je sodelovalo več projektantskih in izvajalskih podjetij iz celotne takratne države. Viadukt Ravarkomanda je projektiralo podjetje Tehnogradnja Maribor, gradilo pa podjetje Gradis (Ašanin, 2002). Viadukt premošča in dvakrat križa dvotirno železniško progo, cesto prvega reda Ljubljana-Koper in cesto drugega reda Unec-Postojna.



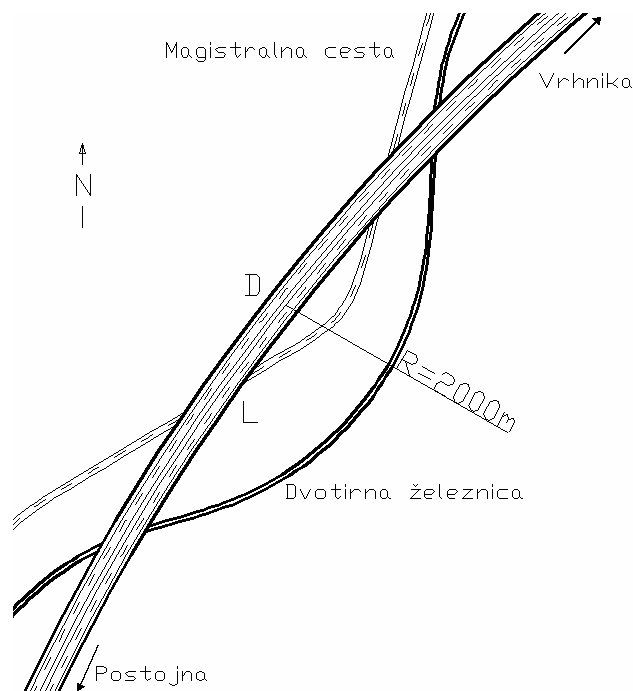
Slika 44: Zgoraj desno, spodaj levo vozišče viadukta Ravbarkomanda

Viadukt Ravbarkomanda, ki je grajen v krivini, in sicer horizontalni radij 2000 m in vertikalni 100000 m, je sestavljen iz dveh ločenih objektov. Vsaka prometna smer poteka na ločeni konstrukciji. Prečni nagib je enostranski, z naklonom 2,5 ‰. Za analizo smo uporabili desni del viadukta (stebri v oseh 15 – 30), ki je daljši kot levi del in pri katerem so razlike v višinah posameznih stebrov večje kot v levem delu viadukta.

Celotna dolžina konstrukcije znaša 591,4 m. Največja višina stebra, skupaj s kapo, je 34,5m, najmanjša pa 6,5m.

Preglednica 7: Dolžine stebrov desnega vozišča (S15-S30)

stb. i	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
L_i [m]	10.5	12.5	19.5	24.5	33.5	33.5	31.5	34.5	34.5	31.5	24.5	22.5	19.5	16.5	13.5	6.5



Slika 45: Skica situacije. Viadukt Ravbarkomanda na dveh mestih prečka magistralno cesto in železniško progo.

Razpetina viadukta med osmi ležišč na krajnih opornikih je v originalnem projektu znašala za obravnavani (desni) pas:

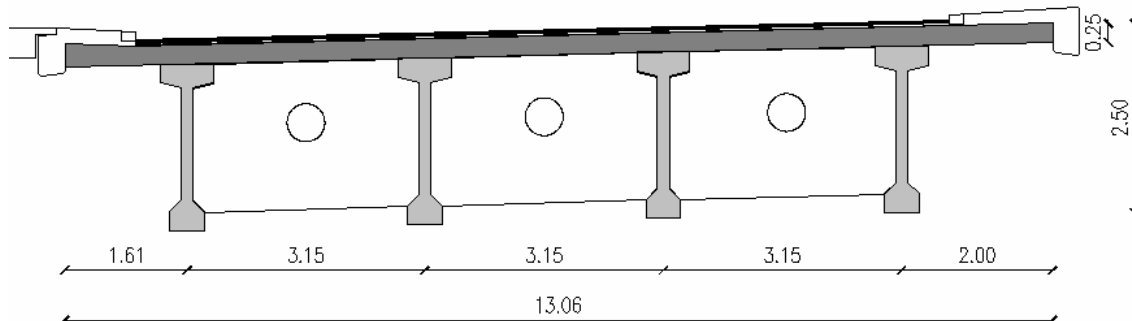
$$l_D = 33,30 + 10 * 34 + 3 * 37,7 + 2 * 34 + 33,3 = 587,70m ,$$

vendar je izvajalec, zaradi ugodnejše premostitve železniške proge, stacionaže stebrov nekoliko spremenil. Tako znašajo končne razpetine viadukta za desni pas:

$$l_D = 33,30 + 10 * 34 + 3 * 37,7 + 34 + 37,7 + 33,3 = 591,40m .$$

Prekladna konstrukcija viadukta je sestavljena iz 4 prednapetih nosilcev I preseza, ki so med sabo povezani s prednapetimi rebri tako, da tvorijo sistem rešetke (Slika 46). Nosilci se naslanjajo na stebre preko elastomernih in drsnih ležišč. Elastomerna ležišča se nahajajo na večini stebrov z izjemo stebrov v oseh S18, S23 in S27 in obeh opornikov. Plošča, ki povezuje

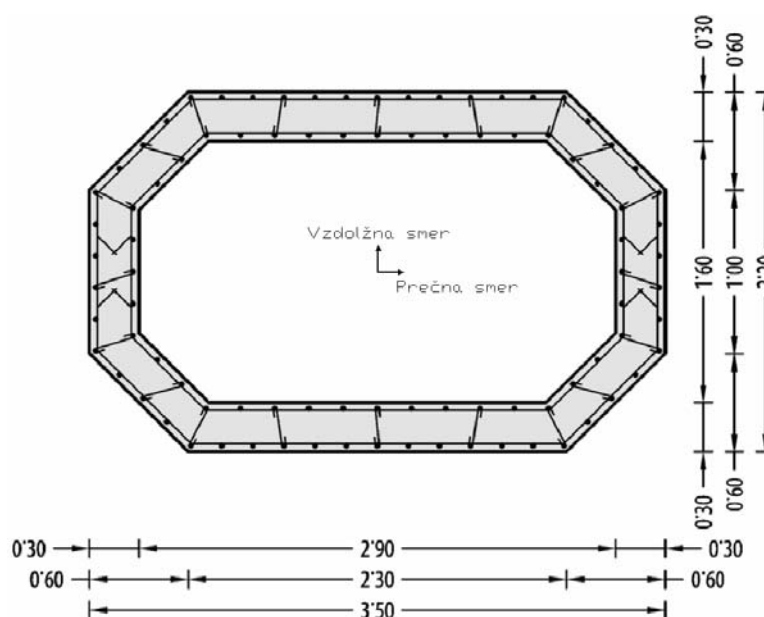
nosilce je pred ojačitvijo (1997) na mestih stebrov vsebovala upogibne členke. Po sanaciji je nad vsakim členkom dodana nova, armirana plast betona tako, da je zagotovljena kontinuirnost.



Slika 46: Prečni prerez prekladne konstrukcije v polju po sanaciji leta 1997

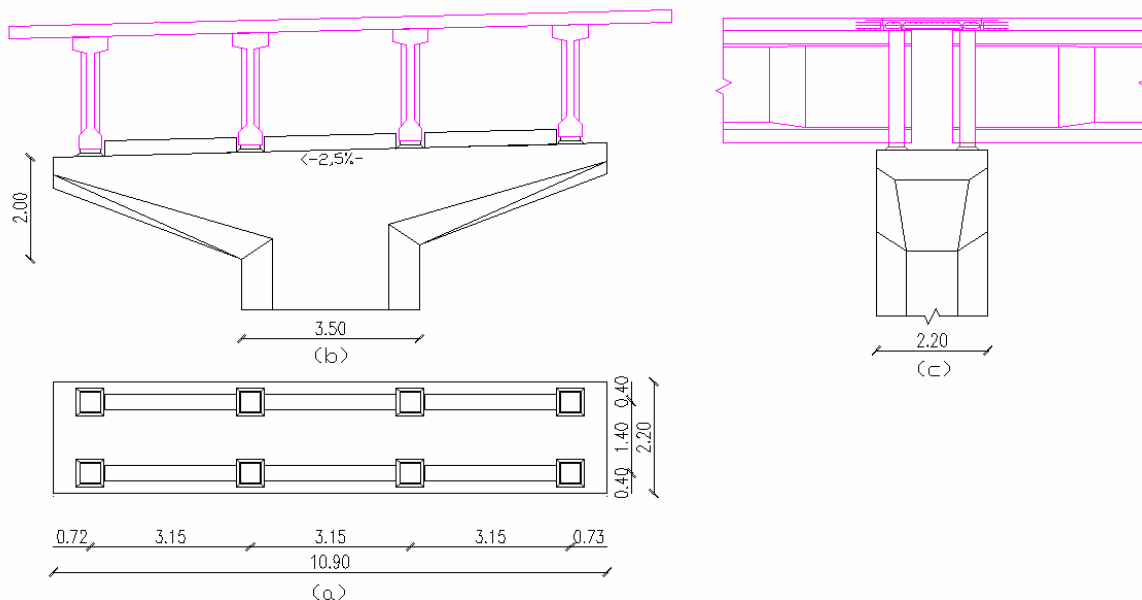
Prečni prerez stebrov je škatlast (Slika 47). Vzdolžna armatura se spreminja z višino stebra. Vsak izmed stebrov je na mestu vpetja v temelje armiran z 90 palicami $\phi 22$. V originalnem projektu so odseki s takšno armaturo označeni kot koš A. Potem se količina armature postopoma zmanjšuje in sicer obstajata dva tipa odsekov – koš B, ki je armiran z armaturo $90\phi 16$ in koš C armiran z armaturo $90\phi 14$. Tako kot upogibna se tudi prečna (horizontalna) armatura zmanjšuje z višino stebra. Armaturni koš A vsebuje štiri strižna stremena $\phi 16/20\text{cm}$, koš B $\phi 14/20\text{cm}$ in koš C $\phi 10/20\text{cm}$.

S posebnimi preiskavami, ki so bile narejene na ZAG-u je bilo ugotovljeno, da je kvaliteta betona v viaduktu C50/60. Armatura je gladka, kvaliteta jekla pa 240/360.



Slika 47: Prečni prerez stebra

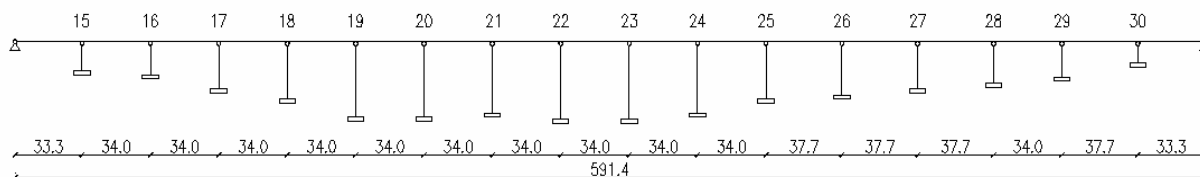
Da bi omogočili zadostno širino za podpiranje preklade, se steber na vrhu razširi v kapo. Geometrija kap in položaj ležišč ter strižnih zobov so prikazani na naslednji sliki.



Slika 48: Geometrija kape. (a) tloris, (b) naris, (c) stranski ris

7.2 Matematični model viadukta Ravbarkomanda v prečni smeri

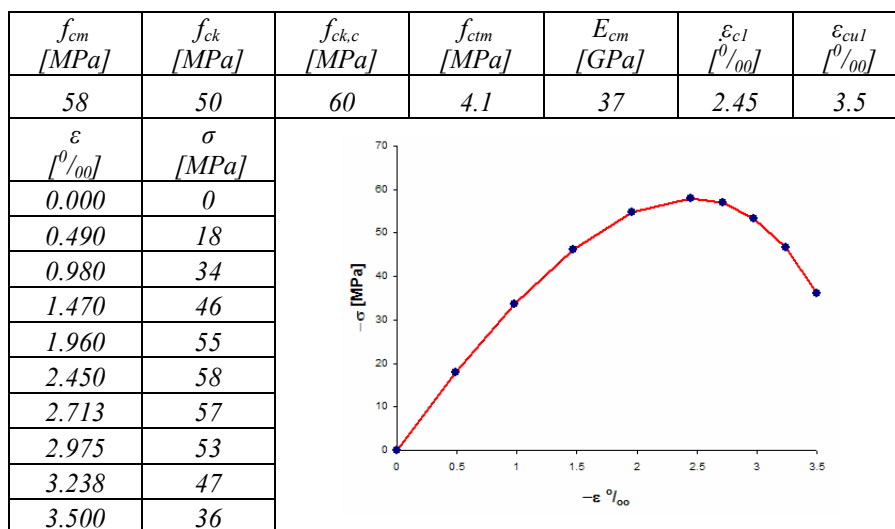
Konstrukcijo smo v prečni smeri modelirali kot kontinuirano gredo, členkasto podprto s konzolnimi stebri. V tem primeru je upoštevan poseben primer, kjer se prekladna konstrukcija nasloni na strižne zobove. V okviru raziskave Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi tehnologije potresne utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte (Fischinger, 2006) je bil za prečno smer uporabljen tudi zahtevnejši model z upoštevanjem ležišč in strižnih zobov. Izkazalo se je, da so rezultati (tako pomiki, kot sile) dobljeni z obema modeloma zelo podobni. Preklada je modelirana z uporabo elastičnih linijskih elementov, stebri pa z uporabo grednih elementov s Takedinimi histereznimi pravili. Dolžine stebrov so podane v preglednici na strani 58 (Preglednica 7).



Slika 49: Skica matematičnega modela viadukta Ravbarkomanda

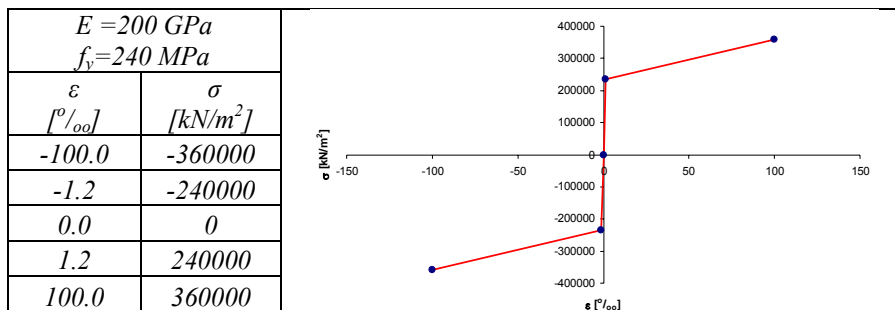
Beton:

Na Zavodu za gradbeništvo Slovenije so s preiskavami določili, da je kvaliteta betona vgrajenega v viadukt Ravbarkomanda C50/60. Lastnosti betona, uporabljene v linearnih in nelinearni analizi so prikazane v naslednji preglednici:



Preglednica 8: Lastnosti betona, vgrajenega v viadukt Ravbarkomanda

Armatura:



Preglednica 9: Lastnosti armature vgrajene v viadukt Ravbarkomanda

V elastični analizi smo upoštevali nerazpokane prereze konstrukcije. Tak model je konservativen za pomike, saj je bolj tog. Po EC8/2 je dopustno uporabiti tudi model z razpokanimi stebri, vendar ga v okviru tega diplomskega dela nismo upoštevali. V modelu smo uporabili naslednje karakteristike prerezov:

Element	Ploščina A [m ²]	Vztrajnostni moment I [m ⁴]	Strižni prerez A_s [m ²]
Steber	2,7	3,48	1,94
Kapa	15,8	68,4	13,2
Preklada	5,7	77,8	3,3

Preglednica 10: Karakteristike prečnih prerezov viadukta Ravbarkomanda

Z analizo smo ugotovili, da je vpliv kape na sile in pomike konstrukcije zanemarljiv, saj je moment na vrhu stebra majhen, zato smo stebre modelirali s konstantnim prerezom od tal do preklade.

7.3 Nosilnost stebrov po EC8/2

Od nosilnosti stebrov je odvisno kakšno je obnašanje viadukta med potresom. Če so stebri dovolj močni, da prenesejo maksimalne sile (faktor obnašanja $q = 1$), potem med potresom v njih ne pričakujemo poškodb. Takšno, elastično, obnašanje konstrukcije pričakujemo navadno med šibkejšimi potresi, med močnejšimi potresi pa dopuščamo manjše upogibne poškodbe na mestu plastičnih členkov. Vsekakor hočemo, da bo obnašanje konstrukcije duktilno, t.j., da bo prenesla velike nelinearne deformacije pred poružitvijo. Upogibno nosilnost stebrov smo določili po EC8/2, strižno nosilnost pa smo določili tudi s pomočjo izrazov, ki jih predlaga Priestley (Priestley, 1996). Pri določitvi nosilnosti smo privzeli, da konstrukcijski detajli stebrov ustrezajo zahtevam EC8.

7.3.1 Upogibna nosilnost stebrov

Vzdolžna armatura se po višini stebra spreminja, zato je bilo potrebno preveriti prereze po celotni višini. Izkazalo se je, da so najbolj kritični prerezi ob vpetju stebrov, zato so prikazane nosilnosti teh prerezov.

Preglednica 11: Upogibna nosilnost stebrov

Steber <i>i</i>	Višina stebra [m]	$N_{Ed,vp}$ [kN]	M_{Rd} [kNm]
15	10,5	9653	26000
16	12,5	8723	24500
17	19,5	9431	26000
18	24,5	9723	26500
19	33,5	10327	27500
20	33,5	10333	27500
21	31,5	10205	27500
22	34,5	10389	27500
23	34,5	10430	27500
24	31,5	10084	27500
25	24,5	10127	27500
26	22,5	10393	27500
27	19,5	10219	27500
28	16,5	9500	26000
29	13,5	9175	26000
30	6,5	9858	26500

7.3.2 Strižna nosilnost stebrov

Upogibna nosilnost stebrov lahko pogojuje tudi strižno nosilnost stebrov. Največja možna prečna sila, je sila, ki pripada ocenjeni upogibni nosilnosti stebrov. V primeru, da je maksimalna prečna sila večja od strižne nosilnosti, ne more priti do strižne porušitve stebrov.

Največja možna prečna sila v stebru $V_{C,0}$

$$V_{C,0} = \frac{M_O}{h} \quad (36)$$

V enačbi (36) pomenijo:

- $V_{C,0}$ – največja možna prečna sila v stebru,
- h – višina stebra,
- M_O – največja možna upogibna nosilnost stebra, ki znaša

$$M_O = 1,35 M_{Rd}, \quad (37)$$

pri čemer je M_{Rd} , projektna vrednost upogibne nosilnosti (Preglednica 11). Maksimalne prečne sile posameznih stebrov (EC8/2) so prikazane v naslednji preglednici.

Preglednica 12: Največje možne strižne sile v stebrih $V_{C,0}$

Steber <i>i</i>	Višina <i>h</i> [m]	M_{Rd} [kNm]	$M_O = 1,35 M_{Rd}$ [kNm]	$V_{C,0} = M_O / h$ [kN]
15	10,5	26000	35100	3343
16	12,5	24500	33075	2646
17	19,5	26000	35100	1800
18	24,5	26500	35775	1460
19	33,5	27500	37125	1108
20	33,5	27500	37125	1108
21	31,5	27500	37125	1179
22	34,5	27500	37125	1076
23	34,5	27500	37125	1076
24	31,5	27500	37125	1179
25	24,5	27500	37125	1515
26	22,5	27500	37125	1650
27	19,5	27500	37125	1904
28	16,5	26000	35100	2127
29	13,5	26000	35100	2600
30	6,5	26500	35775	5504

Strižno nosilnost smo ocenili v skladu z EC8/2, ki določa, da se morajo projektne vrednosti za strižno nosilnosti betona $V_{Rd,c}$ in jekla $V_{Rd,s}$, določene po EC2, zmanjšati s faktorjem $\gamma_{Bd1} = 1,25$, ki predstavlja dodatno varnost proti krhki strižni porušitvi (EC8/2).

Preglednica 13: Projektne vrednosti strižne nosilnosti stebrov

steber <i>i</i>	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,c}/1,25$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}/1,25$ [kN]	$V_{Rd,c}/1,25+V_{Rd,s}/1,25$ [kN]
15	1750	1400	935	748	2148
16	1650	1320	935	748	2068
17	1660	1328	935	748	2076
18	1650	1320	935	748	2068
19	1650	1320	935	748	2068
20	1650	1320	935	748	2068
21	1650	1320	935	748	2068
22	1650	1320	935	748	2068
23	1660	1328	935	748	2076
24	1640	1312	935	748	2060
25	1700	1360	935	748	2108
26	1740	1392	935	748	2140
27	1740	1392	935	748	2140
28	1690	1352	935	748	2100
29	1670	1336	935	748	2084
30	1800	1440	935	748	2188

Oznake v zgornji preglednici imajo naslednji pomen:

- $V_{Rd,c}$ - strižna nosilnost betona
 $V_{Rd,s}$ - strižna nosilnost jekla

Strižno nosilnost stebrov smo določili tudi z uporabo načina, ki ga je predlagal Priestley (Priestley, 1996). To vrednost označimo z $V_{Rd,P}$. Pri strižni nosilnosti se upošteva nosilnost betona in prečne armature pa tudi vpliv osne sile in duktilnosti. Ker EC2 pri strižni nosilnosti ne upošteva duktilnosti stebrov, je pri majhnih duktilnostih zelo konservativen, medtem ko je pri velikih lahko tudi na nevarni strani. Slika 52 prikazuje primerjavo obeh strižnih nosilnosti. Strižna nosilnost se po Priestleyu izračuna na naslednji način:

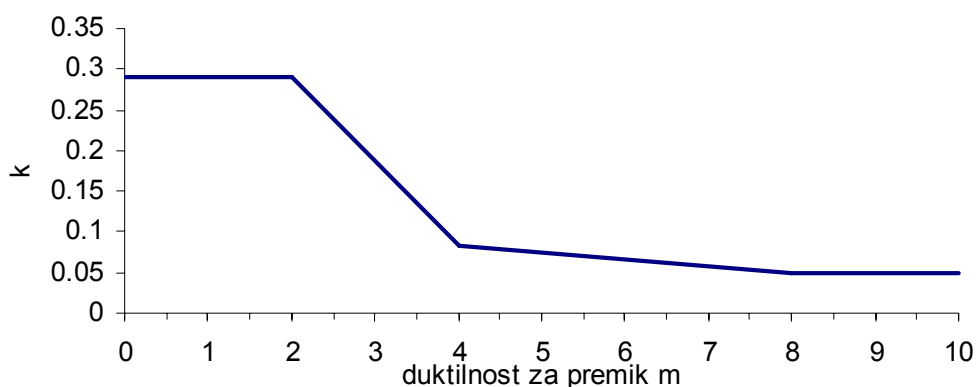
$$V_{Rd,P} = \psi(V_c + V_s + V_p) \quad (38)$$

V izrazu pomenijo:

- ψ - varnostni faktor - 0,85 (Priestley, 1996)
 V_c - strižna nosilnost betona,
 V_s - strižna nosilnost stremen,
 V_p - strižna nosilnost zaradi osne sile.

Prispevek betona:

$$V_c = k\sqrt{f'_c}A_e = k\sqrt{f'_c}0,8A \quad (39)$$



Slika 50: Faktor k v odvisnosti od duktilnosti za pomik

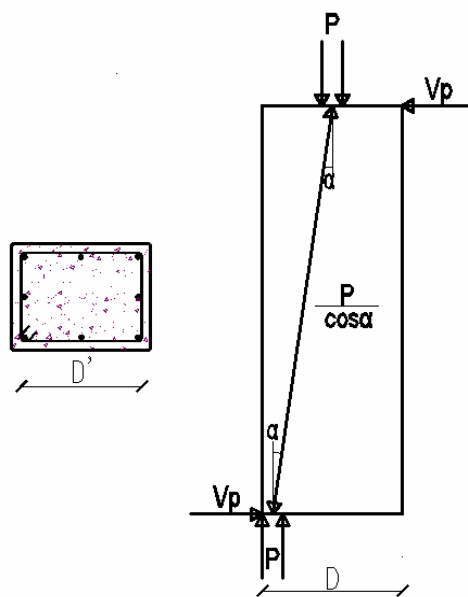
Faktor k je na mestu plastičnega členka odvisen od duktilnosti za pomike, in sicer pade z 0,29, za duktilnost manjšo ali enako 2, na 0,05 za duktilnost večjo od 6 (Slika 50).

f_c – tlačna trdnost betona

A_e – strižni prerez (v prečni smeri lahko vzamemo vrednost 0,8 A)

Prispevek stremen (paličje):

$$V_s = \frac{A_v f_y D'}{s} \cot \theta \quad (40)$$



Slika 51: Pomen oznak v izrazih za strižno nosilnost po Priestley-u (Priestley, 1996)

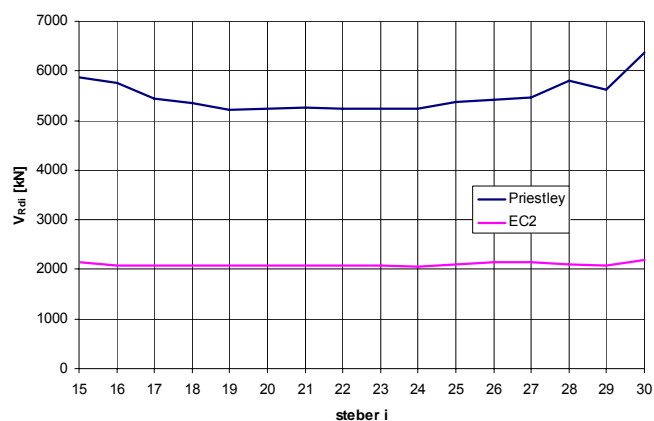
Prispevek osne sile:

$$V_p = P \tan \alpha \quad (41)$$

Priestley predvideva za betone normalnih tež uporabo varnostnega faktorja 0,85.

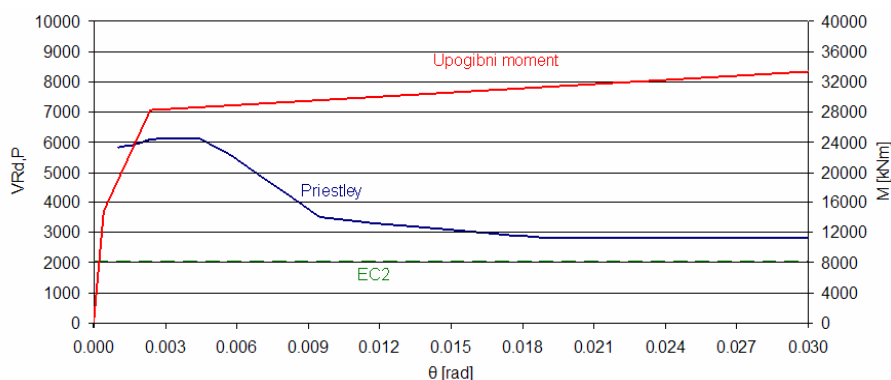
Preglednica 14: Strižna nosilnost stebrov po Priestley-u

Steber	V_c [kN]	V_s [kN]	V_p [kN]	V_d [kN]	$V_{Rd,P}$ [kN]
15	4770	1040	2708	8518	5873
16	4770	1040	2173	7982	5747
17	4770	1040	1444	7254	5447
18	4770	1040	1181	6990	5352
19	4770	1040	875	6685	5224
20	4770	1040	889	6699	5235
21	4770	1040	958	6768	5271
22	4770	1040	878	6688	5237
23	4770	1040	881	6691	5238
24	4770	1040	927	6736	5250
25	4770	1040	1223	7033	5363
26	4770	1040	1362	7172	5409
27	4770	1040	1549	7359	5475
28	4770	1040	2015	7825	5795
29	4770	1040	1993	7803	5622
30	4770	1040	4341	10151	6372



Slika 52: Primerjava strižne nosilnosti stebrov določene po EC2 in po Priestleyu

Pri podani potresni obtežbi (Tla A, 0,23 g) se vzdolžna armatura stebrov ne plastificira (zahtevana duktilnost je torej <1). EC2 tega pri izračunu strižne nosilnosti ne upošteva, zato daje pri majhnih duktilnostih zelo konservativne rezultate. Primerjava strižne nosilnosti v odvisnosti od zasuka (duktilnosti), določene po EC2 in po Priestleyu, je za primer stebra 15 prikazana na naslednji sliki (Slika 53). Na sliki je prikazana tudi histerezna ovojnica moment-zasuk stebra 15. Ocena nosilnosti dobljena z načinom, ki ga je predlagal Priestley, se dobro ujema z eksperimentalnimi rezultati (cca. 6000 kN). Na spodnji sliki je shematsko prikazana strižna nosilnost stebra 15 v odvisnosti od duktilnosti za pomik (seveda, če bi steber imel dovoljšno duktilnost).



Slika 53: Primerjava strižne nosilnosti stebra 15 določene po EC2 (črtkana zelena) in po Priestleyu (polna modra) v odvisnosti od zasuka stebra.

7.3.3 Nelinearne karakteristike stebrov

Trilinearno zvezo med momentom in rotacijo stebrov smo določili s karakteristikami materiala določenimi v poglavju 7.2 in pri pripadajoči osni sili (Preglednica 18).

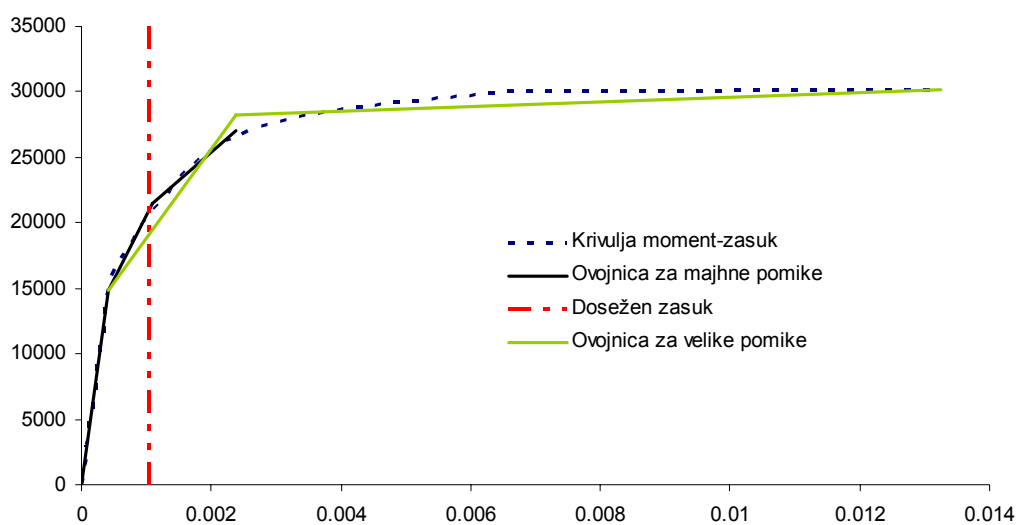
Preglednica 15: Karakteristike stebrov v prečni smeri

steber	M_{cr} [kNm]	Φ_{cr}	M_{y1} [kNm]	Φ_{y1}	M_y [kNm]	Φ_y	M_u [kNm]	Φ_u
15	14860	0.0004	21527	0,00110	28234	0,0024	30225	0,0132
16	14174	0.0005	20366	0,00126	26996	0,0029	28925	0,0163
17	14696	0.0008	21251	0,00202	27941	0,0044	29915	0,0242
18	14911	0.0010	21614	0,00257	28326	0,0056	30323	0,0298
19	15357	0.0014	22360	0,00359	29112	0,0076	31163	0,0394
20	15361	0.0014	22368	0,00360	29120	0,0076	31171	0,0394
21	15267	0.0013	22209	0,00336	28953	0,0071	30994	0,0373
22	15402	0.0014	22436	0,00370	29192	0,0078	31249	0,0404
23	15433	0.0014	22487	0,00370	29246	0,0078	31306	0,0404
24	15178	0.0013	22061	0,00334	28796	0,0071	30826	0,0375
25	15209	0.0010	22113	0,00261	28852	0,0055	30886	0,0293
26	15405	0.0009	22441	0,00241	29198	0,0051	31255	0,0266
27	15277	0.0008	22227	0,00208	28972	0,0044	31013	0,0233
28	14747	0.0006	21337	0,00171	28032	0,0038	30012	0,0205
29	14507	0.0005	20932	0,00139	27601	0,0031	29557	0,0172
30	15011	0.0003	21781	0,00069	28502	0,0015	30511	0,0084

Oznake v zgornji preglednici imajo naslednji pomen:

- M_{cr} - moment v trenutku, ko prerez razpoka
- Φ_{cr} - ukrivljenost v trenutku, ko prerez razpoka
- M_{y1} - moment v trenutku, ko steče prva plast armature
- Φ_{y1} - ukrivljenost v trenutku, ko steče prva plast armature
- M_y - moment, ko armatura steče
- Φ_y - ukrivljenost, ko armatura steče
- M_u - mejni moment
- Φ_u - mejna ukrivljenost

Trilinearne ovojnice, podane v zgornji preglednici, so primerne za velike pomike konstrukcije. Pri nelinearni analizi časovnega odziva viadukta Ravbarkomanda (Poglavje 0, stran 85) smo ugotovili, da se konstrukcija le malo poškoduje, zato smo pripravili še ovojnice, ki se pri majhnih pomikih bolje ujemajo s krivuljo moment-zasuk (Preglednica 16). Oba modela sta bila verificirana z eksperimentalnimi rezultati (stran 56). Trilinearni ovojnici za primer stebra 15 prikazani na spodnji sliki. Z rdečo črtkano črto je prikazana dosežena rotacija stebra pri podani potresni obtežbi.



Slika 54: Trilinearni ovojnici za velike in za majhne pomike – steber 15

Preglednica 16: Karakteristike stebrov v prečni smeri za majhne pomike

steber	M_{cr} [kNm]	Φ_{cr}	M_y [kNm]	Φ_y	M_u [kNm]	Φ_u
16	12.5	8723	14174	0.00047	20366	0.00126
17	19.5	9431	14696	0.00076	21251	0.00202
18	24.5	9723	14911	0.00096	21614	0.00257
19	33.5	10327	15357	0.00136	22360	0.00359
20	33.5	10333	15361	0.00136	22368	0.00360
21	31.5	10205	15267	0.00127	22209	0.00336
22	34.5	10389	15402	0.00140	22436	0.00370
23	34.5	10430	15433	0.00140	22487	0.00370
24	31.5	10084	15178	0.00126	22061	0.00334
25	24.5	10127	15209	0.00098	22113	0.00261
26	22.5	10393	15405	0.00091	22441	0.00241
27	19.5	10219	15277	0.00079	22227	0.00208
28	16.5	9500	14747	0.00064	21337	0.00171
29	13.5	9175	14507	0.00052	20932	0.00139
30	6.5	9858	15011	0.00026	21781	0.00069

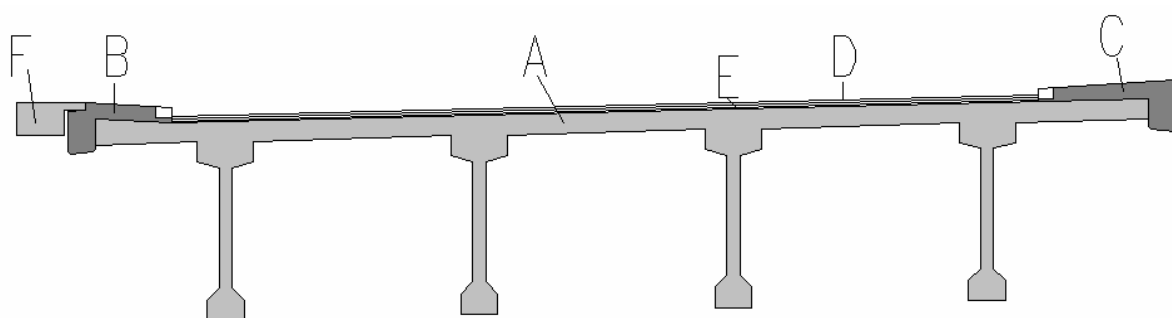
8 OBTEŽBA

8.1 Vertikalna obtežba in masa

Stalna obtežba (G):

Elementi prekladne konstrukcije so prikazani na naslednji sliki. Pri računu smo upoštevali, da je specifična teža armiranega betona 25 kN/m^3 (EC1). Rezultati so prikazani v spodnji preglednici.

Preklada:

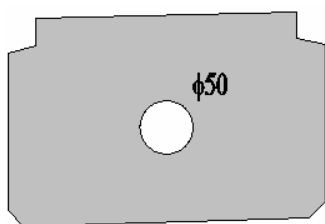


Slika 55: Elementi prekladne konstrukcije

Preglednica 17: Določitev vertikalne obtežbe

Element	Opis	Prerez [m ²]	Specifična teža [kN/m ²]	Obtežba [kNm ⁻¹]
A	Nosilna konstrukcija	5,7162	25	142,9
B	Levi robni venec	0,3733	25	9,33
C	Desni robni venec	0,4544	25	11,36
D	Asfalt	0,7522	25	18,80
E	Hidroizolacija	0,1307	11	1,44
F	½ plošče med objektoma	0,2665	25	6,66
/	JVO	/	/	0,38
/	Ograja za pešce	/	/	0,44
Σ				191,3 kNm ⁻¹

Prečniki:



Slika 56: Prečnik

$$V = 1,63 \text{ m}^3$$

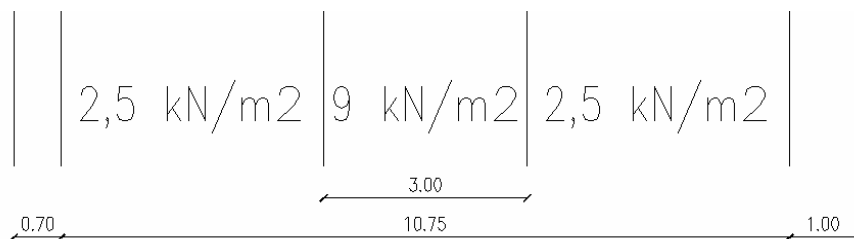
$$3 \text{ kom v vrsti}$$

$$F_p = 3 * 25 \text{ kNm}^{-2} * 1,63 \text{ m}^3 = 122,8 \text{ kN}$$

Točkovne sile na prekladi

Spremenljiva obtežba (Q):

20% prometne obtežbe

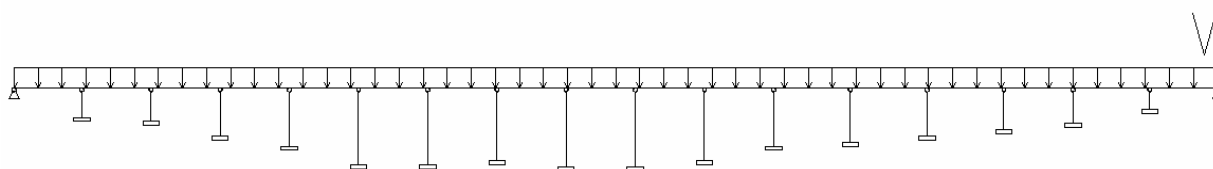


Slika 57: Prometna obtežba

$$Q = 46.36 \text{ kNm}^{-1} * 0,2 = 9,27 \text{ kN kNm}^{-1}$$

Skupna obtežba:

$$V = G + 0,2Q = 201 \text{ kNm}^{-1}$$



Slika 58: Obtežba na prekladi (201 kNm⁻¹)

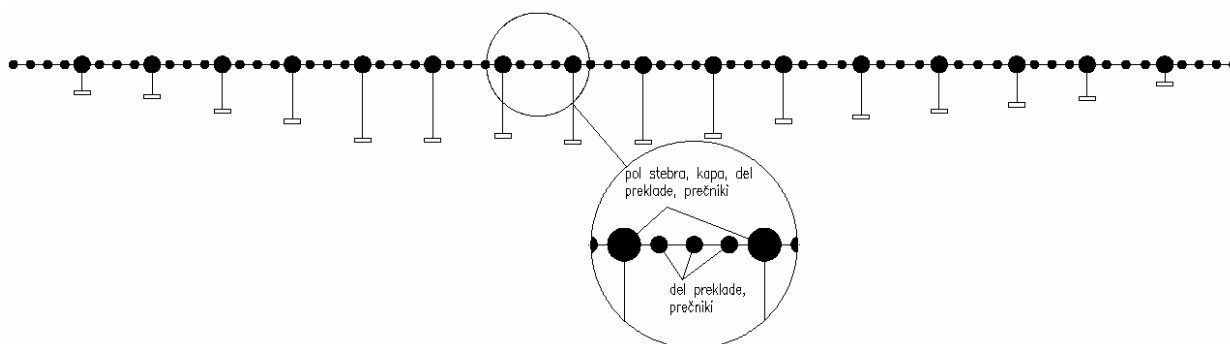
Z uporabo programa SAP2000 smo določili osno silo ob vpetju stebrov:

Preglednica 18: Osne sile v stebrih

Steber <i>i</i>	Dolžina [m]	Teža stebra [kN]	Teža kape [kN]	Prečniki [kN]	Obtežba na prekladi [kN]	Skupaj [kN]
15	8.5	574	867.5	566.71	7645	9653
16	10.5	709	867.5	491.08	6656	8723
17	17.5	1181	867.5	491.08	6891	9431
18	22.5	1518	867.5	491.08	6845	9723
19	31.5	2126	867.5	491.08	6843	10327
20	31.5	2126	867.5	491.08	6848	10333
21	29.5	1991	867.5	491.08	6856	10205
22	32.5	2193	867.5	491.08	6837	10389
23	32.5	2193	867.5	491.08	6878	10430
24	29.5	1991	867.5	491.08	6734	10084
25	22.5	1518	867.5	491.08	7250	10127
26	20.5	1384	867.5	491.08	7651	10393
27	17.5	1181	867.5	491.08	7679	10219
28	14.5	979	867.5	491.08	7163	9500
29	11.5	776	867.5	491.08	7041	9175
30	4.5	304	867.5	581.93	8105	9858

Masa:

Točkovne mase smo postavili na vrhove kap stebrov (masa polovice stebra, masa kape, pripadajoči del prekladne konstrukcije) in vzdolž prekladne konstrukcije (3 točke med podporama).



Slika 59: Skica razporeda mas po konstrukciji

Preglednica 19: Mase na vrhu stebrov

<i>steber</i>	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
m_i [t]	303	312	336	353	384	384	377	387	387	377	362	365	355	335	325	299

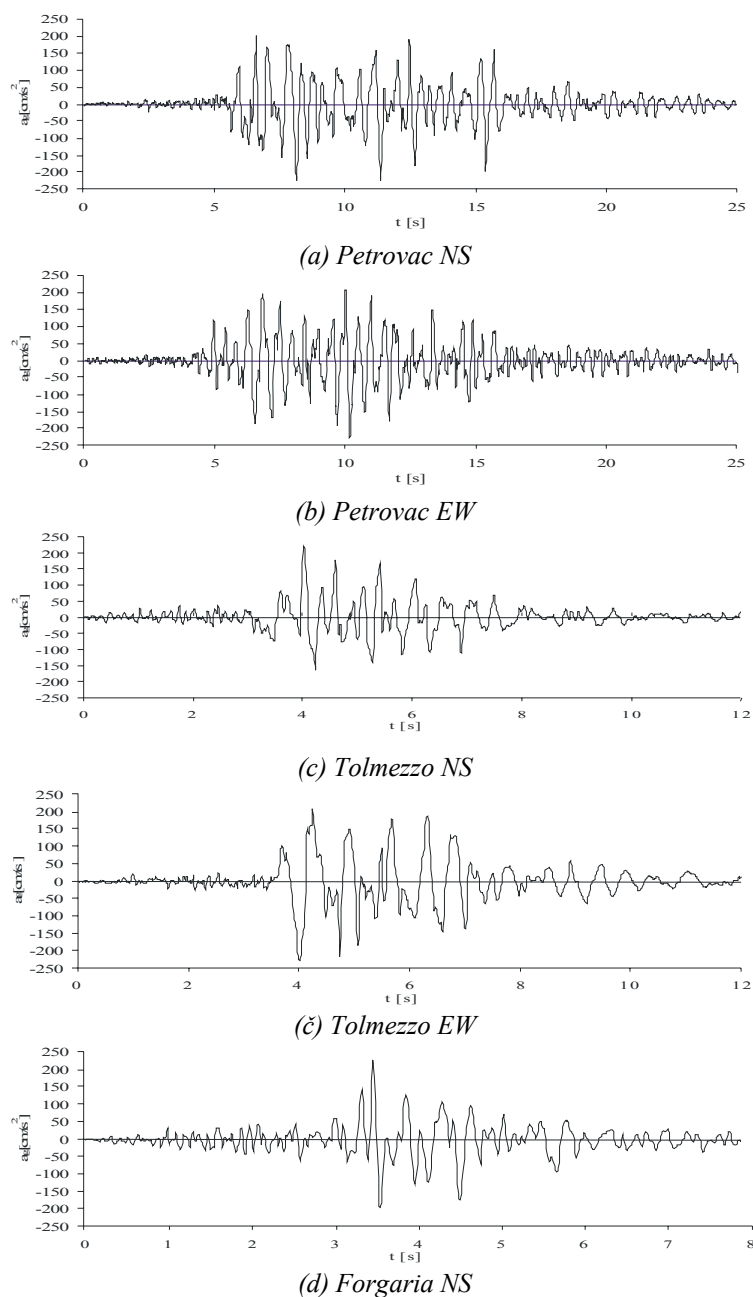
Preglednica 20: Mase v poljih

<i>polje</i>	LP-15	15-25	25-27	27-28	28-29	30-DP
m_i [t]	183	187	206	187	206	183

8.2 Potresna obtežba

8.2.1 Dejanski akcelelogrami

Ker za območje viadukta Ravbarkomanda nismo imeli zapisov močnih potresov smo za analizo časovnega odziva uporabili 5 umetnih akcelelogramov generiranih na podlagi dejanskih akcelelogramov (Slika 60 a-d), ki so bili registrirani leta 1979 v Črni Gori (Petrovac NS, Petrovac EW) in leta 1976 v Italiji (Tolmezzo NS, Tolmezzo EW in Forgaria NS).



Slika 60: Dejanski akcelelogrami (normirani na 0.23 g)

8.2.2 Umetno generirani akcelelogrami

Z uporabo programa SYNTH (Naumoski,1998) so bili na podlagi izbranih dejanskih akcelelogramov določeni umetno generirani akcelelograme, ki ustrezajo elastičnemu spektru pospeškov, podanemu v EC8/1 (Fajfar et al., 2005). Vhodni podatki za program SYNTH so:

- izbrani spekter pospeškov
- dejanski akcelelogram in
- število iteracij.

Z iterativnim postopkom program začetni akcelelogram spreminja toliko časa, dokler se spekter novega akcelelograma ne ujema (do zelene natančnosti) z izbranim spektrom. Tla, na katerih je temeljen viadukt Ravbarkomanda, so uvrščena v kategorijo A (dobra tla – kompakten apnenec).

Evrokod 8/1 zahteva uporabo najmanj treh umetnih akcelelogramov, ki ustrezajo zahtevanim pravilom. Mi smo za analizo časovnega odziva viadukta Ravbarkomanda uporabili 5 umetnih akcelelogramov, z naslednjimi oznakami:

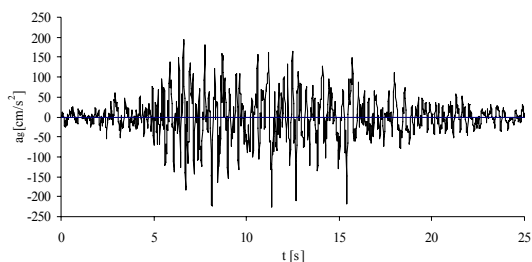
Preglednica 21: Umetno generirani akcelelogrami na podlagi dejanskih akcelelogramov

Umetni akcelelogram	Dejanski akcelelogram
<i>Potres 1</i>	<i>Petrovac NS</i>
<i>Potres 2</i>	<i>Petrovac EW</i>
<i>Potres 3</i>	<i>Tolmezzo NS</i>
<i>Potres 4</i>	<i>Tolmezzo EW</i>
<i>Potres 5</i>	<i>Forgaria NS</i>

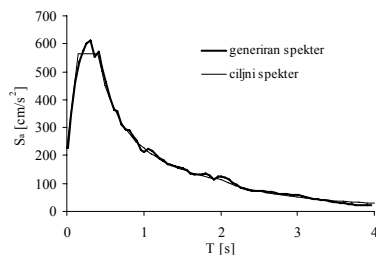
Vsi generirani akcelerogrami so normirani na maksimalni pospešek temeljnih tal $a_g = 0.23$ g. Ta vrednost je bila določena s posebno študijo v sodelovanju z uradom za seizmologijo na agenciji republike Slovenije za okolje.

Za generirane akcelelograme Potres 1-5 so na slikah na naslednji strani prikazani časovni poteki in primerjave spektrov umetno določenih akcelelogramov s ciljnim spektrom odziva. Slike so povzete po študiji Projektni potresni parametri za viadukt Ravbarkomanda (Fajfar et al., 2005).

Potres 1

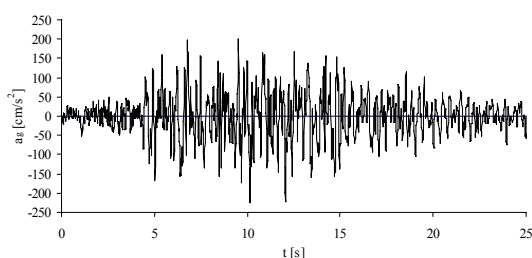


a) generiran akcelerogram

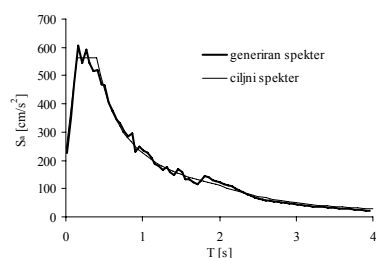


b) spekter pospeškov (Tla A)

Potres 2

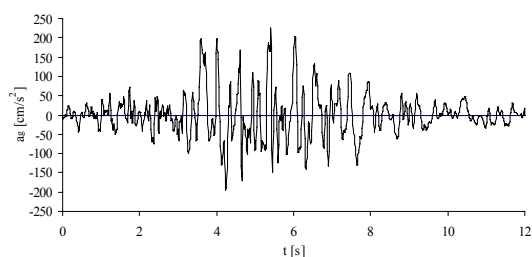


a) generiran akcelerogram

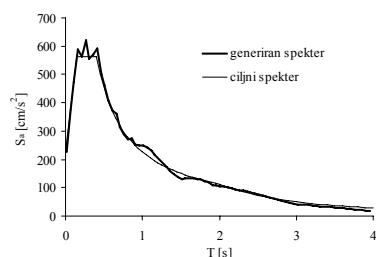


b) spekter pospeškov (Tla A)

Potres 3

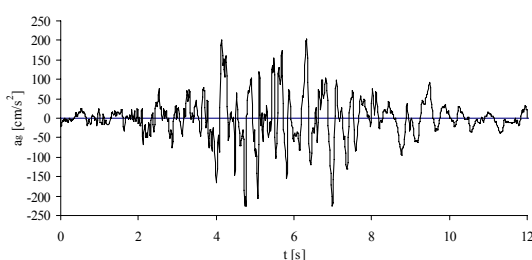


a) generiran akcelerogram

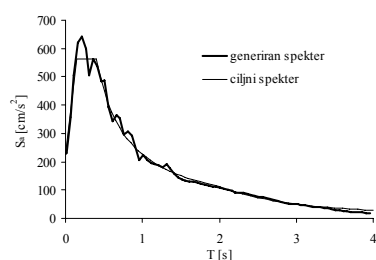


b) spekter pospeškov (Tla A)

Potres 4

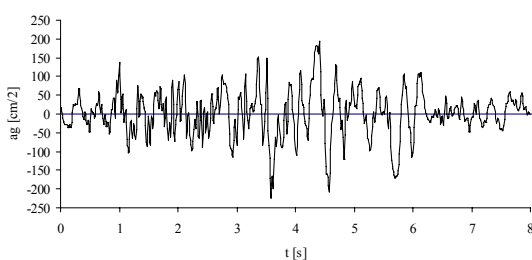


a) generiran akcelerogram

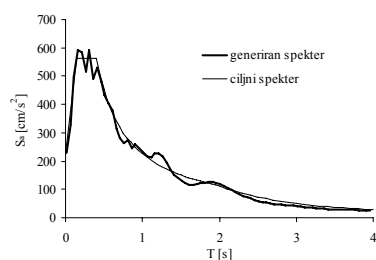


b) spekter pospeškov (Tla A)

Potres 5



a) generiran akcelerogram



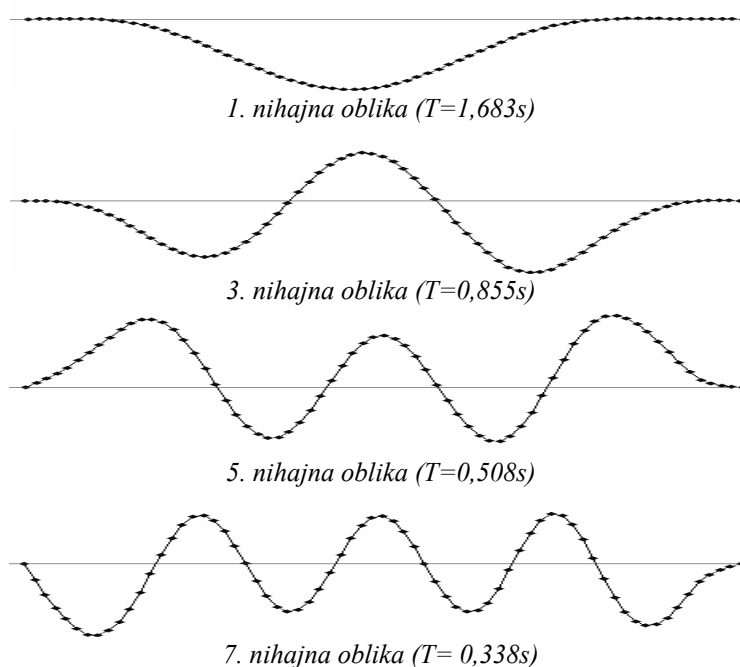
b) spekter pospeškov (Tla A)

Generirani akcelerogrami in primerjava pripadajočih spektrov pospeškov s projektnim spektrom pospeškov (Fajfar, 2005)

9 LINEARNA ANALIZA POTRESNEGA ODZIVA

9.1 Lastno nihanje modela viadukta v prečni smeri

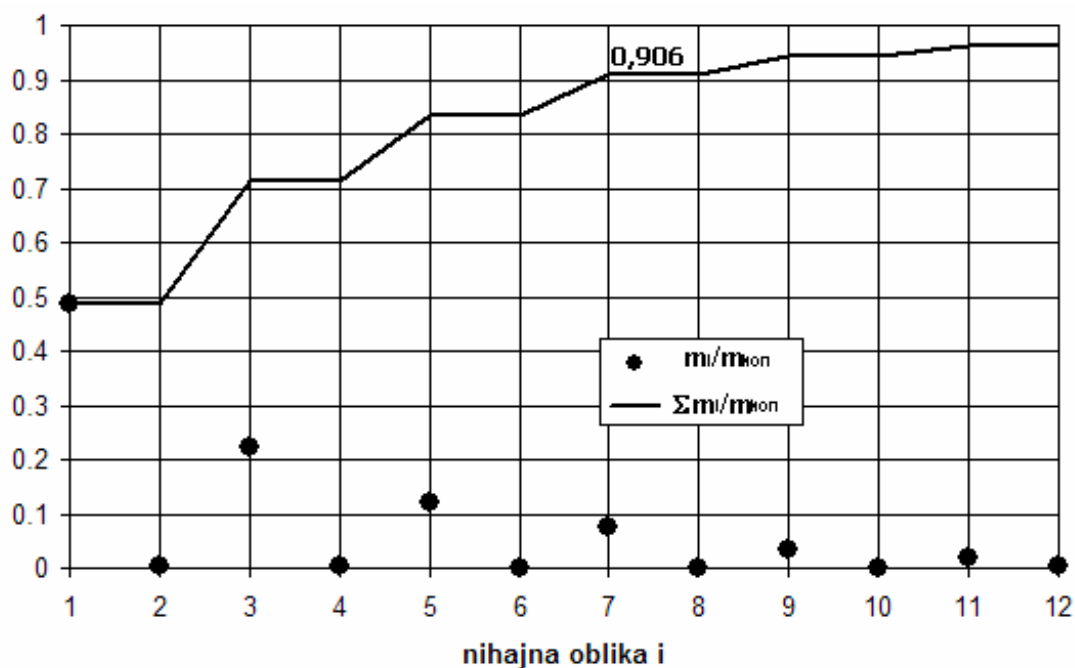
Na naslednjih slikah so prikazane pomembne nihajne oblike viadukta v prečni smeri. Za modalno analizo s spektri odziva je po EC8 potrebno upoštevati toliko nihajnih oblik da vsota efektivnih mas preseže 90% celotne mase konstrukcije. V primeru Ravbarkomande se izkaže, da je potrebno upoštevati najmanj sedem nihajnih oblik. Med njimi so pomembnejše prva, tretja, peta in sedma (Preglednica 22).



Slika 61: Nihajne oblike viadukta v prečni smeri

Preglednica 22: Nihajni časi in efektivne mase za prvih 7 pomembnih nihajnih oblik

Nih. Oblika.	Nihajni čas T [s]	Efektivna masa / masa konstrukcije [%]
1	1,663	48,52
2	1,186	0,33
3	0,855	22,38
4	0,650	0,24
5	0,508	11,95
6	0,409	0,09
7	0,338	7,43

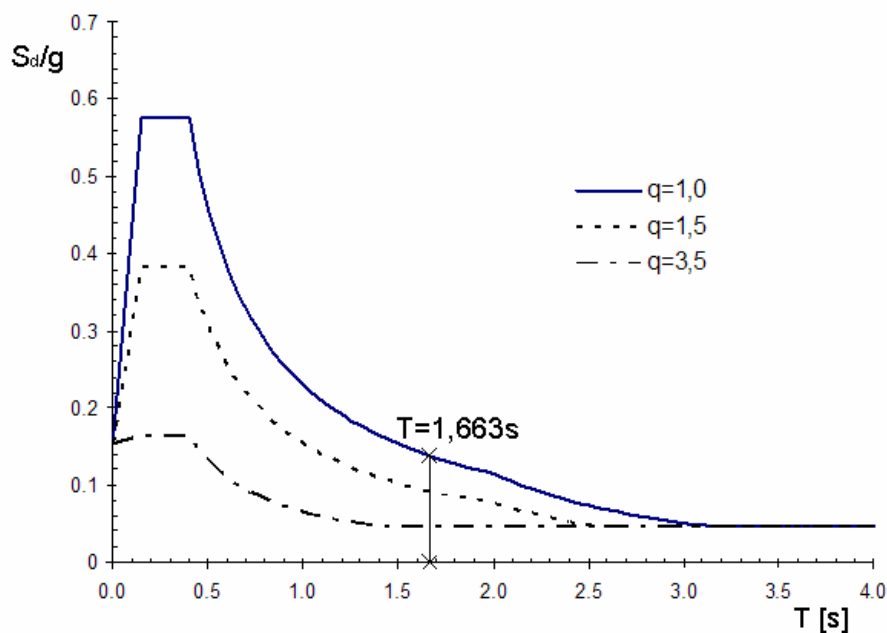


Slika 62: Efektivne mase konstrukcije in vsote efektivnih mas konstrukcije v razmerju s celotno maso konstrukcije

Iz zgornje slike vidimo, da vpliv višjih nihajnih oblik v prečni smeri viadukta ni zanemarljiv, saj je razmerje efektivne mase prve nihajne oblike in celotne mase konstrukcije komaj 0,48. Šele pri sedmi nihajni obliki dosežemo zahtevano mejo 90% celotne mase. Višje nihajne oblike pomembno vplivajo predvsem na odziv robnih stebrov, medtem ko je za sredinske (daljše) stebre pomembnejša prva nihajna oblika.

9.2 Modalna analiza s spektri odziva

Najprej smo izvedli linearno analizo, s ciljem, da ugotovimo ali viadukt ustreza zahtevam standarda EC8 (pod predpostavko, da so vsi konstrukcijski detajli primerno izvedeni). Standard Eurocode 8/2 predvideva uporabo modalne analize s spektri odziva. Kot je bilo že rečeno, smo pri analizi upoštevali prvih sedem nihajnih oblik, katerih vsota efektivnih mas je znašala 91% celotne mase konstrukcije. Za izračun smo predpostavili 5% viskozno dušenje. Čeprav so nihajnih časi med seboj dokaj različni, smo pri izračunu s programom SAP2000 uporabili za kombinacijo vplivov posameznih nihajnih oblik metodo CQC metodo. Za primerjavo rezultatov, dobljenih s programom DRAIN, ki nima vgrajene modalne analize s spektri odziva, pa smo uporabili tudi SRSS metodo. Uporabljen projektni spekter pospeškov po standardu EC8/1 je prikazan na naslednji sliki (Slika 63).



Slika 63: Projektni spekter pospeškov za tip tal A ($a_g = 0,23g$).

Vrednosti v spektru pospeškov za $q = 1,0$, $q=1,5$ in $q=3,5$ so prikazane v naslednji preglednici.

Preglednica 23: Vrednosti v spektru pospeškov ($a_g = 0,23g$)

i	T_i [s]	$S_d(T)/g$ ($q=1$)	$S_d(T)/g$ ($q=1,5$)	$S_d(T)/g$ ($q=3,5$)
1	1.663	0.138	0.092	0.046
2	1.171	0.196	0.131	0.056
3	0.843	0.273	0.182	0.078
4	0.640	0.359	0.240	0.103
5	0.500	0.460	0.307	0.131
6	0.403	0.571	0.380	0.163
7	0.332	0.575	0.383	0.164

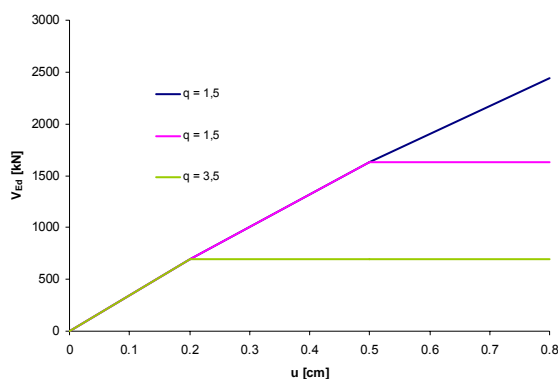
V primerih, ko se v konstrukciji pričakuje delno duktilno obnašanje (glej poglavje 2.1) standard EC8/2 dopušča dva načina, s katerima se določijo karakteristike prerezov stebrov. Lahko se upoštevajo karakteristike razpokanih stebrov (pri čemer je potrebno določiti stopnjo zmanjšanja efektivnih upogibnih vztrajnostnih momentov zaradi razpokanosti) ali pa se v analizi upoštevajo karakteristike nerazpokanih prerezov. V prvem primeru z večjo varnostjo določimo pomike konstrukcije, v drugem pa notranje sile. Nas je zanimala nosilnost stebrov, zato smo se odločili za uporabo nerazpokanih prerezov. V nadaljevanju so zbrani rezultati analize, primerjava z nosilnostjo prerezov je prikazana na strani 84.

Rezultati analize

Preglednica 24: Vrednosti pomikov vrhov stebrov za različne faktorje obnašanja

Steber	$q=1,0$ u [cm]	$q=1,5$ u [cm]	$q=3,5$ u [cm]
15	0.8	0.5	0.2
16	1.7	1.1	0.5
17	3.2	2.1	0.9
18	5.3	3.6	1.7
19	8.0	5.3	2.6
20	10.5	7.0	3.5
21	12.4	8.3	4.1
22	12.9	8.6	4.3
23	11.3	7.6	3.7
24	8.4	5.6	2.8
25	6.1	4.1	2.0
26	4.9	3.3	1.5
27	3.8	2.5	1.1
28	2.6	1.7	0.7
29	1.4	1.0	0.4
30	0.3	0.2	0.1

Modalna analiza s spektri odziva se je uporabljala tudi pred sodobnimi predpisi, vendar pa so projektanti »pretiravali« z redukcijo potresnih sil, torej s prevelikimi faktorji obnašanja (včasih celo 4x večji). Toda to ni poglobitna napaka, saj bi se lahko, ob primerni izvedbi, zahtevana duktilnost mogoče celo zagotovila. Napaka je bila predvsem v tem, da so bili tudi upoštevani pomiki za faktor q manjši. Dejanski pomik je pomik, dobljen z modalno analizo s spektri odziva pomnožen s faktorjem obnašanja q . V primeru $q = 3,5$ torej, $d = d_e * 3,5$. Oglejmo si to na primeru stebra 15. Pri $q = 3,5$ znaša elastični pomik stebra 15 0,2 cm, toda dejanski pomik znaša 3,5 x več. Ko prečna sila doseže vrednost 699 kN se steber poškoduje in doseže pomik 0,8 cm.



Slika 64: Pomiki vrha stebra 15 pri različnih faktorjih obnašanja

Preglednica 25: Vrednosti upogibnih momentov za različne faktorje obnašanja

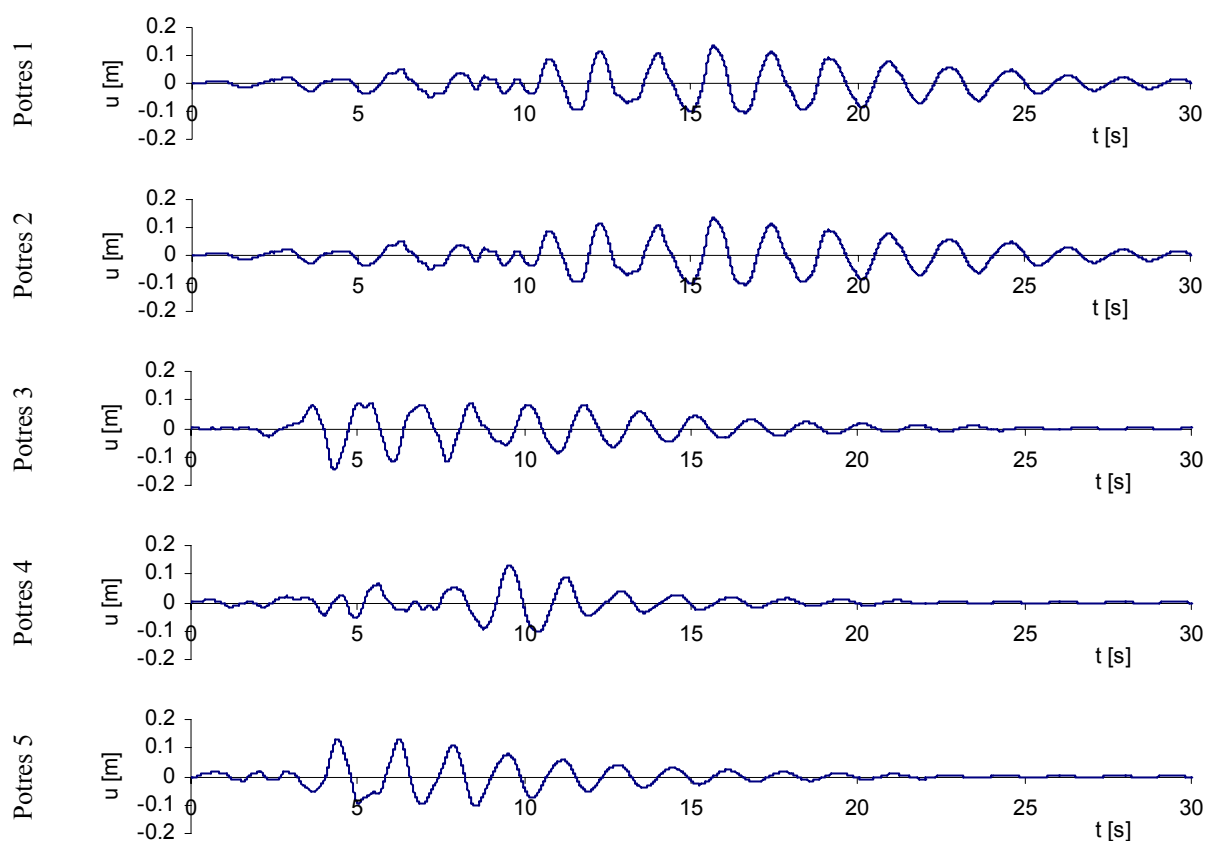
Steber	$q=1,0$ M_{Ed} [kNm]	$q=1,5$ M_{Ed} [kNm]	$q=3,5$ M_{Ed} [kNm]
15	25675	17115	7338
16	38993	25992	11139
17	31445	20964	9321
18	33737	22496	10577
19	27160	18112	8859
20	35866	23919	11886
21	47734	31834	15827
22	41603	27745	13728
23	36426	24293	12044
24	32230	21494	10675
25	38768	25852	12305
26	36766	24513	10835
27	37496	24998	10723
28	35093	23393	9992
29	28280	18851	8059
30	17745	11828	5064

Preglednica 26: Vrednosti prečnih sil v stebrih za različne faktorje obnašanja

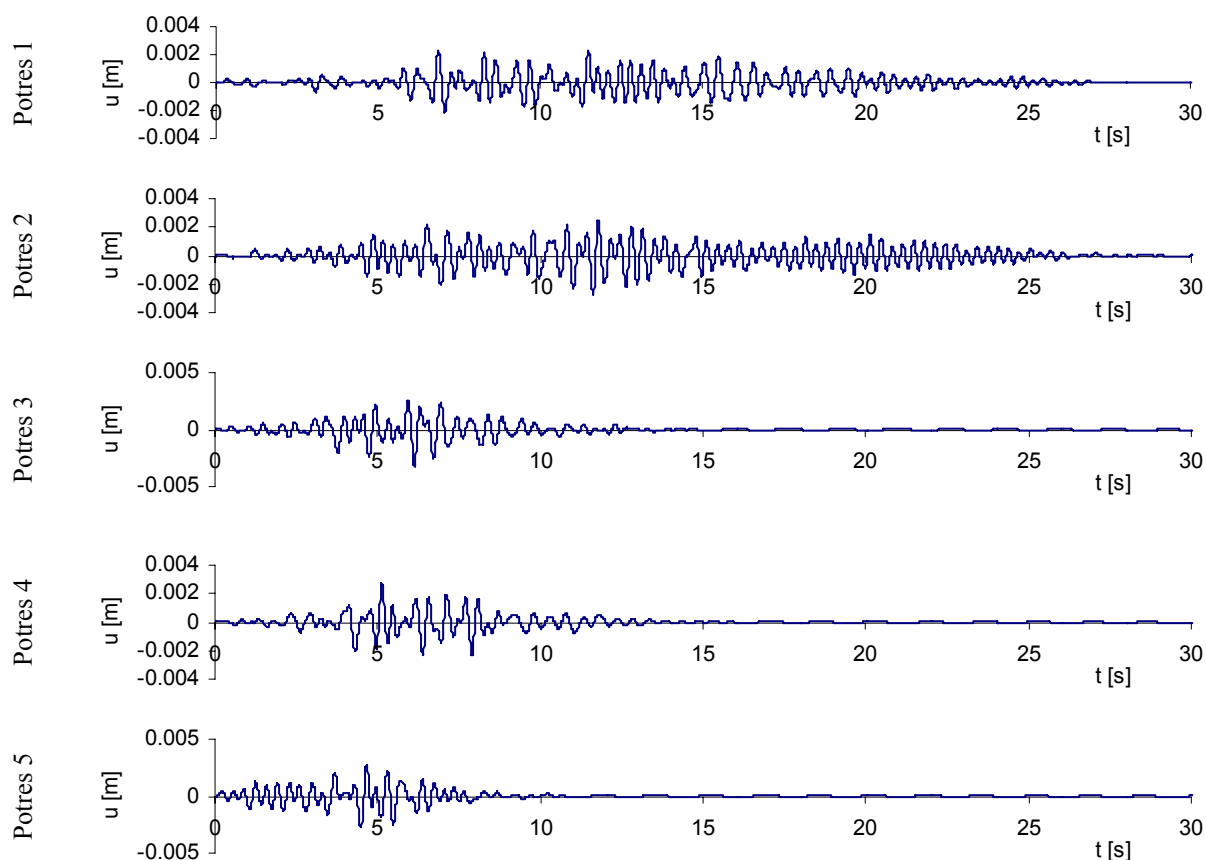
Steber	$q=1,0$ V_{Ed} [kN]	$q=1,5$ V_{Ed} [kN]	$q=3,5$ V_{Ed} [kN]
15	2445	1630	699
16	3119	2079	891
17	1613	1075	478
18	1377	918	432
19	811	541	264
20	1071	714	355
21	1515	1011	502
22	1206	804	398
23	1056	704	349
24	1023	682	339
25	1582	1055	502
26	1634	1089	482
27	1923	1282	550
28	2127	1418	606
29	2095	1396	597
30	2730	1820	779

9.3 Linearna analiza časovnega odziva

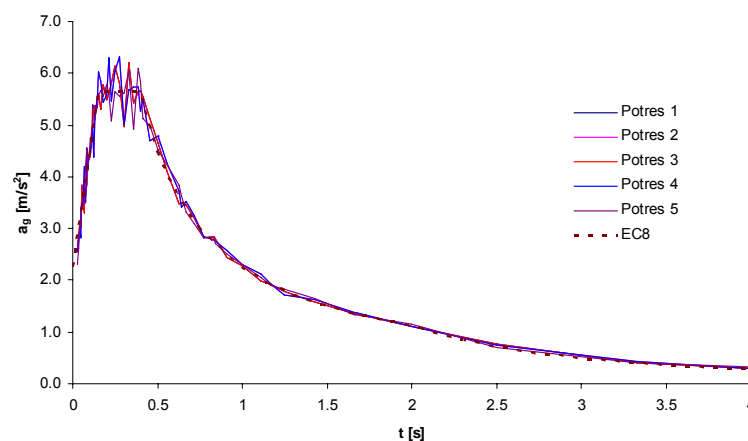
Linearno analizo časovnega odziva viadukta Ravbarkomanda smo opravili z uporabo programa SAP2000 ob upoštevanju 5% viskoznega dušenja. Linearna analiza časovnega odziva nam je služila tudi kot kontrola modela v programu DRAIN. Potresno obtežbo smo definirali s potresi naštetimi v poglavju 8.2.2. Računski model viadukta je enak kot v primeru modalne analize s spektri odziva (Slika 49). Na spodnjih slikah (Slika 65, Slika 66) je prikazan časovni potek pomikov vrha dveh karakterističnih stebrov (22 – dolg in 30 kratek steber). Na strani 78 so prikazane ovojnice analiz za vseh pet potresov in za pomike vrha stebrov, upogibne momente ob vpetju stebrov in prečne sile v stebrih ter povprečne, maksimalne in minimalne vrednosti istih količin. Na diagramih so na abscisnih oseh stebri od 15 – 30 (14 in 31 sta opornika) na ordinatah pa izbrana količina. Program SAP2000 omogoča tudi izris spektra pospeškov za željeno viskozno dušenje, kar omogoča kontrolo vhodnih podatkov. Spektri posameznih potresov so prikazani na sliki (Slika 67).



Slika 65: Časovni potek pomikov vrha stebra 22 (dolgi steber) za različne umetne akcelelograme

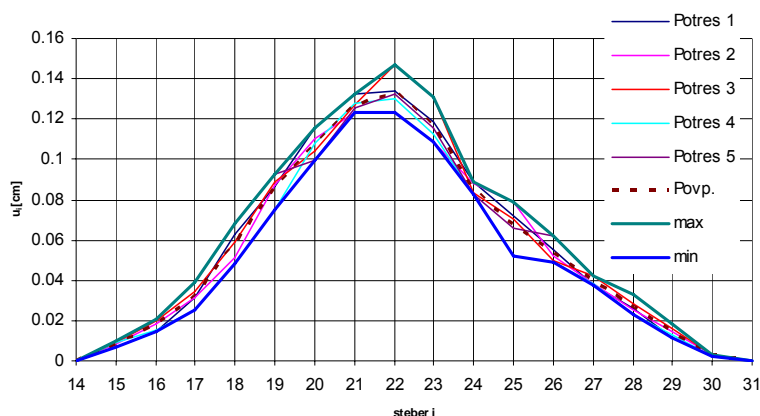


Slika 66: Časovni potek pomikov vrha stebra 30 (dolgi steber) za različne akcelelograme



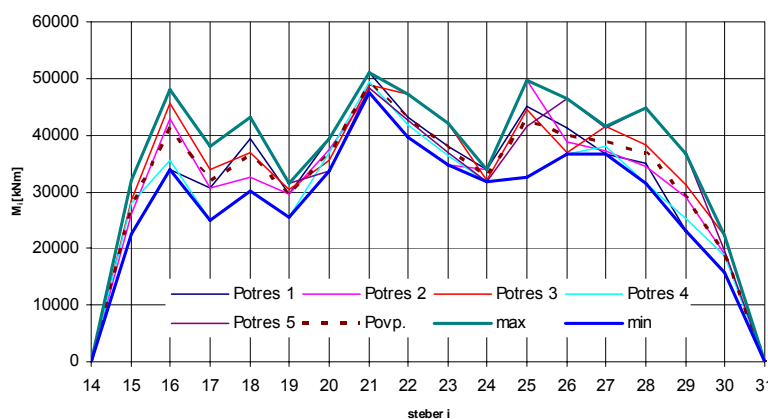
Slika 67: Ujemanje spektrov pospeškov, dobljenih s programom SAP2000, s spektrom odziva, ki ga predpisuje EC8 za dobra tla

Na naslednji strani so podani rezultati analize. Podane so maksimalne, minimalne in povprečne vrednosti iskanih količin. Index avg pomeni povprečno vrednost, index max maksimalno vrednost, index min pa minimalno vrednost iskane količine.



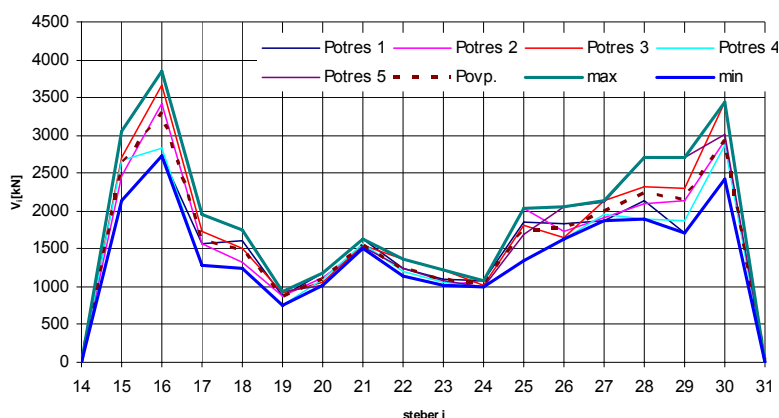
Slika 68: Pomiki vrha stebrov

Steber <i>i</i>	u_{iavg} [cm]	u_{imax} [cm]	u_{imin} [cm]
15	0.9	1.0	0.7
16	1.8	2.1	1.5
17	3.2	3.9	2.5
18	5.8	6.8	4.8
19	8.6	9.2	7.5
20	10.7	11.5	9.9
21	12.7	13.3	12.3
22	13.3	14.7	12.3
23	11.7	13.1	10.8
24	8.5	8.9	8.2
25	6.8	7.9	5.2
26	5.4	6.2	4.9
27	4.0	4.2	3.7
28	2.7	3.3	2.3
29	1.5	1.8	1.2
30	0.3	0.3	0.2



Slika 69: Upogibni momenti ob vpetju stebrov

Steber <i>i</i>	M_{iavg} [kNm]	M_{imax} [kNm]	M_{imin} [kNm]
15	27442	32135	22512
16	41213	48057	34024
17	31650	38081	24882
18	36454	43056	30213
19	29274	31448	25450
20	36615	39314	33792
21	49001	51078	47434
22	42850	47207	39601
23	37647	42007	34837
24	32671	34051	31710
25	42723	49676	32713
26	40022	46437	36742
27	38939	41624	36596
28	36811	44681	31389
29	29058	36615	23207
30	19089	22379	15712

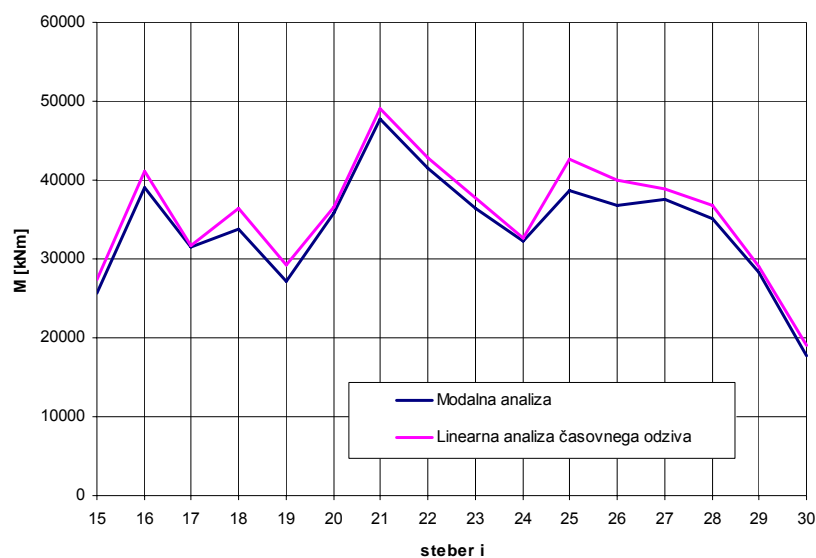


Slika 70: Prečne sile v stebrih

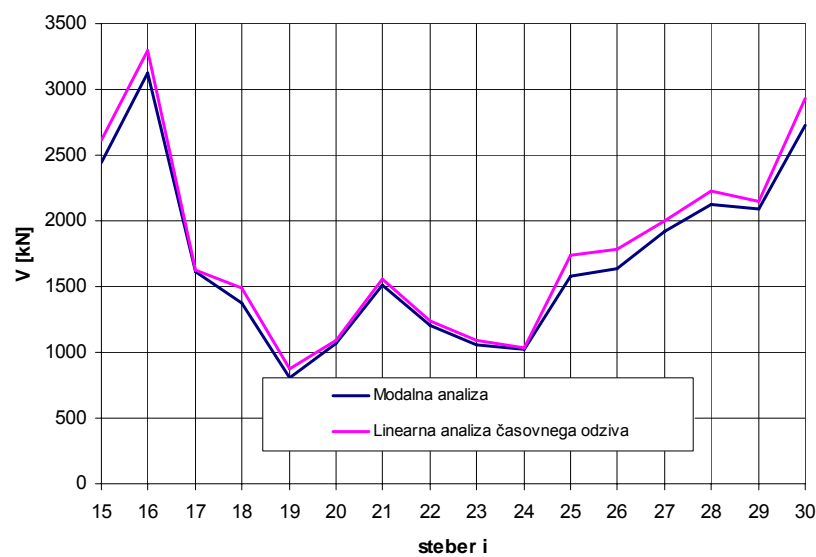
Steber <i>i</i>	V_{iavg} [kN]	V_{imax} [kN]	V_{imin} [kN]
15	2613	3060	2144
16	3297	3845	2722
17	1623	1953	1276
18	1488	1757	1233
19	874	939	760
20	1093	1174	1009
21	1556	1622	1506
22	1242	1368	1148
23	1091	1218	1010
24	1037	1081	1007
25	1744	2028	1335
26	1779	2064	1633
27	1997	2135	1877
28	2231	2708	1902
29	2152	2712	1719
30	2937	3443	2417

9.4 Primerjava rezultatov linearnih analiz

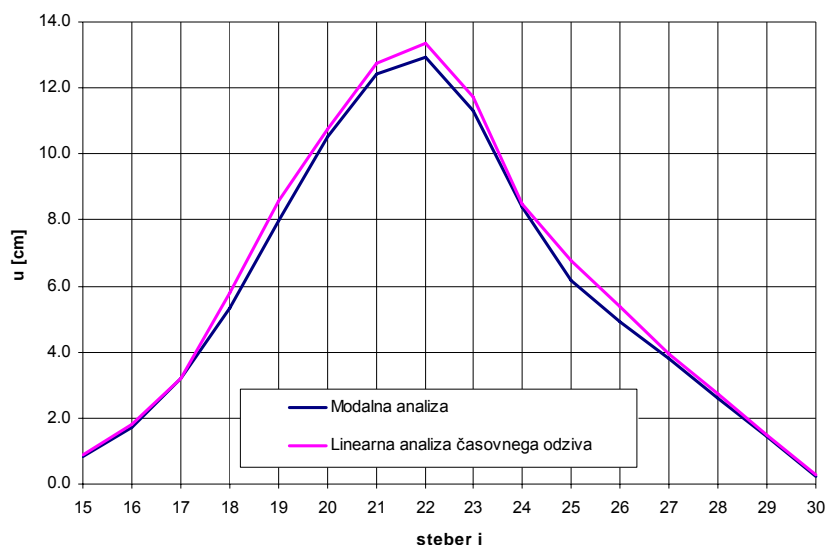
Spektri odziva dobljeni s programom SAP2000 se dobro ujemajo s spektrom odziva, ki ga določa standard Evrokod 8/1 (Slika 67), torej bi se morali rezultati, dobljeni z obema linearnima metodama dobro ujemati. Primerjali smo povprečno vrednost notranjih statičnih količin in pomikov, dobljenih z linearno časovno analizo odziva in vrednost notranjih statičnih količin in pomikov dobljenih z modalno analizo s spektri odziva (Slika 71-Slika 73).



Slika 71: Primerjava vrednosti upogibnih momentov ob vpetju stebrov



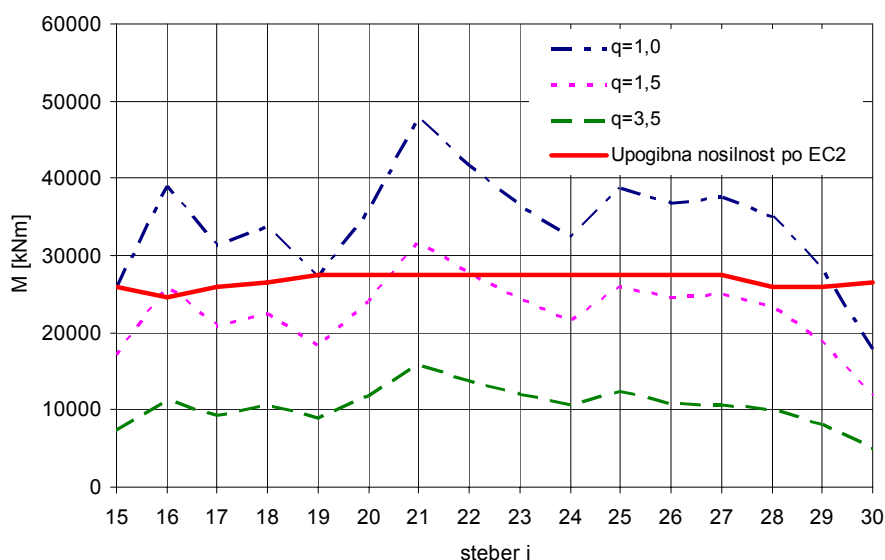
Slika 72: Primerjava vrednosti prečnih sil v stebrih



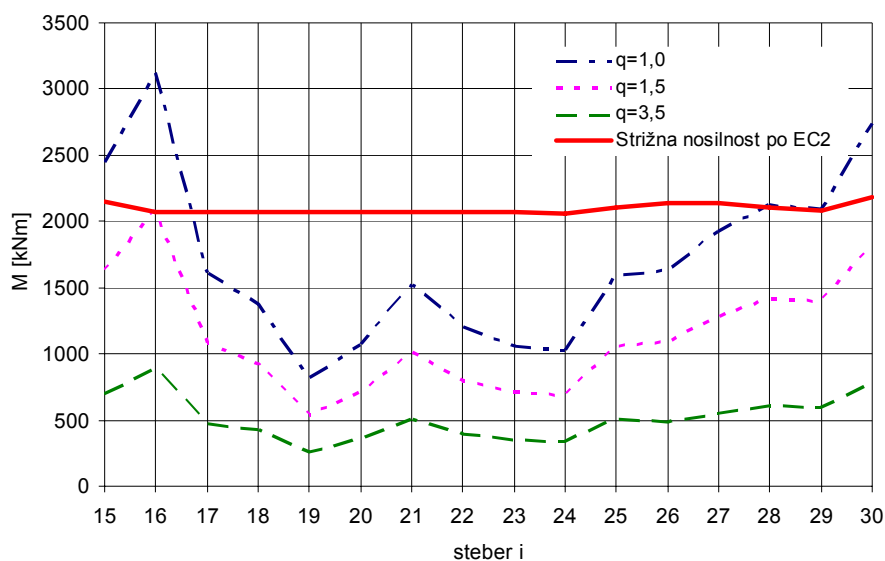
Slika 73: Primerjava vrednosti pomikov vrhov stebrov

Rezultati se seveda ne razlikujejo bistveno. Slika 67 prikazuje spekter odziva za podane umetne akcelelograme. Vidimo, da se na območju platoja ($T_B \leq T \leq T_C$) pojavljajo skoki v vrednostih spektrov odziva. Na območju platoja se nahajajo predvsem nihajni časi višjih nihajnih oblik, te pa vplivajo predvsem na krajne stebre in zato je razlika tam največja.

9.5 Primerjava rezultatov linearne analize z nosilnostjo stebrov



Slika 74: Primerjava upogibnih nosilnosti stebrov in obtežbe



Slika 75: Primerjava strižnih nosilnosti stebrov (EC8/2) in obtežbe

Iz primerjave upogibne nosilnosti in računskih upogibnih momentov pri potresni obtežbi (Slika 74) smo ugotovili, da lahko pričakujemo delno duktilen odziv viadukta, saj je projektna upogibna nosilnost večine stebrov, večja od računskih upogibnih momentov zaradi potresne obtežbe, ki ustrezajo faktorju obnašanja $q=1,5$.

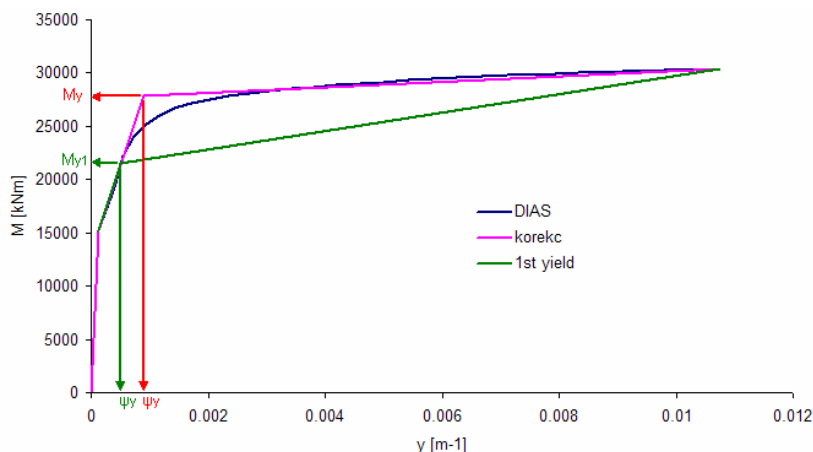
Pod predpostavko, da so vsi konstrukcijski detajli primerni, primerjava projektne strižne nosilnosti stebrov in največjih možnih prečnih sil pokaže (Slika 75), da v večini stebrov strižna nosilnost ustreza potresnim zahtevam. Potencialno so lahko problematični stebri v oseh 15, 16, 28, 29 in 30.

Poleg upogibne in strižne nosilnosti smo preverili tudi duktilnost za ukrivljenost. Ta je določena kot razmerje ψ_u/ψ_y , kjer je ψ_u , mejna vrednost duktilnosti za ukrivljenost, ψ_y , pa je vrednost ukrivljenosti na meji tečenja upogibne armature. Pri računu ukrivljenosti so bile upoštevane naslednje predpostavke:

- izvedeni armaturni detajli lahko preprečijo uklon vzdolžne armature in razpad betonskega jedra (ta predpostavka je bila kasneje dokazana z eksperimentom),
- povprečna tlačna trdnost betona $f_{cm} = 58 \text{ MPa}$ (določeno v tabeli 3.1 standarda EC2 za beton C50/60),
- diagram betona za enosno stanje napetosti z maksimalno deformacijo $3,5^{0}/_{00}$ (diagram v skladu s členom 3.1.5 v standardu EC2),
- meja tečenja jekla 240 MPa

- natezna trdnost jekla 360 MPa pri deformaciji 10%
- modul elastičnosti za jeklo 200 GPa

Vrednosti so določene s programom DIAS.



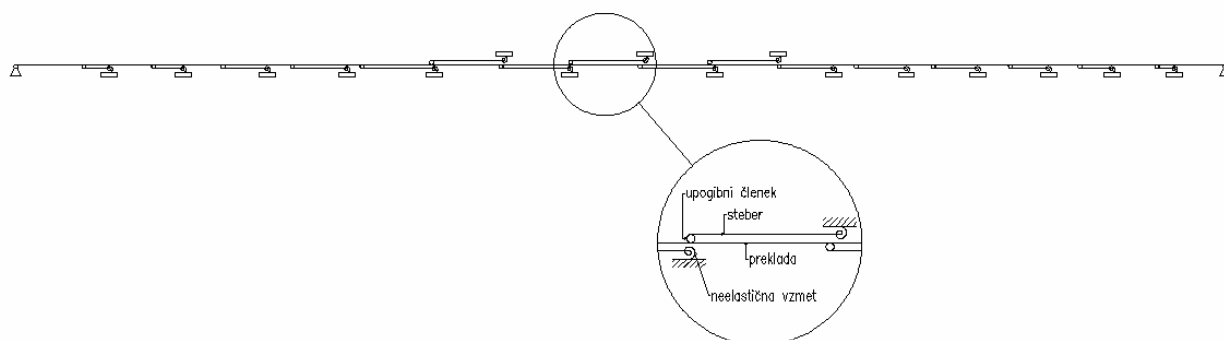
Slika 76: Idealizacija diagrama moment-ukrivljenost za določitev ukrivljenosti na meji tečenja armature ψ_y (Primer stebra 15)

Glede na to, da je nivo tlačnih napetosti v stebrih razmeroma majhen in, da je oblika prečnega prereza ugodna (škatlasta) so duktilnosti za ukrivljenosti razmeroma velike - vrednost približno 10. Ker so duktilnosti za ukrivljenost večje kot 7, lahko skladno z EC8/2 (člen 6.2.1(3)) zaključimo, da posebni ukrepi za zagotovitev objetja prereza stebrov v konkretnem primeru niso potrebni.

Skladno temu lahko tudi ugotovimo: Če bi konstrukcijski detajli ustrezali zahtevam EC8/2, ne bi bilo potrebno zagotoviti posebne armature za preprečitev uklona vzdolžnih armaturnih palic. Ker pa konstrukcijski detajli ne ustrezajo zahtevam EC8/2 (vzdolžna armatura ni podprta s stremeni) je bilo potrebno eksperimentalno dokazati (Poglavje 6), da nevarnost uklona vzdolžne armature ne obstaja. Posledično pa tudi, da obstoječa armatura zagotavlja upogibno in strižno nosilnost, ki je določena poglavju 7.3.

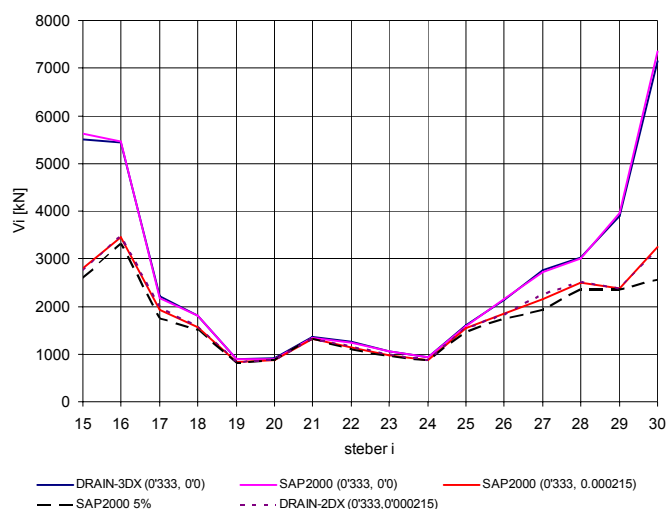
10 NELINEARNA ANALIZA ČASOVNEGA ODZIVA

Nelinearno analizo časovnega odziva smo opravili z uporabo programa DRAIN-2DX. V ta namen smo obstoječi tridimenzionalni model viadukta (Slika 49) modificirali v dvodimenzionalnega, kot je prikazano na spodnji sliki. Za izračune z uporabo lamelnega (fiber) elementa pa smo uporabili obstoječi model v programu DRAIN-3DX. Nelinearne karakteristike stebrov so podane v preglednici na strani 67 (Preglednica 15).



Slika 77: Matematični model viadukta Ravbarkomanda za nelinearno analizo s programom DRAIN-2DX

Pri analizi smo upoštevali 5% viskozno dušenje. Konstanta proporcionalna masi je 0,333, konstanta proporcionalna togosti pa 0,000215. Slika 78 prikazuje vpliv konstant dušenja na prečne sile v stebri. Zaradi neupoštevanja konstante dušenja proporcionalne togosti, nam uporaba grednega elementa s Takedinimi histereznimi pravili v programu DRAIN-3DX daje napačne rezultate. Višje nihajne oblike so manj dušene in, ker te najbolj vplivajo na robne stebre, dobimo v njih prevelike prečne sile.



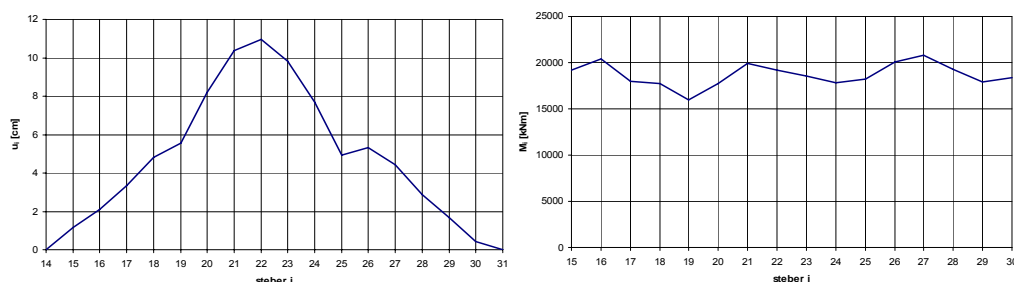
Slika 78: Vpliv konstant dušenja (α, β) na ovojnico prečnih sil

Rezultate linearne analize odziva dobljene s programoma DRAIN-2DX in DRAIN-3DX smo primerjali z rezultati dobljenimi s programom SAP2000, v katerem smo variirali dušenje.

V nadaljevanju so povzeti rezultati, dobljeni z uporabo programa DRAIN-2DX in grednih elementov s Takedino histerezo. Za Potres 1 so podane ovojnice pomikov, upogibnih momentov in prečnih sil ter histereze vseh tridesetih stebrov. Za ostale 4 potrese pa so podani časovni poteki prečnih sil v izbranih stebrih in pomikov vrhov istih stebrov ter pripadajoče histereze. Za prikaz rezultatov smo izbrali tri karakteristične stebre različnih dolžin:

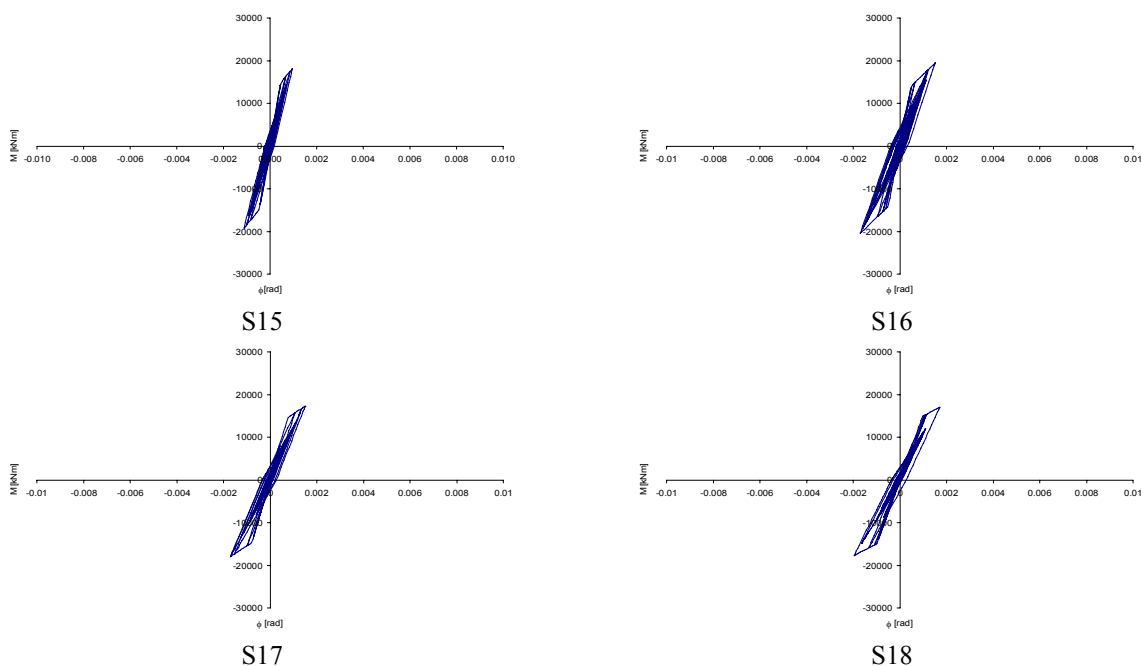
- srednje dolg steber 15
- dolg steber 22
- kratek steber 30

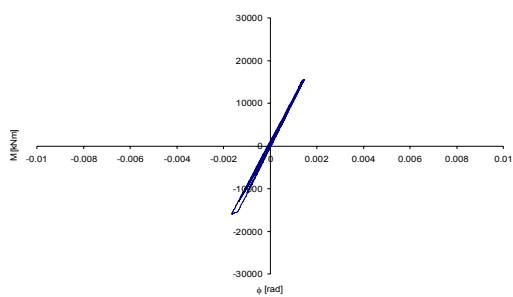
Potres 1 – ovojnice:



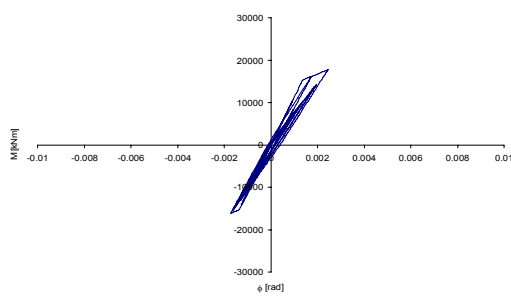
Slika 79: Levo -ovojnica pomikov vrha stebrov, desno-ovojnica upogibnih momentov na dnu stebrov

Histereze posameznih stebrov:

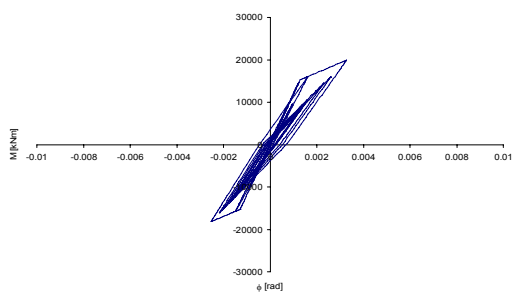




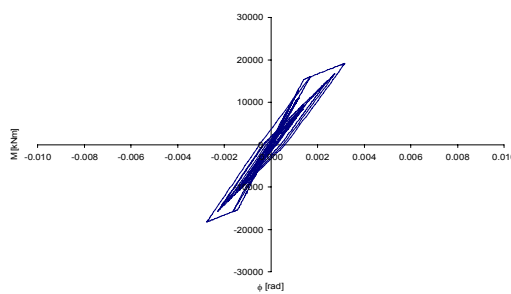
S19



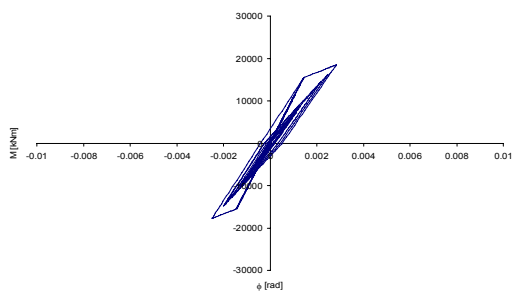
S20



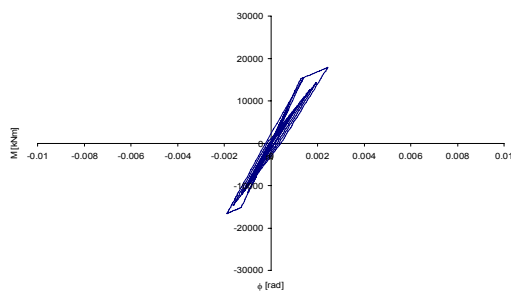
S21



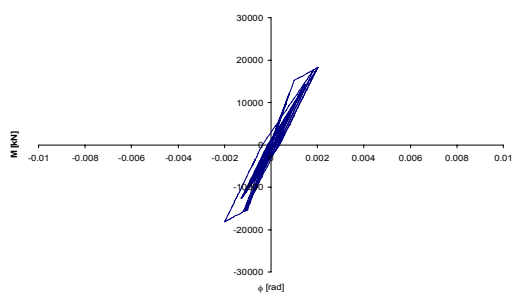
S22



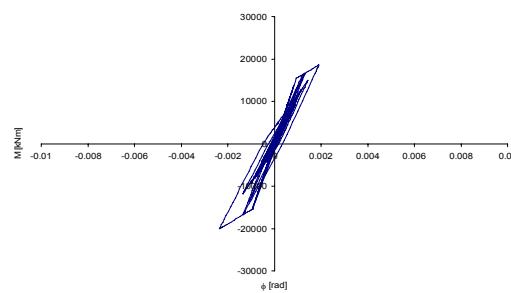
S23



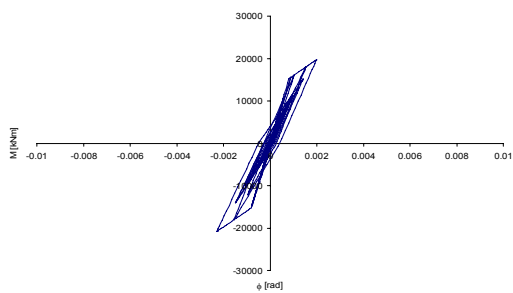
S24



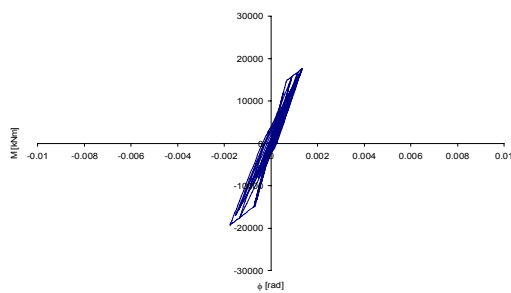
S25



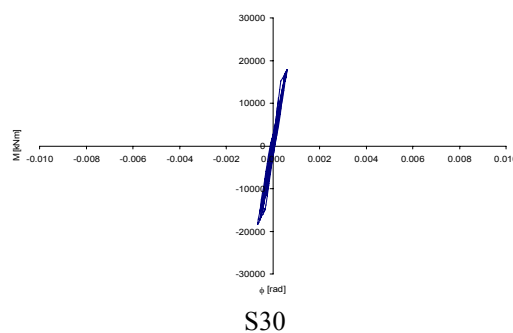
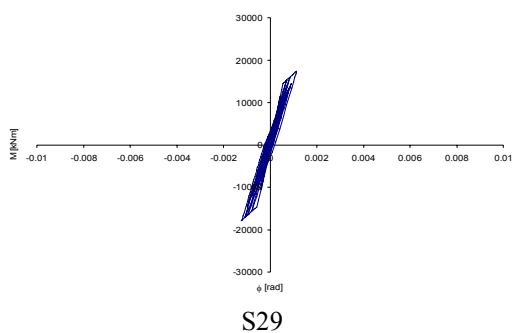
S26



S27

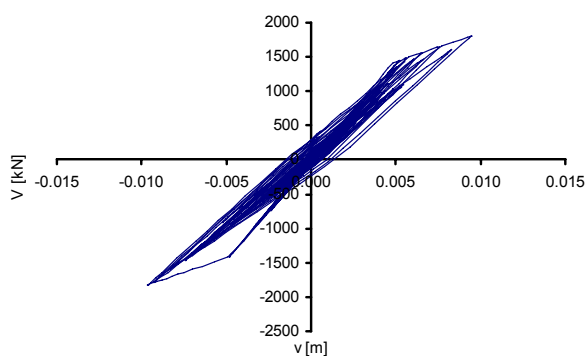
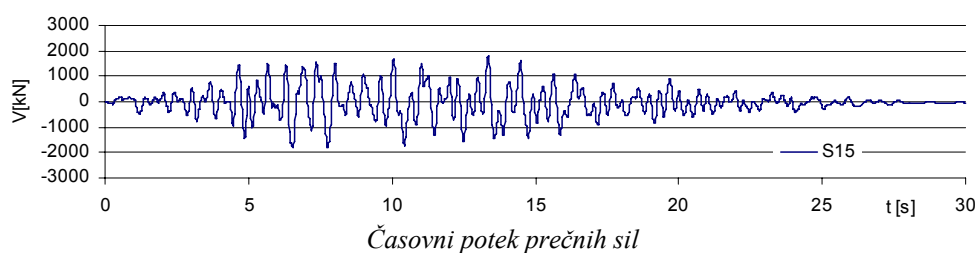
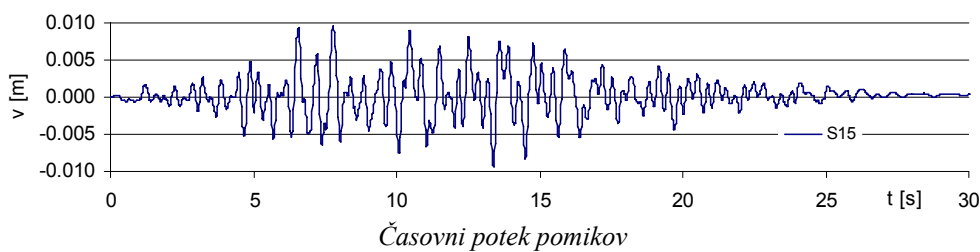


S28



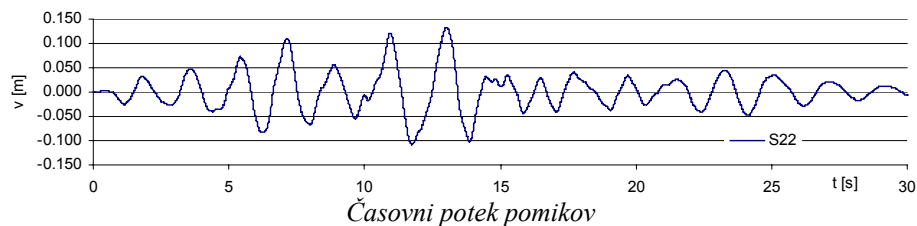
Potres 2

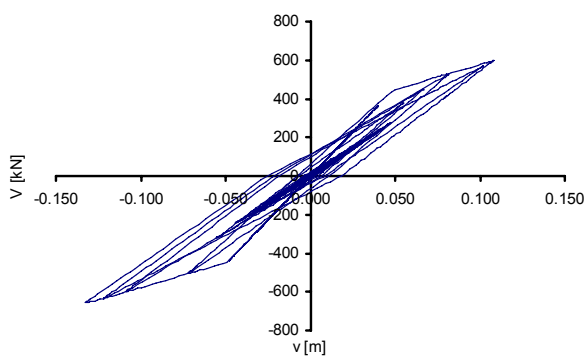
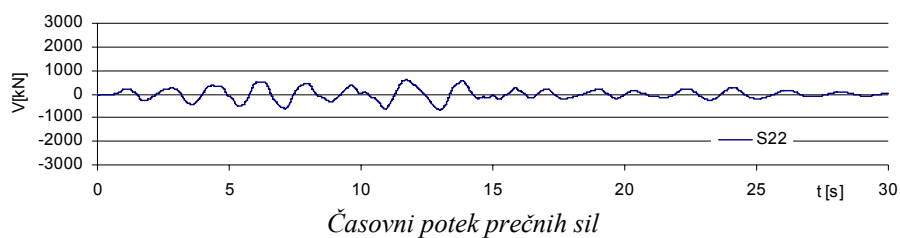
- steber 15:



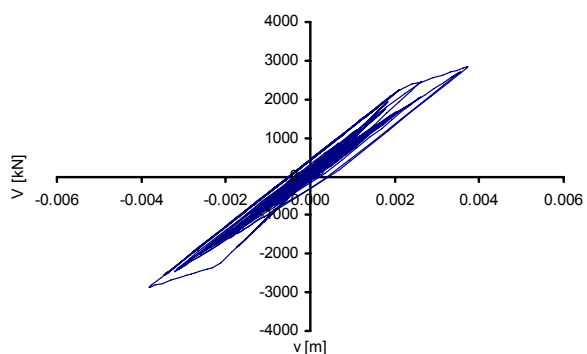
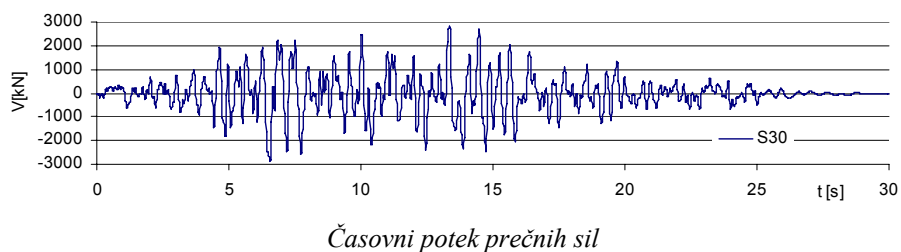
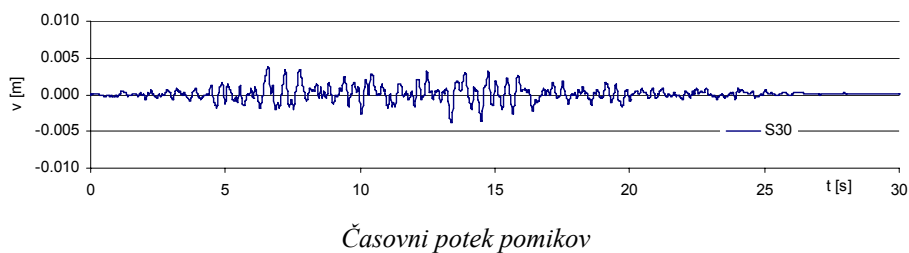
Histereza (abscisa – pomik, ordinata – prečna sila)

- steber 22:



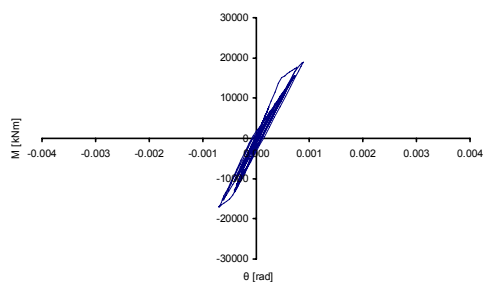


- steber 30:

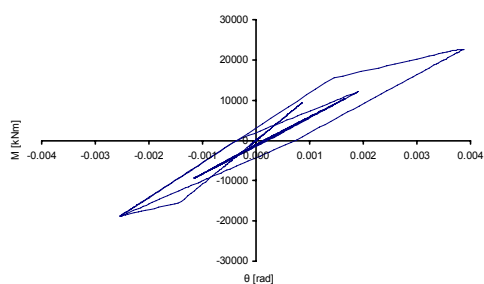


Potres 3 - Histerezne zanke (abscisa – zasuk, ordinata – upogibni moment)

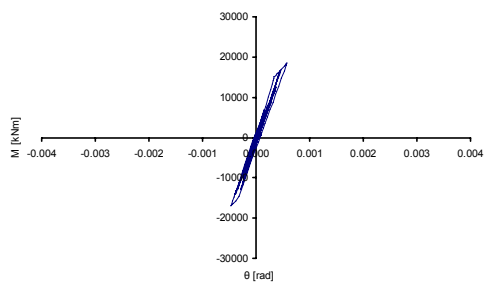
- steber 15:



- steber 22:

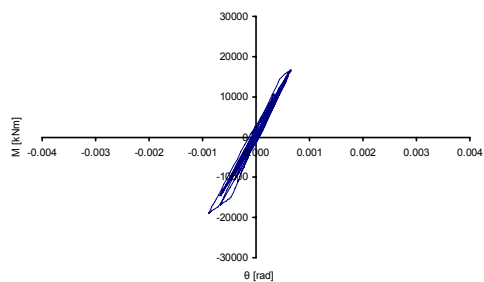


- steber 30:

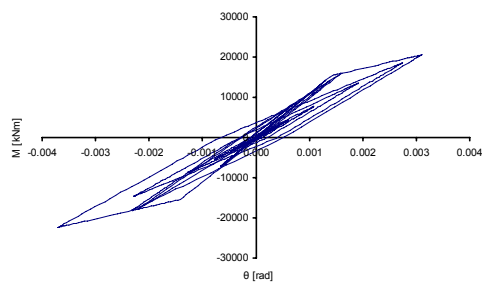


Potres 4 - Histerezne zanke (abscisa – zasuk, ordinata – upogibni moment)

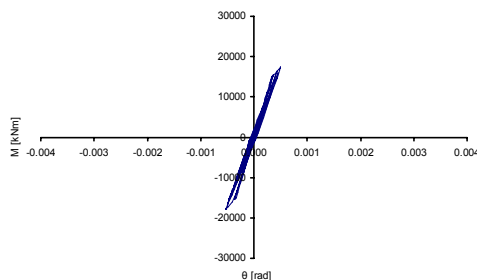
- steber 15:



- steber 22:

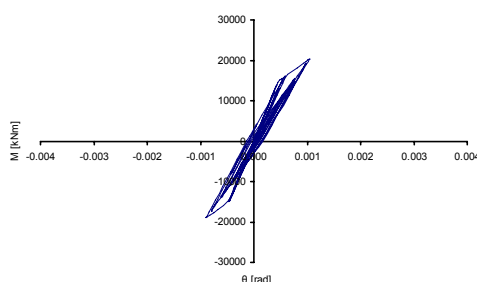


- steber 30:

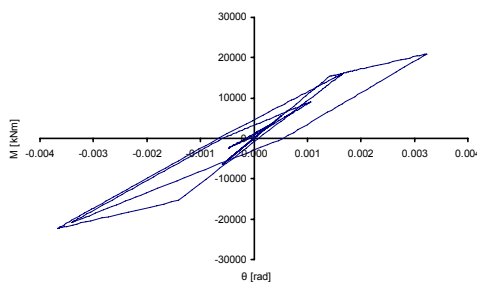


Potres 5 - Histerezne zanke (abscisa – zasuk, ordinata – upogibni moment)

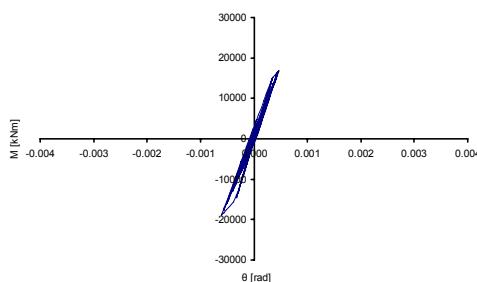
- steber 15:



- steber 22:



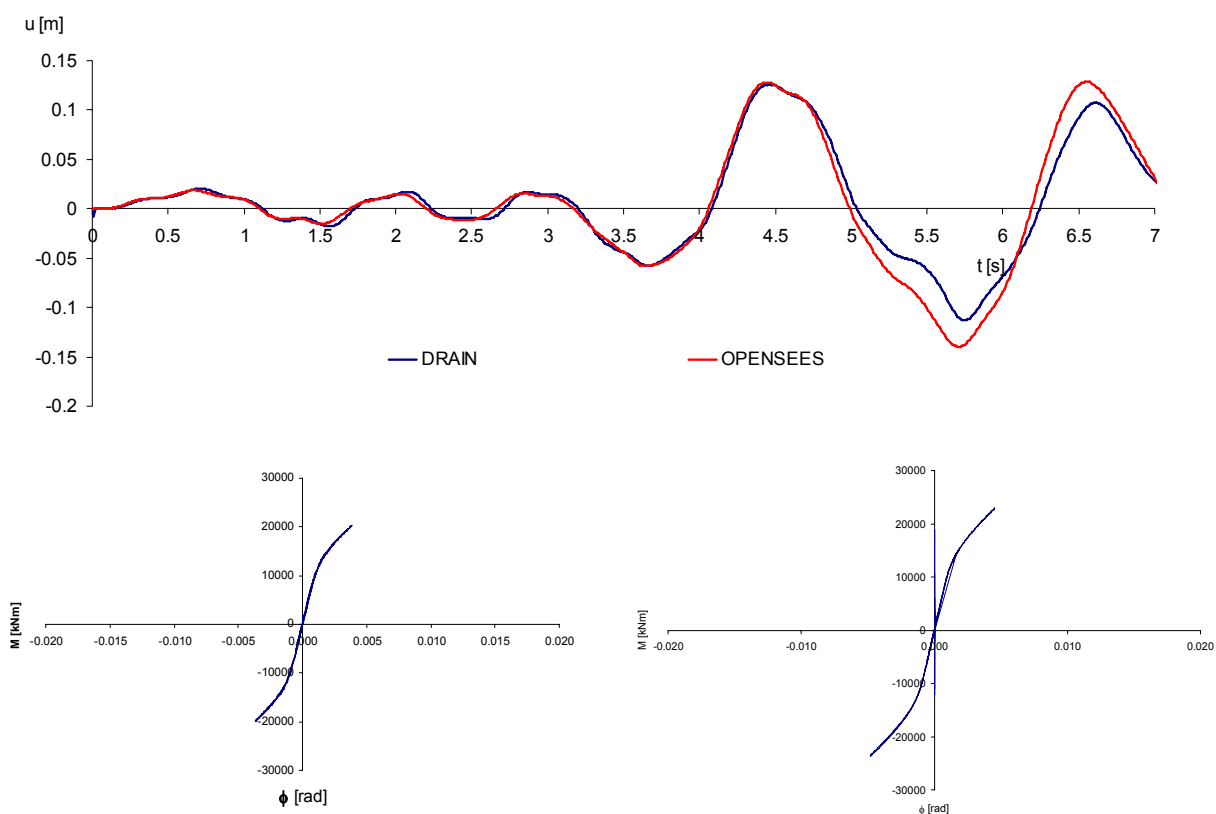
- steber 30:



Iz predstavljenih histerez lahko razberemo, da v stebrih ne pride do hujših poškodb (tečenja armature). Pri obravnavani potresni obtežbi pride pri večini stebrov zgolj do razpokanja betonskega prereza. Na strani 95 so podane ovojnice za pomike vrhov stebrov, za upogibni moment ob vpetju stebrov in prečno silo v stebrih. V nadaljevanju smo primerjali maksimalne

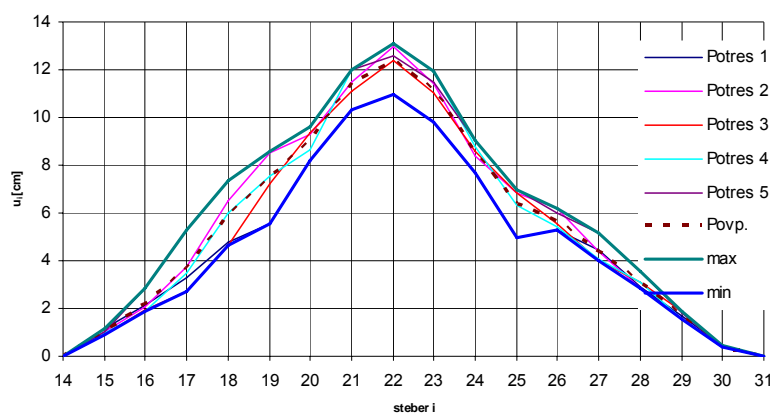
dosežene pomike in momente z mejami nastanka razpok, mejami tečenja in mejnimi vrednostmi količin za posamezne stebre.

Analizo potresnega odziva viadukta smo v prečni smeri opravili tudi z uporabo lamelnih (fiber) elementov tako v programu DRAIN-3DX, kot OpenSees-u. Primer časovnega poteka pomikov vrha stebra 22, izračunanega z uporabo obeh programov, in pripadajočih histerez je prikazan na spodnji sliki. Do manjših razlik med modeloma prihaja, zaradi uporabe nekoliko drugačnih karakteristik betona in delitve tako na lamele, kot na segmente.



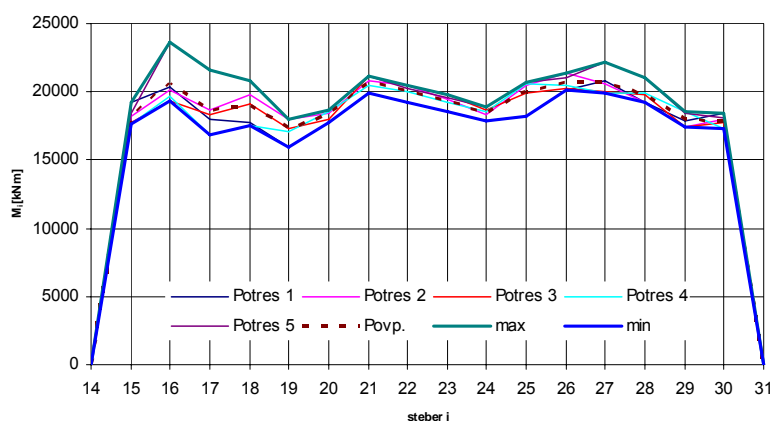
Slika 80: Časovni potek pomikov vrha stebra 22, izračunan z uporabo lamelnega (fiber) elementa

Na naslednjih slikah pomeni index avg povprečno vrednost, index max maksimalno vrednost in index min minimalno vrednost predstavljene količine.



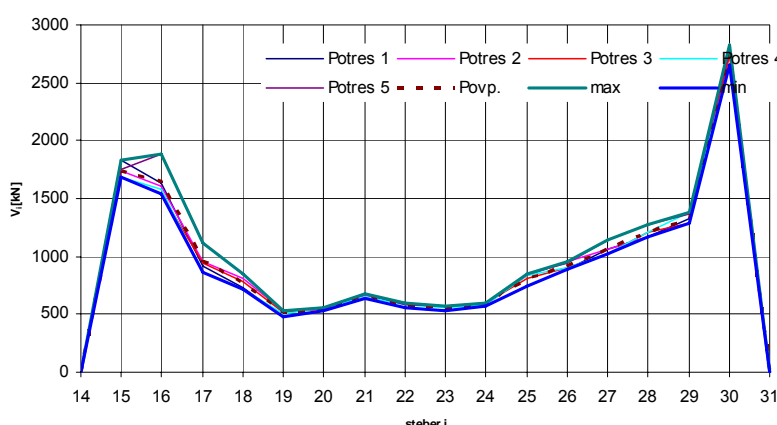
Slika 81: Pomiki vrha stebrov

Steber <i>i</i>	u_{iavg} [cm]	$u_{i max}$ [cm]	$u_{i min}$ [cm]
15	1.0	1.2	0.9
16	2.2	2.9	1.9
17	3.7	5.3	2.7
18	5.9	7.4	4.6
19	7.5	8.6	5.5
20	9.0	9.6	8.2
21	11.4	12.0	10.4
22	12.4	13.1	11.0
23	11.1	11.9	9.8
24	8.5	9.1	7.7
25	6.4	7.0	4.9
26	5.7	6.2	5.3
27	4.4	5.2	4.0
28	3.1	3.6	2.9
29	1.7	1.8	1.5
30	0.4	0.4	0.4



Slika 82: Upogibni momenti ob vpetju stebrov

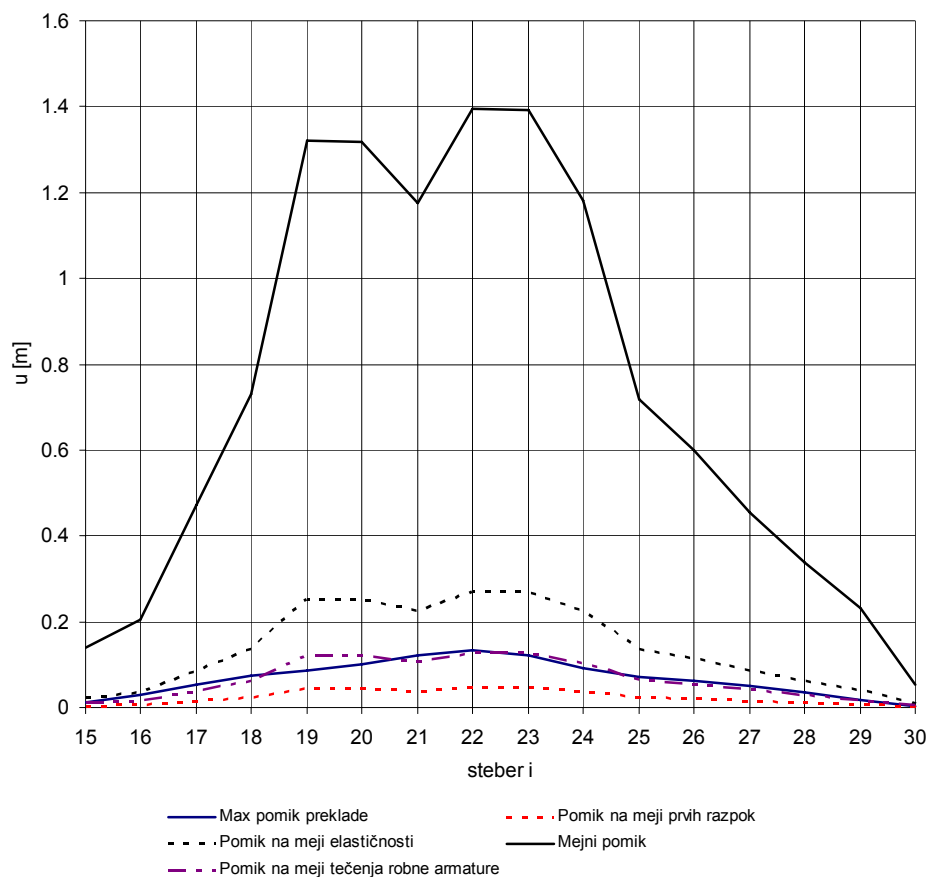
Steber <i>i</i>	$M_{i avg}$ [kNm]	$M_{i max}$ [kNm]	$M_{i min}$ [kNm]
15	18266	19213	17675
16	20633	23586	19319
17	18692	21633	16867
18	18991	20767	17541
19	17253	17989	15978
20	18280	18677	17737
21	20705	21171	19931
22	20083	20510	19197
23	19335	19827	18516
24	18460	18869	17858
25	19977	20668	18229
26	20645	21376	20104
27	20703	22168	19922
28	19846	21011	19232
29	17967	18583	17438
30	17885	18384	17254



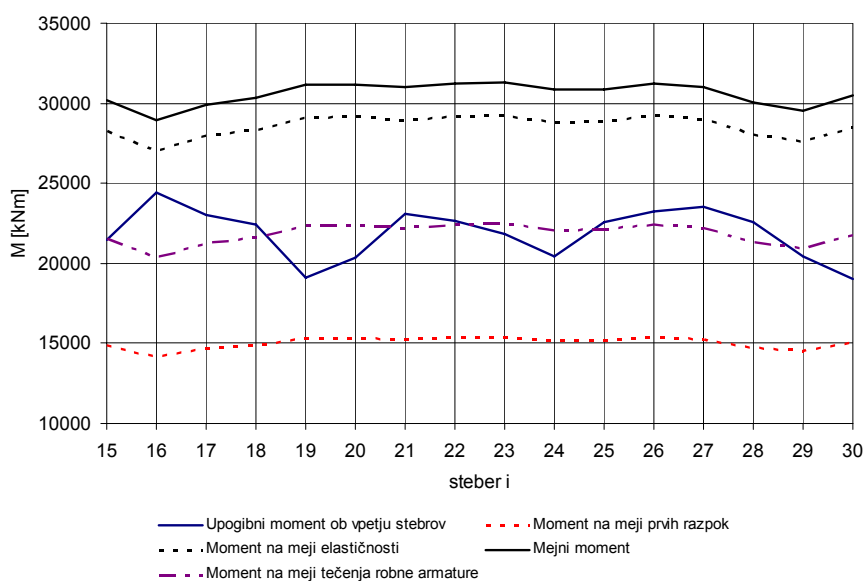
Slika 83: Prečne sile v stebrih

Steber <i>i</i>	$V_{i avg}$ [kN]	$V_{i max}$ [kN]	$V_{i min}$ [kN]
15	1740	1830	1683
16	1651	1887	1546
17	959	1109	865
18	775	848	716
19	515	537	477
20	546	558	529
21	657	672	633
22	582	594	556
23	560	575	537
24	586	599	567
25	815	844	744
26	918	950	894
27	1062	1137	1022
28	1203	1273	1166
29	1331	1377	1292
30	2752	2828	2654

10.1 Primerjava rezultatov nelinearne analize z nosilnostjo stebrov

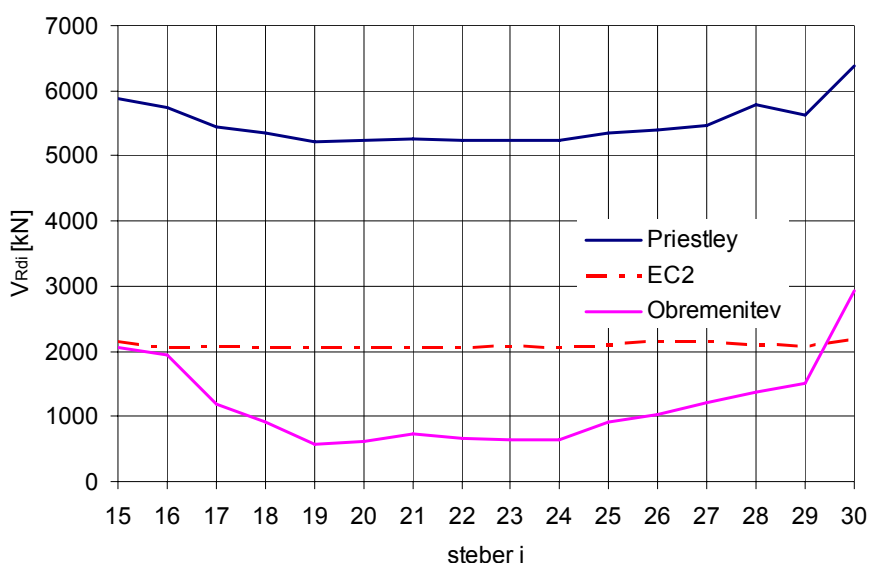


Slika 84: Primerjava doseženih pomikov s karakterističnimi pomiki stebrov



Slika 85: Primerjava doseženih upogibnih momentov s karakterističnimi momenti stebrov

Pri nelinearni analizi nam več kot sile povedo pomiki. Na sliki 84 so prikazani doseženi upogibni momenti v primerjavi z momentom na meji razpok, momentom na meji tečenja robne armature, momentom na meji elastičnosti in mejnim momentom. S te slike vidimo, da v večini primerov robna armatura steče. S slike 83, na kateri je prikazana primerjava med doseženim pomikom in karakterističnimi vrednostmi pomikov stebrov, vidimo, da imamo še veliko rezerve do mejnih pomikov stebrov.



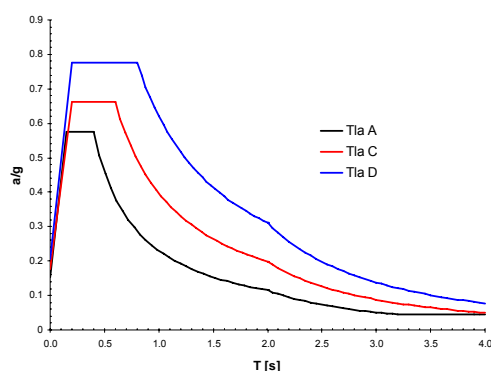
Slika 86: Primerjava doseženih prečnih sil v stebrih s strižno nosilnostjo

Iz zgornje slike lahko vidimo, da je obremenitev kratkega stebra 30 večja od strižne nosilnosti (EC8/2), kar pomeni, da pri tem stebri pričakujemo strižno porušitev. Podobne rezultate nam je dala tudi linearna analiza. Steber 30 bi bilo potrebno potresno utrditi po celi višini, ostale pa v območju plastičnih členkov. Prečna sila določena v stebrih 15 in 16 je tudi blizu strižne nosilnosti. V študiji opravljeni za vzdolžno smer, se je izkazalo, da obstoječi stebri (ob predpostavki, da so konstrukcijski detajli primerni) zadostujejo (Rejec, 2006).

11 POTRESNI ODZIV VIADUKTA RAVBARKOMANDA ZA PRIMER MOČNEJŠE POTRESNE OBTEŽBE

Ker je v Sloveniji, pa tudi drugod po Evropi, več viaduktov s podobnimi konstrukcijskimi detajli kot pri viaduktu Ravbarkomanda, smo opravili še nelinearno analizo časovnega odziva za dva dodatna potresa. Z njima smo upoštevali slabše pogoje temeljenja (Tla C, D), oziroma močnejši potres. Preverili smo tudi odziv viadukta v primeru zelo močnega potresa s projektnim pospeškom tal $a_g=1,0g$.

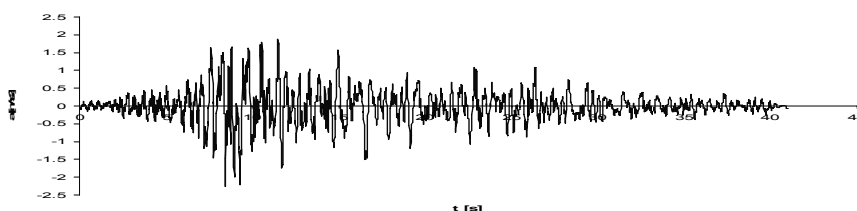
11.1 Slabša tla



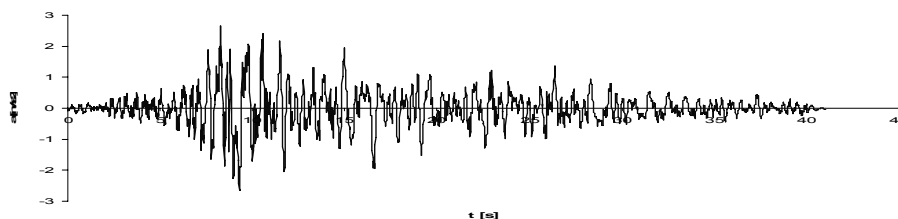
Slika 87: Primerjava spektrov odziva za različne tipe tal (0,23g)

Podobno kot za prejšnjih pet umetnih akcelelogramov sta bila pripravljena še dva dodatna umetna akcelelograma na podlagi dejanskega akcelelograma BarEW, normiranega na 0,23 g.

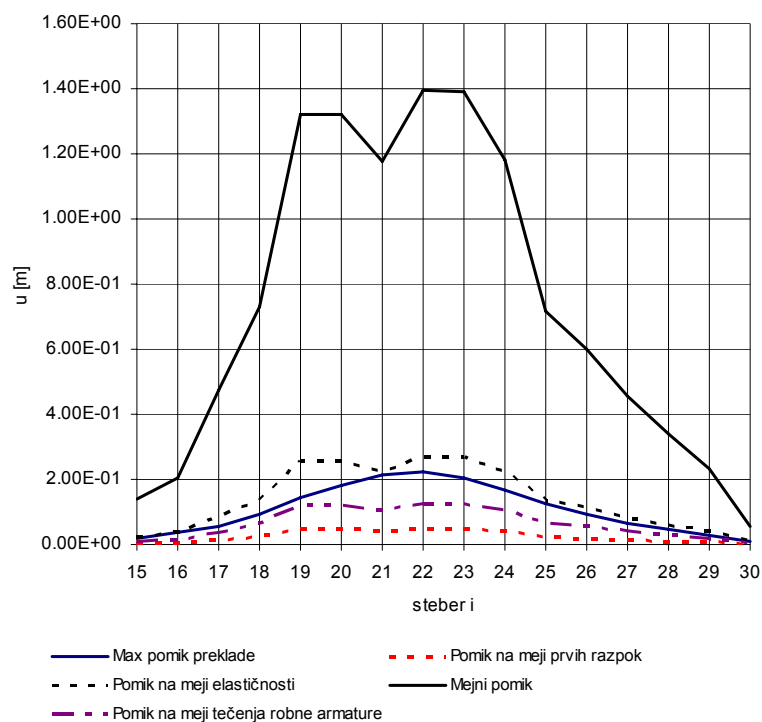
Potres-Tla C



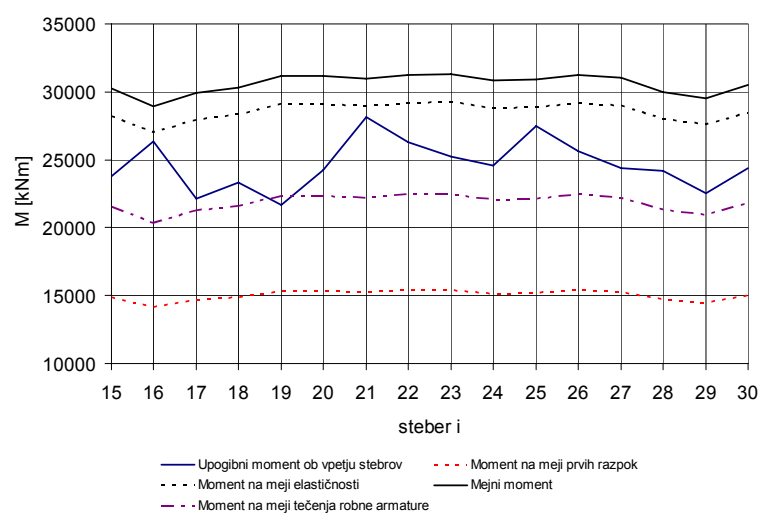
Potres-Tla D



Tudi tukaj smo, podobno kot pri nelinearni analizi potresnega odziva v prejšnjem poglavju, primerjali dosežene vrednosti pomikov in notranjih statičnih količin s karakterističnimi vrednostmi. Rezultati so prikazani na naslednjih slikah.



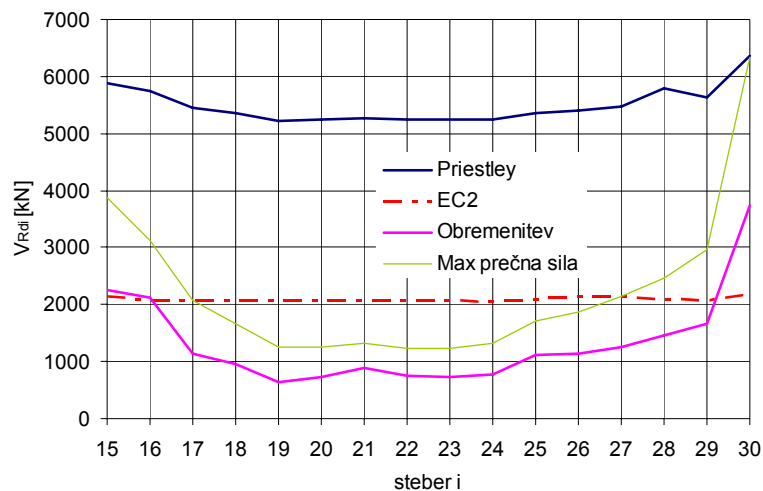
Slika 88: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-Potres C



Slika 89: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostim-Potres C

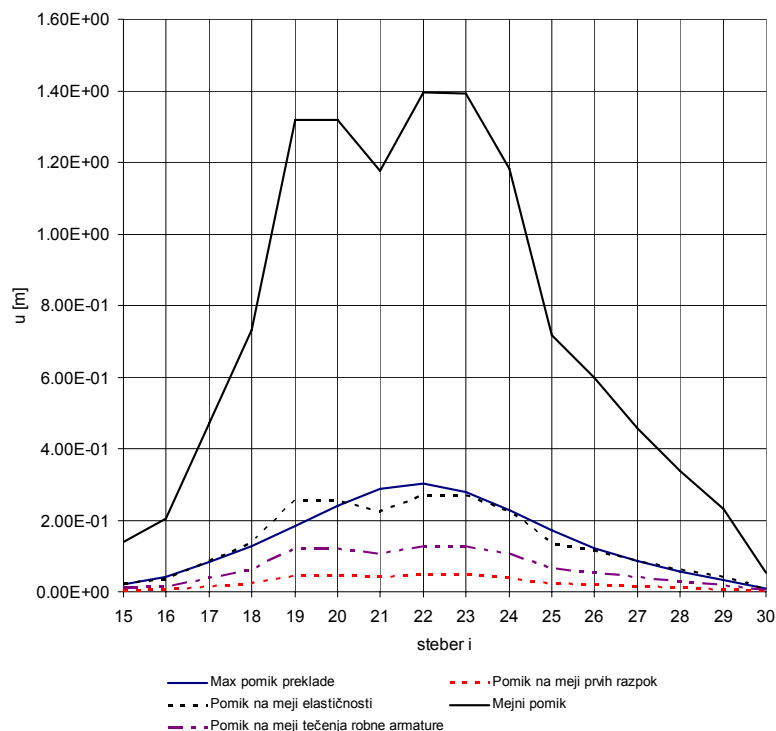
Iz slik lahko vidimo, da do plastifikacije stebrov ne pride. Stebri 16, 21 in 25 se zelo približajo meji plastičnosti. Robna armatura pa steče skoraj v vseh stebrih. Na naslednji sliki je prikazana

ovojnica prečnih sil v stebrih, v primerjavi z nosilnostjo po EC2 in po Priestley-u ter maksimalno prečno silo V_o (Glej poglavje 7.3.2). V stebrih 18-25, kjer je maksimalna prečna sila manjša od strižne nosilnosti, ne more priti do strižne porušitve, saj je merodajen upogib.

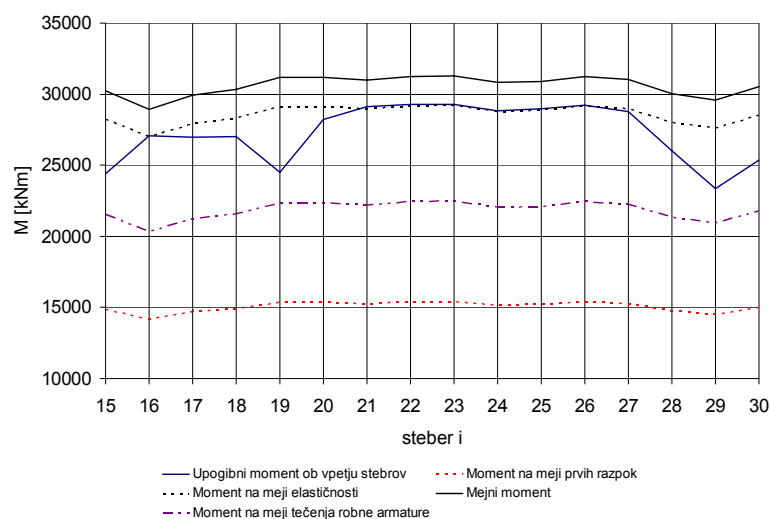


Slika 90: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-Potres C

V primeru temeljnih tal tipa C (EC8/1), pride do prekoračitve strižnih nosilnosti v stebrih 15, 16 in 30. Rezultati za primer slabih temeljnih tal so prikazani na naslednjih slikah.



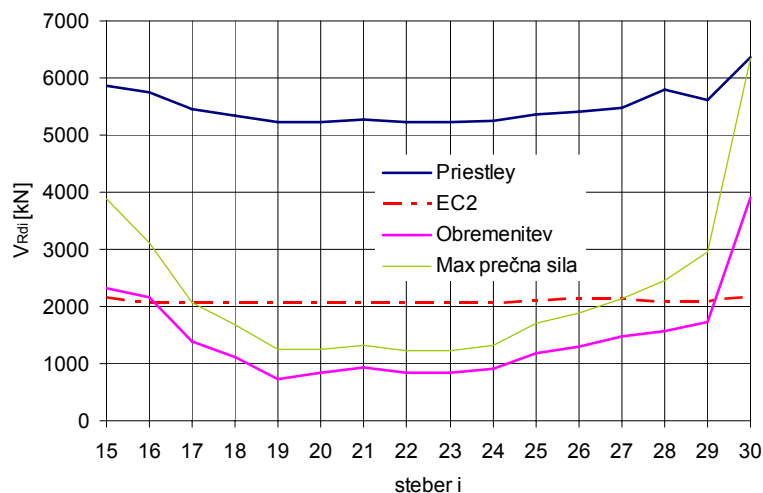
Slika 91: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-Potres D



Slika 92: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostmi-Tla D

Iz slike lahko vidimo, da pridejo upogibni momenti ob vpetju stebrov, v primeru tipa tal D, do meje tečenja armature v oseh 16, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27. Iz slike doseženih pomikov vidimo, da se srednji stebri delno plastificirajo, vendar imajo še veliko rezerve. Na naslednji sliki je prikazana ovojnica prečnih sil v stebrih, v primerjavi z nosilnostjo po EC2 in po Priestley-u ter maksimalno prečno silo V_o (Glej poglavje 7.3.2).

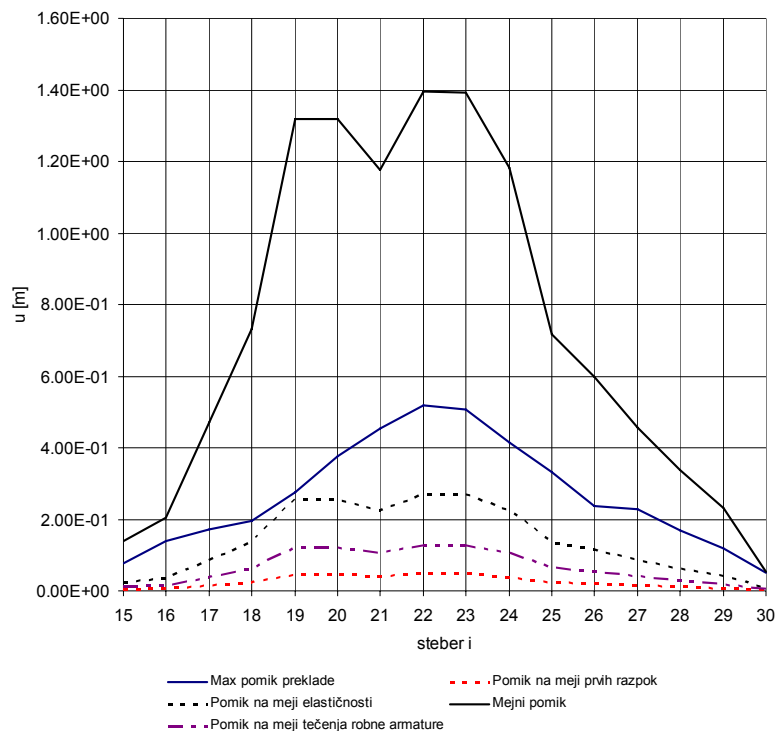
Ovojnica prečnih sil v stebrih:



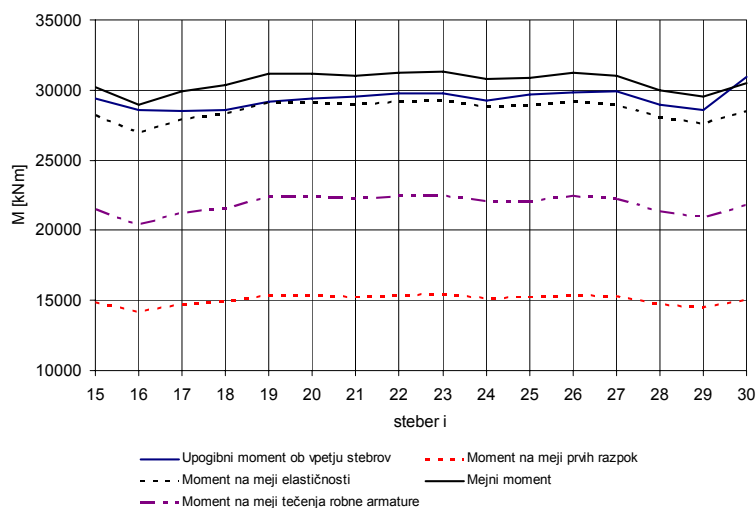
Slika 93: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-Potres D

11.2 Močnejši potres

Za nelinearno analizo časovnega odziva v primeru močnejšega potresa smo izbrali umetni akcelelogram Potres 5 (Preglednica 21), ki smo ga normirali na $a_g=1,0g$.

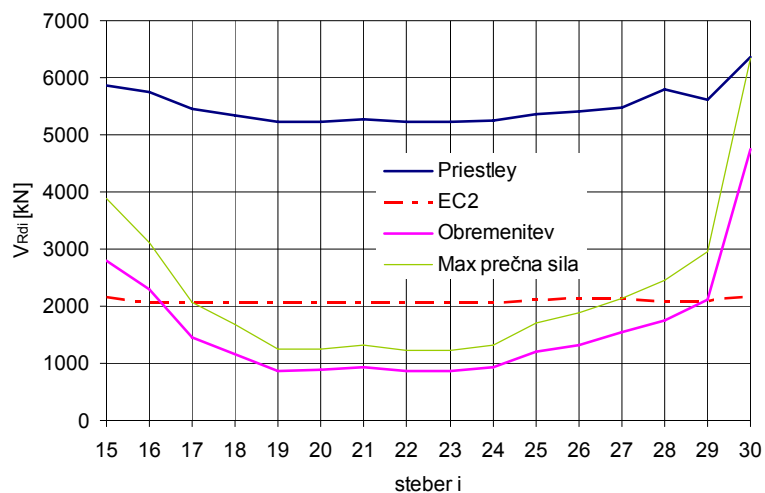


Slika 94: Primerjava pomikov s karakterističnimi vrednostmi-1g



Slika 95: Primerjava upogibnih momentov s karakterističnimi vrednostmi-1g

Po pričakovanju, v primeru takega zelo potresa pride do porušitve stebra 30, ostali stebri pa se močno plastificirajo. V takem primeru bi bilo potrebno potresno utrditev izvesti v večini stebrov. Potresna utrditev bi bila potrebna tako s stališča upogibne kot strižne nosilnosti.



Slika 96: Primerjava prečnih sil s strižno nosilnostjo-1g

12 ANALIZA POTRESNE UTRDITVE STEBROV VIADUKTA

Ker je potresna obtežba navadno največja obtežba, ki lahko deluje na konstrukcijo, navadno ob šibkejših potresih pričakujemo določene poškodbe v konstrukciji, pri močnejših pa lahko pride do poškodb, ki so tik pred poružitvijo. V poglavju 2 so predstavljeni načini poružitve. Seveda so krhki načini poružitve nedopustni, saj se zgodijo hipno in brez opozorila. Predvsem strižna porušitev je kritična, ker je najmanj duktilna. Konstrukcijo moramo z uporabo primernih konstrukcijskih detajlov zaščititi pred krhko poružitvijo.

Če hočemo, da se konstrukcija v nobenem primeru ne zruši v strigu, mora biti strižna nosilnost prerezov večja od upogibne. Ker se je z uporabo tako linearnih kot nelinearnih metod pokazalo, da je viadukt Ravbarkomanda, ob izbranih predpostavkah, v prečni smeri potresno varen, bomo v tem poglavju določili potrebno debelino plašča iz kompozitnih materialov za zagotovitev strižne varovalke. Namesto plašča iz kompozitnih materialov bi lahko uporabili tudi jeklen ali betonski plašč ali pa prednapetje. V primerjavi z jeklenimi plašči imajo kompozitni materiali vrsto prednosti. Karbonska vlakna odlikuje velika nosilnost, odpornost na kemične vplive in majhna masa, poleg tega pa je tudi izvedba lažja in hitrejša. Pri uporabi jeklenih ali betonskih plaščev moramo z uporabo posebnih detajlov zagotoviti, da se upogibna nosilnost stebrov ne bi povečala. Polimerni materiali so lahko izotropni ali pa ortotropni, odvisno od izvedbe. Ker jih nanašamo v plasteh, jih lahko nanašamo tudi v različnih smereh.

Zahtevamo torej, da se stebri v vsakem primeru zrušijo upogibno, zato moramo zagotoviti zadostno objetje stebrov. Za vsak steber posebej smo določili strižno nosilnost ob mejni upogibni nosilnosti (Priestley, 1996).

Zahtevamo torej:

$$V_{C,0} \geq V_{Rd,P}, \quad (42)$$

oziroma (EC2):

$$V_{C,0} \geq V_{Rd}. \quad (43)$$

Pomeni $V_{C,0}$, $V_{Rd,P}$ in V_{Rd} so pojasnjeni v poglavju 7.3.2 - Strižna nosilnost stebrov. Vrednosti vseh treh so podane v naslednji preglednici. Razliko med maksimalno prečno silo in strižno

nosilnostjo bomo prevzeli s plaščem iz kompozitnih materialov (karbonska vlakna). Če je razlika negativna pomeni, da potresna strižna utrditev stebra ni potrebna.

Preglednica 27: Maksimalna prečna sila, strižna nosilnost po Priestleyu, strižna nosilnost po EC2 in razlike

$V_{C,0}$ [kN]	$V_{Rd,P}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\Delta V_P = V_{C,0} - V_{Rd,P}$ [kN]	$\Delta V_{EC2} = V_{C,0} - V_{Rd}$ [kN]
3886	3252	2148	634	1738
3124	2933	2068	191	1056
2071	2682	2076	-611	-5
1671	2580	2068	-909	-397
1256	2473	2068	-1218	-812
1256	2486	2068	-1230	-812
1328	2502	2068	-1173	-740
1223	2479	2068	-1256	-845
1225	2481	2076	-1256	-851
1321	2493	2060	-1172	-739
1702	2614	2108	-913	-406
1875	2686	2140	-811	-265
2147	2760	2140	-613	7
2456	2803	2100	-348	356
2956	2926	2084	29	872
6337	4030	2188	2307	4149

Potrebno debelino plašča za stebre s pravokotnim prečnim prerezom dobimo po naslednji enačbi (Priestley et al., 1996):

$$t_j \geq \frac{\Delta V_j}{2f_j h \cot \theta} \quad (44)$$

Za f_j ne vzamemo natezne trdnosti kompozita, pač pa vrednost pri deformaciji 4⁰/₀₀, torej:

$$f_j = 0,004E \quad (45)$$

Za E modul kompozita iz epoksi smole in karbonskih vlaken smo uporabili vrednost 70GPa. Za primer »strižne varovalke« so potrebne debeline plašča iz kompozitnega materiala s karbonskimi vlakni prikazana v preglednici na naslednji strani. Debelina plašča potrebnega za strižno utrditev stebra 30 je:

$$t_j \geq \frac{2924 - 2188}{2 \cdot 280000 \cdot 3.5} = 0,38mm \quad (46)$$

Preglednica 28: Potrebna debelina plašča iz kompozitnih materialov za zagotovitev varnosti proti porušitvi v strigu

<i>steber i</i>	t_i <i>Priestley</i>	t_i <i>EC2</i>
15	0.42	1.14
16	0.13	0.69
17	/	/
18	/	/
19	/	/
20	/	/
21	/	/
22	/	/
23	/	/
24	/	/
25	/	/
26	/	/
27	/	/
28	/	0.23
29	0.02	0.57
30	1.51	2.72

Za izračune smo privzeli naslednje vrednosti parametrov:

f_j [kN/m ²]	280000	Natezna trdnost kompozita
E [kN/m ²]	70000000	Elastični modul kompozita
h [m]	3.500	Premer stebra
θ [°]	45	Naklon tlačnih diagonal
ψ	1.25	Varnostni faktor

Vidimo, da potrebujemo za strižno utrditev stebrov razmeroma tanek plašč iz kompozitnih materialov (max 3. mm). Kratke stebre je potrebno utrditi po celotni višini, medtem ko je v daljših potrebno zagotoviti objetje le na območju plastičnih členkov. Analiza potresne utrditve stebrov je za račun v vzdolžni smeri (Rejec, 2006) za primer slabših temeljnih tal pokazala, da je za zagotovitev upogibne nosilnosti potreben sloj debeline vsaj 4 mm (na območju plastičnih členkov).

S stališča potresne utrditve je najprimernejše objetje s kompozitnimi materiali. Ta nudi učinkovito povečanje duktilnosti in strižne nosilnosti stebrov pri minimalnem povečanju upogibne nosilnosti. Zaradi relativno majhnih dimenzij temeljev bi povečanje upogibne nosilnosti stebrov lahko privedlo do prevelikih obremenitev v temeljnih tleh. Glede na to, da so stebri v slabem stanju in da bo potrebno obnoviti tudi krovno plast betona, je verjetno tehnološko bolj smotrna utrditev z betonsko oblogo.



Slika 97: Obstoječe stanje stebrov viadukta Ravbarkomanda

13 ZAKLJUČKI

Viadukt Ravbarkomanda je zgrajen na področju, kjer lahko pričakujemo za Slovenijo relativno velike pospeške temeljnih tal. Ker stebri viadukta vsebujejo konstrukcijske detajle, ki ne ustrezajo zahtevam sodobnih predpisov za gradnjo na potresnih območjih, je bila narejena študija analize potresnega odziva viadukta in predlogov za njegovo potresno utrditev (Fischinger et al., 2006), v okviru katere je bila narejena tudi ta diplomska naloga.

Zaradi netipičnih konstrukcijskih detajlov (stremena znotraj vzdolžne armature, zmanjšanje količine strižne armature od vpetja proti vrhu stebra, preklopi vzdolžne armature v območju največjih obremenitev in uporaba gladke vzdolžne armature) je bilo težko oceniti nosilnost in deformabilnost stebrov viadukta brez eksperimenta. Predvsem ni bilo mogoče vnaprej predvideti ali se bodo vzdolžne palice uklonile, kar bi lahko bistveno zmanjšalo nosilnost in deformabilnost stebrov. V literaturi namreč najdemo zelo malo podatkov o obnašanju sorodno konstruiranih stebrov. Zato je bil na Zavodu za gradbeništvo Slovenije izveden eksperiment (Bevc, 2006), na podlagi katerega so bili izbrani ustrezni analitični modeli. Eksperiment je pokazal, da pride do uklona vzdolžnih palic pri deformacijah, ki so večje od tistih v viaduktu Ravbarkomanda, zato smo lahko za analizo uporabili standardne modele.

Analitično smo obremenitve stebrov določili z modalno analizo s spektrom odziva po standardih Eurocode in z rigorozno neelastično dinamično analizo s potresno obtežbo, določeno za lokacijo viadukta (Fajfar, 2005). Obe analizi v prečni smeri sta pokazali, da eksperimentalno verificirane upogibne nosilnosti izvedenih stebrov zadoščajo obremenitvam. Vzporedna študija (Rejec, 2006) je pokazala, da to velja tudi za vzdolžno smer. Potresne obremenitve viadukta Ravbarkomanda so namreč majhne, saj je viadukt temeljen na dobrih tleh in ima razmeroma dolge nihajne čase, na območju katerih spektralni pospeški konstrukcije hitro upadejo.

Analiza v skladu s standardom Eurocode 8/2, je pokazala, da je strižna nosilnost stebrov v oseh 15, 16, 28, 29 in 30 premajhna, tako v prečni kot v vzdolžni smeri (Rejec, 2006). Vendar je eksperiment pokazal, da je dejanska strižna nosilnost stebrov večja, kot jo določa standard. Primerjava prečnih sil, določenih z natančnejšo nelinearno analizo in dejanske nosilnosti stebrov

je pokazala, da je strižna nosilnost premajhna le v stebru 30. Vzporedna študija v vzdolžni smeri konstrukcije (Rejec, 2006) je pokazala, da je strižna nosilnost zadostna v vseh stebrih.

Eksperiment je pokazal zmerno duktilnost značilnih stebrov viadukta Ravbarkomanda, ki najmanj zadoščajo zahtevam za delno duktilne konstrukcije. Takšna duktilnost je predvsem posledica ugodne oblike prečnega prereza z veliko tlačno cono in majhnega nivoja tlačnih napetosti v prerezu. Pričakovane zahtevane duktilnosti, ki so določene z natančno nelinearno analizo, so pokazale, da duktilnost, s katero stebri razpolagajo, ne bo presežena. Slednje je bilo ugotovljeno tudi za vzdolžno smer viadukta (Rejec, 2006), torej povečanje upogibne nosilnosti viadukta ni potrebno. Potresna utrditev je potrebna zgolj v kratkih stebrih (po celi višini). V ostalih stebrih pa je potrebno zagotoviti minimalno objetje plastičnih členkov po EC8/2. S stališča potresne utrditve je najustreznejše objetje s kompozitnimi materiali, ki nudi učinkovito povečanje duktilnosti in strižne nosilnosti stebrov pri minimalnem povečanju upogibne nosilnosti. Zaradi relativno majhnih dimenzij temeljev bi povečanje upogibne nosilnosti stebrov lahko privedlo do prevelikih obremenitev v temeljnih tleh.

Zanimalo nas je, kaj bi se zgodilo s podobno konstrukcijo na drugačni lokaciji (podobnih viaduktov je v Evropi več), zato smo opravili tudi analizo odziva viadukta za primer slabih temeljnih tal in za primer močnejšega potresa. Medtem ko v prečni smeri tudi v primeru temeljenja na slabih tleh, kjer so pospeški na konstrukciji bili 2,5 večji kot v originalni konstrukciji (pri enakem $a_g = 0,23g$), ni pričakovati večjih poškodb, lahko v vzdolžni smeri pričakujemo velike poškodbe, v nekaterih stebrih (15, 16, 28, 29 in 30) pa celo porušitev (Rejec, 2006). V prečni smeri lahko večje poškodbe stebrov pričakujemo pri projektnem pospešku temeljnih tal $a_g = 1,0g$. Po postopku, ki ga predlagajo Priestley et al. (1996), smo določili potrebno debelino plašča iz kompozitnih materialov s karbonskimi vlakni za povečanje strižne nosilnosti stebrov. Potrebno strižno nosilnost stebrov smo določili glede na maksimalno strižno silo, ki se lahko pojavi v stebru. Ugotovili smo, da je v tem primeru potrebno 3mm objetje v kratkih stebrih po celi višini.

Analize potresnega odziva v diplomskem delu so izvedene ob predpostavki, da so konstrukcijski detajli ustrezni in da so stebri v dobrem stanju, vendar se je potrebno zavedati, da leži viadukt Ravbarkomanda na območju izrednih klimatskih razmer. Zaradi slabega stanja konstrukcije so

pred leti že obnovili prekladno konstrukcijo, ker pa bo potrebno, glede na slabo stanje, obnoviti tudi krovno plast betona stebrov, je verjetno tehnološko bolj smotrna utrditev z betonsko oblogo.

14 VIRI

Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O. in Kreger, M. E. (1999). Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets. *ACI Structural Journal*, 96(1), 68-78.

Ahlin, M., Bokal, L., Gložančev, A., et al. 1998. Slovar slovenskega knjižnega jezika. Ljubljana, DZS: 1714 str.

Ašanin, G. P., Polenšek, T. (2002) Slovenske avtoceste: trideset let avtocest v Sloveniji - Ljubljana : DARS.

Bevc, Lojze, Tomaževič, M., Bohinc, U., (2006) Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi tehnologije potresne utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte : Eksperimentalni del. Ljubljana: Zavod za gradbeništvo Slovenije

Castellani, A., Negro, P. in Colombo, A. (2000). Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) for Strengthening RC Structures Under Seismic Actions. *European Earthquake Engineering*, 14(2), 3-12.

CEN, Evrokod 2: Projektiranje betonskih konstrukcij – Del 1-1: Splošna pravila in pravila za stavbe, SIST EN 1992-1-1

CEN, Evrokod 8 : Projektiranje potresnoodpornih konstrukcij, Del 1 : Splošna pravila, potresni vplivi in vplivi na stavbe, SIST EN 1998-1, marec 2005

CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges, prEN 1998-2, DRAFT No 5, (pr Stage 51), June 2004

Chai, Y. H. (1996). An Analysis of the Seismic Characteristic of Steel-Jacketed Circular Bridge Columns, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(2), 149-161.

Crawford, J. E., Malvar, L. J., Morrill, K. B. (2001), Reinforced Concrete Column Retrofits for Seismic and Blast Protection, *Proceedings of the Society of American Military Engineers, Symposium on Comprehensive Force Protection*, Charlestown, SC

DIAS, Program za račun nosilnosti in ukrivljenosti armiranobetonskih prerezov, Univerza v Ljubljani, FGG, IKPIR, 1990.

Fajfar, P. (1984). Dinamika gradbenih konstrukcij, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Univerza v Ljubljani.

Fajfar, P., Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Poljak, M., Fischinger, M., Isaković, T., Dolšek, M., (2005). Projektni potresni parametri za viadukt Ravbarkomanda, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Fischinger, M. (1989). Neelastična dinamična analiza armiranobetonskih zgradb pri potresni obremenitvi, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani.

Fischinger, M., Isaković, T., Fajfar, P., Zevnik, J., Dolšek, M., in sod., (2006). Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi tehnologije potresne utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte – Analitični del, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo

Ghobarah, A., Biddah, A. in Mahgoub, M. (1997). Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Steel Jackets. *European Earthquake Engineering*, 11(2), 21-31.

Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. (1997), "Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers," *J. Struct. Eng., ASCE*, 123(5), pp624-633, NY, USA

Iacobucci, R. D., Sheikh, S. A. in Bayrak, O. (2003). Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance. *ACI Structural Journal*, 100 (6), 785-794.

Isaković, T. (1996). Razvoj metod in orodij za projektiranje stebrov armiranobetonskih viaduktov na potresnih območjih, Doktorska disertacija, Univerza v Ljubljani

Isaković, T., Fischinger, M. (1998). Application of fiber beam-column element in DRAIN-3DX (Type 15), IKPIR Report EE – 2/98, Ljubljana

Kante, P. (2000). Vnaprejšnja napoved potresnega odziva armiranobetonske stene, Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer

Karbhari, V. M. (2001). Materials Considerations in FRP Rehabilitation of Concrete Structures. *Journal of Composites for Construction*, 13(2), 90-97.

Karta projektnega pospeška tal (2001), Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Agencija republike Slovenije za okolje

http://www.arso.gov.si/podro~cja/potresi/podatki/projektني_pospesek_tal.jpg (22.5.2006)

Kawashima, K. (2000), 'Seismic design and retrofit of bridges., Proc., 12th World Conf. Earthq. Engrg., Auckland, N. Zealand, Paper No. 2828, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand.

Kim, J. K., Kim, I. H., Lim, H. W., Lee, J. H. in Lee, J.H. (2001). Cyclic Loading Test of Bridge Pier Models without Seismic Detailing. 8th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Paper No. 1308. Singapore, Singapore.

Mo, Y. L., Wong, D. C., in Maekawa, K. (2003). Seismic Performance of Hollow Bridge Columns. ACI Structural Journal, 100(3), 337-348.

Mo, Y. L., Yeh, Y. K. in Hsieh, D. M. (2004). Seismic Retrofit of Hollow Rectangular Bridge Columns. Journal of composites for construction, 8(1), 43-51.

Mo, Y. L., Yeh, Y. K., Cheng, C. T., Tsai, I. C. in Kao, C. C. (2004). Seismic Performance and Retrofit of Hollow Bridge Columns. Earthquake Engineering and Engineering Seismology, 3(1), 59-66.

Nedlog, A. (2006), Mapeijev FRP sistem, Gradbenik 1/2006, 11-13.

NEES Consortium, About NEES <http://nees.org/index.php> (25.5.2006)

NEES Activities, <https://central.nees.org/activities/> (25.5.2006)

NEES@UNR, <http://nees.unr.edu/index.html> (25.5.2006)

NEES Research, <http://nees.unr.edu/4-spanbridges/> (25.5.2006)

Ogata, T., Suda, K. in Masukawa, J. (2000). Transverse Reinforcement and Ductility of Reinforced Concrete High Pier with Hollow Section. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (CD-ROM), Paper No. 1928. Auckland, New Zealand.

Otani, S., (1974), SAKE, A Computer Program for Inelastic Response of RC Frames to Earthquakes, Report No. SRS 413, University of Illinois at Urbana-Champaign

Park, H., Klingner, R. E., (1997). Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria, J. Struct. Eng., ASCE, 123(5), pp624-633, NY, USA

Pavese, A. Bolognini, D. in Peloso, S. (2004). Seismic Behavior of RC Hollow Section Bridge Piers Retrofitted with FRP. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (DVD-ROM), Paper No. 2831. Vancouver, Canada.

Paulay, T., (1993) Simplicity and confidence in seismic design. The Fourth Mallet–Milne Lecture. Wiley: Chichester, 1993.

Paulay, T., (2002) An estimation of displacement limits for ductile systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(2), 583-599

Pinto, A. V. (Ur.). (1996). Pseudodynamic and Shaking Table Tests on R. C. Bridges (Report No. 5). Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA).

Pinto, A. V., Molina, J. in Tsionis, G. (2001a). Cyclic Test on a Large-Scale Model of an Existing Short Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A70). Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA).

Pinto, A. V., Molina, J. in Tsionis, G. (2001b). Cyclic Test on a Large-Scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A70). Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA).

Pinto, A., Pegon, P., Magonette, G., Molina, J., Buchet, P. in Tsionis, G. (2002). Pseudodynamic Tests on a Large-Scale Model of an Existing RC Bridge Using Non-Linear Substructuring and Asynchronous Motion. Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA).

Prakash, V., Powell, G. H., Campbell, S. (1993). DRAIN-2DX, Base program description and user guide Version 1.10, University of California, Berkeley

Prakash, V., Powell, G. H., Campbell, S. (1994). DRAIN-3DX, Base program description and user guide Version 1.10, UCB/SEMM -94/08, University of California, Berkeley

Priestley, M. J. N., Seible, F. in Calvi, G. M. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges. New York, NY: John Wiley & Sons, Inc.

Ranzo, G. in Priestley, M. J. N. (2000). Seismic Performance of Large RC Circular Hollow Columns. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (CD-ROM), Paper No. 0250. Auckland, New Zealand.

Rejec, K. (2006). Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda – Vzdolžna smer, Diplomaska naloga. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer

Saatcioglu, M. in Yalcin, C. (2003). External Prestressing Concrete Columns for Improved Seismic Shear Resistance. Journal of Structural Engineering, 129(8), 1057-1070.

Saiidi, M. S., Martinovic, F., McElhaney, B., Sanders, D. in Gordaninejad, F. (2004). Assessment of Steel and Fiber Reinforced Plastic Jackets for Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Columns with Structural Flares. Journal of Structural Engineering, 130(4), 609-617.

Saiidi, M. S., Wehbe, N. I., Sanders, D. H. in Caywood, C. J. (2001). Shear Retrofit of Flared RC Bridge Columns Subjected to Earthquakes. Journal of Bridge Engineering, 6(3), 189-179.

SAP 2000, Structural Analysis Programe, Computers and Structures Inc, 1995, Berkeley, ZDA, verziji 9 in 10.

Seible, F., Priestley, M. J. N., Hegemier, G. A. in Innamorato, D. (1997). Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets. Journal of Composites for Construction, 1(2), 52-62.

Sheikh, S. A. in Yau, G. (2002). Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymers. *ACI Structural Journal*, 99(1), 72-80.

Takahashi, Y. in Iemura, H. (2000). Inelastic Seismic Performance of RC Tall Piers with Hollow Section. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (CD-ROM), Paper No. 1353. Auckland, New Zealand.

Takiguchi, K. in Abdullah (2001). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Columns Using Ferrocement Jacket. *ACI Structural Journal*, 98(5), 696-704.

Taylor, A. W. in Breen, J. E. (1994). Design Recommendations for Thin-Walled Box Piers and Pylons. *Concrete International*, 16(12), 36-41.

Tsionis, G. in Pinto, A. V. (2004). Design Retrofit of Large Bridge Piers with Rectangular Hollow Cross-Section. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (DVD-ROM), Paper No. 2925. Vancouver, Canada.

Xiao, Y. in Ma, R. (1997). Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing. *Journal of Structural Engineering*, 123(10), 1357-1364.

Xiao, Y. in Wu, H. (2003). Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets. *Journal of Structural Engineering*, 129(6), 725-732.

Yeh, Y. K., Mo, Y. L., in Yang, C. Y. (2002). Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns. *Journal of Structural Engineering*, 128(1), 60-68.

Zahn, F. A., Park, R. in Priestley, M. J. N. (1990). Flexural Strength and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete Columns without Confinement on Inside Face. *ACI Structural Journal*, 87(2), 156-166.