

PONAŠANJE I ANALIZA AB MOSTOVA U ZEMLJOTRESIMA

BEHAVIOR AND ANALYSIS OF RC BRIDGES DURING EARTHQUAKES

UDK: 624.21.012.45.042.7

Pregledni rad

Dr Boris FOLIĆ, dipl. inž. građ.

REZIME

U radu je prikazano ponašanje, i neka karakteristična oštećenja i loma mostova tokom zemljotresa, sa težištem na betonske mostove. Dati su neki uslovi projektovanja mostova prema EC8, primeri i konstruktivni detalji. Mostovi su veoma povredljive konstrukcije podložne oštećenju pri dejstvu zemljotresnih opterećenja, pa je neophodno obezbeđenje njihove otpornosti. Seizmička otpornost se postiže: adekvatnim izborom konstrukcije, modela za analizu, samom analizom, ponekad neophodnom dinamičkom interakcijom sa tlom i odgovarajućim izborom detalja. Komentarisana je regulativa za njihovo projektovanje i metode analize mostova na seizmička dejstva. Napomenuti su tehnički propisi i preporuke za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija pojedinih zemalja i međunarodnih udruženja uključujući i set Evrokodova 8 (EN1998). Opisane su delimično metode seizmičke analize grednih i kontinualnih mostova. Kod oblikovanja detalja obuhvaćeni su kriterijimi izbora, sa ciljem povećanja otpornosti konstrukcije i veće mogućnosti disipacije energije. Ukazano je na potrebu veće primene kontinualnih i integralnih mostova zbog njihove veće trajnosti u odnosu na klasične mostove. Obuhvaćeni su mostovi uglavnom srednjih i manjih raspona koji su najviše zastupljeni u našoj zemlji, a većih raspona u inostranstvu. Zbog ovako obimno postavljene teme rada, a ograničenog broje stranica, pojedinačna poglavlja nisu mogla biti obrađena dovoljno temeljno. Prikazani su primeri: MRO (most), Painter Street most, Antrion Rion most, Hanshin autoput, Showa most, Zečeve Drage vijadukt, Vijadukt Reber, Kovilj natputnjak.

Ključne reči: Mostovi, AB mostovi, oštećenja tokom zemljotresa, projektovanje, metode analize, modelovanje, duktilnost, performanse, oblikovanje detalja, dinamička interakcija konstrukcija-šip-tlo .

ABSTRACT

The paper shows the behaviour and some characteristic damages and fracture of the RC bridges during earthquake, with a focus on concrete bridges. The bridges are designed under the conditions defined in EC8, some examples and structural details of bridges are also given. Bridges are very vulnerable and susceptible to damage during earthquake action, therefore, ensuring seismic resistance is essential. Seismic resistance is accomplished by: choice appropriate structure, structural analysis model and analysis itself, choosing dynamic soli interaction model when necessary and by selection adequate details. The paper initially deals with the most common damage of concrete bridges. Designing regulations and analysis methods for common concrete bridges under seismic action are commented upon. The paper gives Technical regulations and recommendations of individual countries and international associations, including the set of Eurocode 8 (EN 1998) for designing seismically resistant structures are considered. Technical regulations and recommendations for designing seismically resistant structures of individual countries and international associations, including the Eurocode set 8 (EN1998) Seismic analysis methods of beam and continual bridges are described to some extent. In addition to EN 1998-2, the analysis includes the norms from the USA and Japan. The methods of analysis of beam and continuous bridges which are appropriate for the type and importance of the bridges are concisely described and commented upon. Appropriate details are selected with an aim of increasing the structural resistance and potential for energy dissipation. It is indicated that there is a need for an increase in usage of continual and integral bridges due to their longer durability in comparison to the classical bridges. The analysis mostly includes the concrete bridges of medium and small spans, which are the most common bridge types in our country and of larger ranges abroad. Extensive subject of the paper and the limitation in the number of pages made it difficult to describe some of the chapters more thoroughly. Shown examples: MRO (bridge), Painter Street bridge, Antrion Rion bridge, Hanshin Expressway, Showa bridge, Zečeve Drage viaduct, Viaduct Reber, Kovilj overpass. Shown examples: MRO (bridge), Painter Street bridge, Antrion Rion bridge, Hanshin Expressway, Showa bridge, Zečeve Drage viaduct, Viaduct Reber, Kovilj overpass.

Key words: Bridges, Concrete bridges, damage during earthquakes, design, analysis methods, modeling, ductility, performances, detail designing, tie beams.

Adresa autora: Univerzitet u Beogradu, Inovacioni centar Mašinskog fakulteta, Kraljice Marije 16, 11000 Beograd
E-mail: boris.folic@gmail.com

UVOD

Mostovi spadaju u jednostavne, ali veoma osetljive konstrukcije, što uslovljava njihovu seizmičku zaštitu. U tu svrhu, potrebno je obaviti seizmičku analizu, što uslovljava kako adekvatan izbor modela konstrukcije tako i pažljivo oblikovanje detalja da bi se obezbedilo duktilno ponašanje stubova mosta, i ograničila oštećenja putne ploče. Dakle potrebno je ograničiti deformacije ležišta i spojeva, i sprečiti otkaz temelja stubova i temeljnog tla, a u nekim specifičnim uslovima lokacije potrebno je proveriti potencijal likvefakcije (CRR/ CSR¹). Mostovi treba, posle dejstva proračunskog zemljotresa, obezbede bar redukovani saobraćaj, ali najmanje saobraćaj za interventna vozila.

Iskustva oštećenja i rušenja objekata iz prethodnih zemljotresa pokazali su da je konceptualno projektovanje od suštinskog značaja za seizmičku otpornost mostova (Bridge manual, 1997; Duan L., Chen W., 2003). Pod seizmičkim dejstvima delovi konstrukcije dostižu granice popuštanja (yield) pa se na pojedinim lokacijama formiraju plastični zglobovi, koji predstavljaju mesta disipacije seizmičke energije. Za razliku od zgrada, sa nosećim okvirima, kod kojih je poželjno formiranje zglobova, najpre, na krajevima greda, a zatim u podnožju stubova, kod mostova poželjno je da se plastični zglobovi formiraju u stubovima ili delovima temelja pre nego u RK rasponskoj konstrukciji. Zbog toga je od posebnog značaja analiza stubova mosta na seizmička dejstva da bi se dobio što realniji uvid u njihovo ponašanje, naročito pod snažnim seizmičkim dejstvima.

Mostovi su najčešće sastavljeni od relativno malog broja konstrukcijskih elemenata što daje utisak jednostavnosti prognoze njihovog ponašanja kao i da su pogodni za primenu jednostavnih analiza kod njihovog projektovanja. To je opravdano ako se metode analize zasnivaju na pretpostavci da na odgovor konstrukcije utiče samo prvi ton. Ovaj pristup se ograničava na mostove sa regularnom konstrukcijom. Zbog toga je jedan od najvažnijih koraka u projektovanju odrediti regularnost konstrukcije mosta i proceniti kada je moguće koristiti uprošćene metode (Folić, B., Folić R., 2018).

Zbog značaja mostova za funkcionisanje nesmetanog saobraćaja, njihovom projektovanju u seizmičkim područjima, poklanja se velika pažnja. O tome svedoče brze i česte promene u regulativi za projektovanje novih i za pojačavanje postojećih mostova koji su projektovani po starim tehničkim propisima i ako se nalaze na magistralnim saobraćajnicama. U Japanu je bilo nekoliko revizija tehničkih propisa (1996, posle Kobe zemljotresa 1995, zatim 2002, i 2012. g.). I ostale zemlje su posle rušilačkih zemljotresa unapređivale tehničke propise za projektovanje seizmički otpornih mostova, zbog njihovog značaj za odvijanje saobraćaja, naročito kada za prvac na kome se nalazi oštećeni most ne postoje alternativni putevi.

U EN 1998-Deo 2 [EC 8 deo 2] koji se odnosi na seizmičko projektovanje mostova osnovni zahtevi su da se, pri dejstvu proračunskog zemljotresa spreči rušenje (zadrži integritet konstrukcija) i da se minimiziraju oštećenja (da se energija disipira preko sekundarnih komponenti). Sprečavanje rušenja se vezuje za snažne zemljotrese sa velikim povratnim periodom, a manja oštećenja su dopuštena za zemljotrese sa većom verovatnoćom pojave (kraćim povratnim periodom).

Svim fazama projektovanja konstrukcija mostova se posvećuje sve veća pažnja, naročito konceptualnom projektovanju, a pri tome se moraju uvažavati opšti kriterijumi i zahtevi evropskih normi. Zavisno od značaja saobraćajnice na kojoj se gradi most, njegovih konstrukcijskih karakteristika i prirode zemljotresnog dejstva, primenjuju se odgovarajuće metode analize. U mnoštvu radova razmatrane su metode linearnih i nelinearnih analiza. Projektovanju seizmičke otpornosti i primeni različitih načina zaštite konstrukcija mostova od seizmičkog dejstva i projektovanja mostova zasnovano na performansama dato je i u radu (Ger J. and Cheng F. Y., 2012). Pored toga, u nekoliko zemalja ugroženim snažnim zemljotresima mnoge institucije publikovale su preporuke za projektovanje seizmički otpornih mostova na osnovu obimnih istraživanja (Japan code 2000, Japan society of civil engineering, ACT40, FEMA 440, CALTRANS).

U ovom radu sažeto su komentarisane i, donekle upoređene, različite metode projektovanja i analize koje se primenjuju u SAD, zemljama Evropske zajednice EN 1998 deo 1 i 2 i Japanu. Pri tome je akcenat dat na performansama mostova, tj. ponašanju mostova za projektne zemljotrese (seizmičke događaje). Zbog toga je nekoliko poglavlja (pre svega kroz primere) posvećeno seizmičkom projektovanju zasnovanom na performansama, kao veoma aktuelnom pristupu. Šire su analizirane preporuke evropskih normi (EN 1998). Sažeto su prikazani neki detalji kojima se povećava seizmička otpornost mostova, uz neke napomene o integralnim mostovima.

OŠTEĆENJA I PONAŠANJE MOSTOVA U ZEMLJOTRESIMA

Posle snažnih zemljotresa registruju se pregledima i analiziraju oštećenja na mostovima (sistem konstrukcija temelj tlo) i ona su obično znatno veća kod objekata koji su građeni u periodu pre donošenja modernih propisa. Oštećenja mogu varirati u širokim granicama i sa različitim konsekvencama i uticati na redukovano odvijanje saobraćaja, čak i prekid saobraćaja što izaziva velike ekonomske gubitke naročito kada ne postoje alternativne putanje. Zbog toga je bitno proučiti informacije o ponašanju mostova u ranijim zemljotresima. Pri tome se mora imati u vidu da je svaki primer specifičan, zavisno od kvaliteta projektovanja (regularnosti konstrukcije), građenja i ka-

¹ CRR Cyclic Resistance Ratio, CSR Cyclic Stress Ratio. Ciklični koeficijent otpornosti / Ciklični koeficijent napona. FS=CRR/CSR, FS – koeficijent sigurnosti

rakteristika lokacije na kojoj se most nalazi. Veća oštećenja se javljaju u donjoj konstrukciji i temeljima kod mostova u krivini i kosih mostova.

U poprečnom smeru dejstva zemljotresa, u kojem obično učestvuju svi stubovi, plastifikacije istih (PH plastic hinge) može izazvati bitna odstupanja između rezultata dobijenih ekvivalentnom linearnom metodom i stvarnog nelinearnog proračuna (TH time history), za određen skup projektnih akcelorograma (prema EC8). Naglo povećanje broje plastičnih zglobova u stubovima od jednog kraja mosta do drugoga može prouzrokovati dodatnu horizontalnu ekscentričnost. Takođe različit kvaliteta tla po dužini mosta, može da ima značajan uticaj na seizmičko ponašanje konstrukcije, i promenu ekscentriciteta.



Slika 1. Smičući lom, 1971 San Fernando zemljotres, (prema Folić B. I R. 2018)

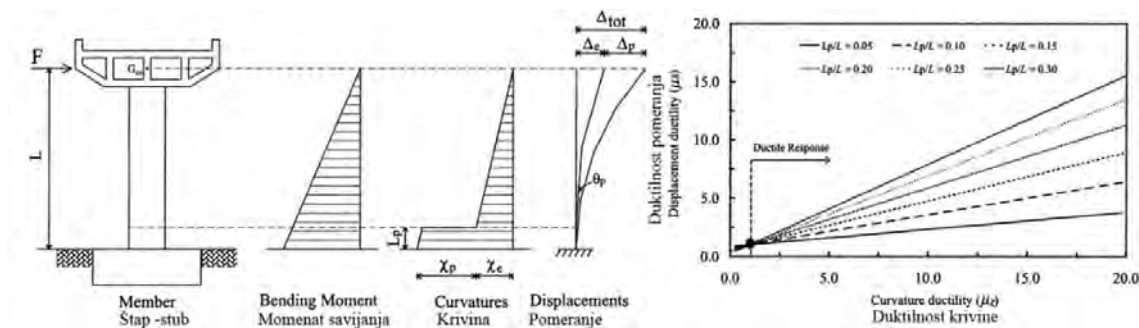
Figure 1. Shear failure, 1971 San Fernando earthquake (after Folić B. I R. 2018)

žno je važno proceniti mogućnost pojave negativnog trenja, zatim likvefakcije na lokaciji mosta i u ostalim slučajevima slabo nosećeg tla na kojem se javljaju velika horizontalna² ili vertikalna pomeranja (u Japanu: Niigata 1964 i Kobe 1995). Javljaju se povratna ali i nepovratna pomeranja tla koja dovode do pomeranja gornjeg stroja (raspanske konstrukcije), a u slučaju prosto oslonjenih nosača i do rušenja zbog ispadanja nosača iz ležišta, naročito kod starijih mostova sa malom dužinama naleganja. Kod kosih mostova dolazilo je do sudara elemenata raspanske konstrukcije i obalnih stubova. U takvim slučajevima javlja se rotacija mosta oko vertikalne ose (Duan, L., Chen, W. F. 2003). Mostovi u krivini imaju nesimetrični odgovor slično kosim mostovima.



Slika 2. Higashi-Nada vijadukt, rušenje 1995 Kobe zemljotres, (prema Duan L., Li F. 2000)

Figure 2. Higashi-Nada 1995 Kobe earthquake Hyogoken-Nambu (after Duan L., Li F. 2000)



Slika 3. Vezu između lokalne i globalne duktilnosti za konzolni sistem: Slobodan stub i dijagram pomeranja, promena duktilnosti pomeranja u funkciji odnosa dužine plastičnog zgloba i visine stuba. (Elnasai A., Di Sarno L. 2008)

Figure 3. Relationship between local and global ductility for cantilever systems: free body and deflection diagrams (left) and variation of displacement ductility as a function of geometric layout (right) (Elnasai A., Di Sarno L. 2008)

Česta su ispadanja mostova iz ležišta (zemljotres Niigata, 1964. i drugi) i oštećenja u oblasti dilatacionih sprava. Zbog gubitka oslonca dolazi do rušenja raspanske konstrukcije (gornjeg stroja), slike 16 i 17. Uticaj lokalnih uslova tla je naročito značajan na nehomogenom tlu, tj. kada se svojstva bitno menjaju po dužini mosta. Pose-

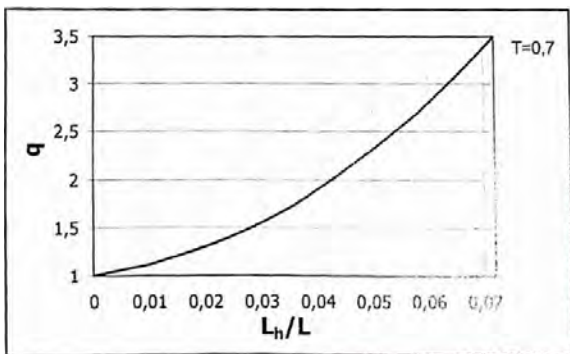
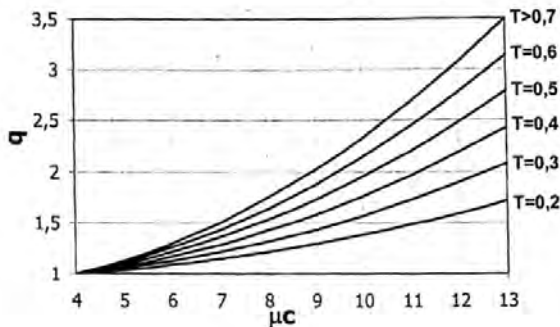
Oštećenja donje konstrukcije su veoma specifična za konstrukcije mostova (slike 1 i 2). Pri velikim neelastičnim deformacijama karakterističnim za jake zemljotrese uzrok rušenja stubova i mostova su neadekvatno oblikovani detalji mala količina poprečne armature, tj. slabo utezanja betona stuba (lom smicanjem, sidrenjem ili lošim nastavcima armature). Za sprečavanje ove vrste

² Lateral spreading, bočno širenje tla se javlja kod likvefakcije, kada se tlo ponaša kao teška tečnost, a već kod nagiba tla od 3°, ponekad i manjeg.

loma u novijim propisima se zahteva gusto postavljanje poprečne armature. Posebno je kritičan efekat kratkog stuba koji izaziva smičući lom (slika 1). U zemljotresu 1995. (Hyogo-ken Nambu poznatiji kao Kobe) mnoštvo AB konstrukcija naročito na autoputevima i železničkim prugama su teško oštećeni (slika 2). Nasuprot tome temelji na šipovima koji nose gornju konstrukciju su relativno manje oštećeni sem kada su temelji izloženi bočnom tečenju okolnog tla (ili nepovoljnoj interakciji).

Gotovo da je nemoguće razmatrati oštećenja konstrukcija bez analize pojave plastičnih zglobova, pa je na slici 3 prikazan uticaj istog na dijagrame moneta, krivine i pomeranja.

Uticaj plastičnog zgloba u stubu nema uticaja na grafik momenta savijanja (neposredno pre pojave plastičnog zgloba) ali pravi značajan skok u dijagramu krivine i pomeranja (slika 3).



Slika 4. a) Veza faktora ponašanja q i duktilnosti preseka μ_c u zglobu za različite periode oscilovanja mosta b) Veza faktora ponašanja i odnosa dužine plastičnog zgloba i visine stuba (Radić J. i dr, 2005)

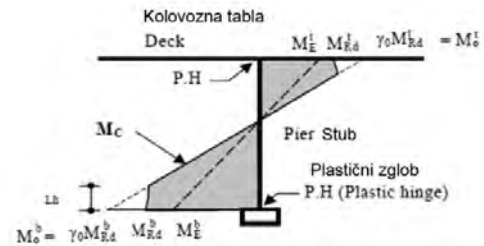
Figure 4. a) Relationship factor of behaviour in plastic hinge for different period vibration of bridge b) Relationship factor of behaviour vs plastic hinge length and column high (Radić J. et al., 2005)

PLASTIČNI ZGLOBOVI PREMA EC8 DEO 2

Kod seizmičkog proračuna stubova treba razlikovati zone unutar i van plastičnog zgloba, takođe i proveru nosivosti na savijanje i smicanje. Kod određivanja uticaja pojave plastičnog zgloba neophodno je proceniti njegovu veličinu u odnosu na elemente konstrukcije, odnosno dužinu kod greda ili visinu kod stubova. Postoje različite

formule za proračun dužine plastičnog zgloba, nekoliko je dato u EC8 deo 5. Jedan od načina određivanja dužine plastičnog zgloba je da je to dužina od max (momenta) M do mesta kada M opadne za 20 % (slika 5). Ako je normalna sila $0,3 < \eta_k \leq 0,6$, tada dužinu plastičnog zgloba treba povećati za 50%.

U EC8 dat je niz formula za proračun plastičnog zgloba, međutim proverava uticaja u plastičnom zglobu i van njega (kao što je pritisnuta dijagonala i smicanje) mora se uskladiti i sa EC2, jer su mnoge oznake unapredene.



Slika 5. Moment nosivosti M_c za stub sa plastičnim zglobom.

Figure 5. Strength moment M_c for column with plastic hinge.

Moment povećane granične nosivosti M_o (overstrength) u plastičnom zglobu stuba

$$M_o = \gamma_o M_{Rd} \quad (1)$$

Faktor povećanja granične nosivosti:

$$\gamma_o = 0.7 + 0.2q \quad (2)$$

q – relativni faktor ponašanja
Normalizovana aksijalna sila

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_c f_{ck}) > 0.1 \rightarrow$$

$$\gamma_o = [1 + 2(\eta_k - 0.1)^2](0.7 + 0.2q) \quad (3)$$

N_{Ed} – vrednost aksijalne sile u plastičnom zglobu koja odgovara proračunskoj seizmičkoj kombinaciji (+ pritisak)

A_c – površina poprečnog preseka

f_{ck} – karakteristična čvrstoća betona

UTICAJI DRUGOG REDA (EC8 deo 2 odredba 5.3)

$\Delta M = 0.5(1+q)d_{Ed}N_{Ed}$ - povećanje momenta usled efekta drugog reda (4)

N_{Ed} - aksijalna sila u duktilnom elementu iz seizmičke proračunske situacije

d_{Ed} - relativni poprečno pomeranje krajeva duktilnog elementa iz seizmičke proračunske situacije

PRORAČUNSKA SEIZMIČKA KOMBINACIJA

Kombinacija dejstava prema proračunskoj seizmičkoj situaciji G_k "+" P_k "+" A_{Ed} "+" $\psi_{21}Q_{1k}$

MASE (EC8 deo 2 odredba 4.1.2)

Kvazi-stalne vrednosti promenjivih dejstava $\psi_{21} Q_{1k}$
 Za raspodeljeno opterećenje koriste se sledeće vrednosti:

Mostovi sa normalnim saobraćajem i pešački mostovi $\psi_{21} = 0$

Mostovi sa intenzivnom saobraćajem, drumski (gradski) $\psi_{21} = 0.2$

KONSTRUKCIJE SA OGRANIČENIM DUKTILNIM PONAŠANJEM (EC8 deo 2 odredba 5.6.2)

KONSTRUKCIJE SA DUKTILNIM PONAŠANJEM (EC8 deo 2 odredba 5.6.3)

Nosivost pri savijanju preseka u plastičnim zglobovima

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

NOSIVOST PRI SMICANJU ELEMENATA U PLASTIČNIM ZGLOBOVIMA

Dokaz dijagonalnog pritiska

$$V_C < V_{Rdc} \quad (5)$$

$$V_{Rdc} = 0.275 \cdot v \cdot f_{ck} \cdot b_{wc} \cdot d_c \quad (6)$$

V_{Rdc} - čvrstoća pri smicanju = čvrstoća betona na pritisak nakon degradacije od zemljotresa

$$v = 0.7 - f_{ck} / 200 \geq 0.5 \quad (7)$$

Dokaz smičuće armature

$$V_C \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (8)$$

$$V_{cde} = 0.0 \quad \eta_k \leq 0.1 \quad (9)$$

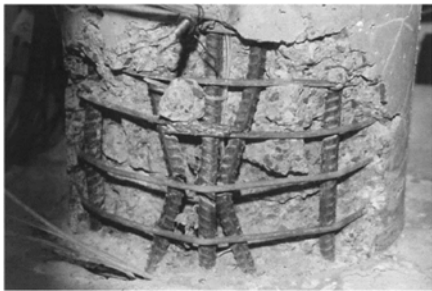
$$V_{cde} = 2.5 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_{wc} \cdot d_c \quad \eta_k > 0.1 \quad (10)$$

$$\eta_k = N_{Ed} / (A_{cc} \cdot f_{ck}) \quad (11)$$

$A_{cc} = \pi D_{sp}^2 / 4$ – površina kod kružnog stuba sa prečnikom spirale D_{sp}

Dalje proračune vidi EC2 deo8, deo1, EC2 ili (Radić i dr 2005) i sl.

Na slici 6e prikazan je slom usled gubitka prijanjanja spoja beton-armatura odnosno slom usled izvlačenja nastavljene armature iz temelja, na slici 6f prikazan je poprečni presek na mestu nastavka armature kružnog stuba. Na slici 6f d_b – je oznaka za prečnik podužne šipke,



a) Izvijanje podužne armature.
 a) Buckling of longitudinal reinforcement.



b) Slom pritisnutog utegnutoh betona, tokom loma uzengija.
 b) Compression failure of confined concrete.



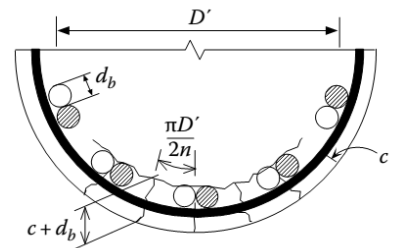
c) Smičući lom stuba, usled graničnog duktilnog ponašanja.
 c) Column shear failure



d) Pukotine na čvoru spoja greda-stub.
 d) Cracking of beam-column connection.



e) Slom usled izvlačenja nastavljene armature iz temelja.
 e) Lap-splice failure.



f) Poprečni presek na mestu nastavka armature kružnog stuba
 f) Splice failure of longitudinal reinforcement

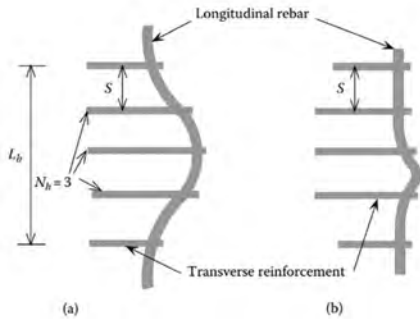
Slika 6. Oblici loma armiranobetonskog stuba (Ger J. and Cheng F. Y., 2012)

Figure 6. Reinforcement concrete column failure modes (Ger J. i Cheng F. Y., 2012)

n – ukupan broj podužnih šipki koji se nastavlja i prikazane su linije (površine) loma u zoni platičnog zgloba.

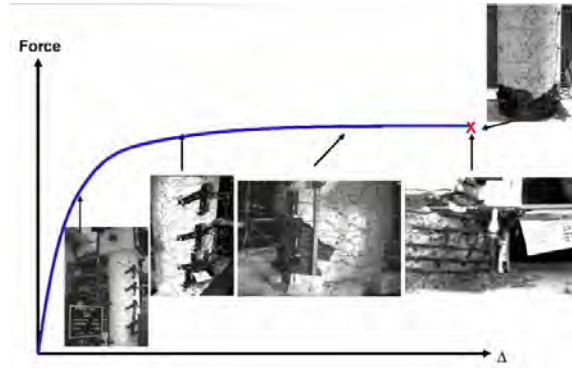
p – predstavlja obim pukotina za svaki nastavljen par podužnih šipki, koji se definiše kao:

$$p = (\pi D' / 2n) + 2(d_b + c) \leq (2\sqrt{2}) \cdot (d_b + c) \quad (13)$$



Slika 7. Izvijanje podužne čelične armature: a) globalno izvijanja b) lokalno izvijanje (Ger J. and Cheng F. Y., 2012)

Figure 7. Buckling of longitudinal reinforcing steel: (a) global buckling and (b) local buckling. (Ger J. and Cheng F. Y., 2012)



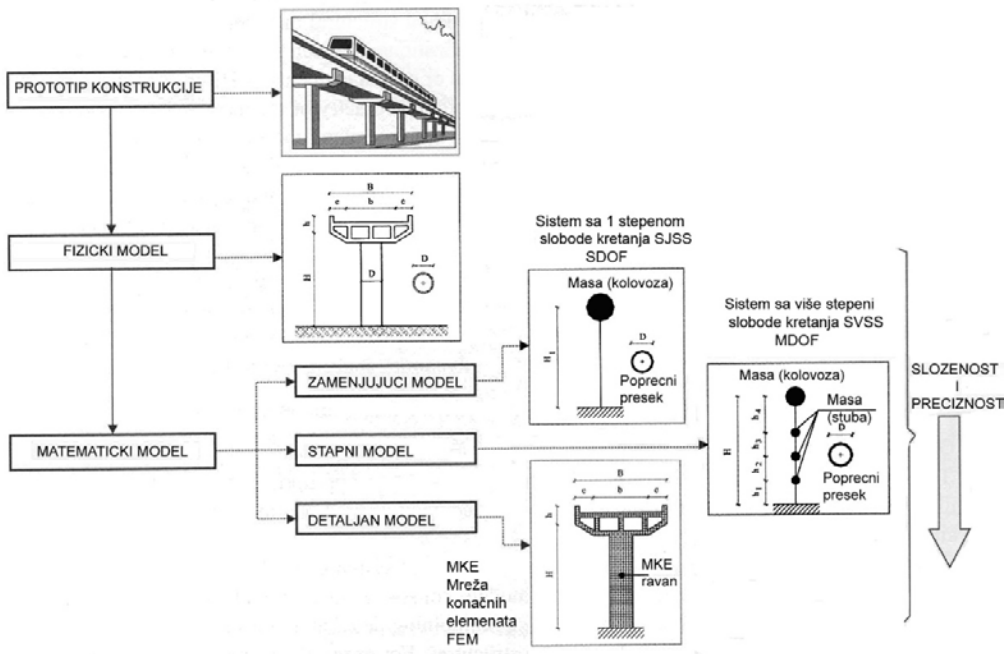
Slika 8. Razvoj pušover krive i prateći oblici loma stuba. (Prema Imbsen R. A. 2007)

Figure 8. Development pushover curve and fallow shapes failure of column. (After Imbsen R. A. 2007)

NIVO MODELOVANJA KONSTRUKCIJE RAZLIČITOG STEPENA SLOŽENOSTI

Kod modelovanja konstrukcija na statičko i dinamičko opterećenje, mogu se upotrebiti sistemi različitog stepena složenosti, u zavisnosti od nivoa projektovanja, značaja objekta ili problematike fundiranja istog. Složenije metode analize su u vremenskom TH (Time history) i frekventnom domenu. Pojednostavljene i nelinearne metode proračuna betonskih mostova mogu se videti (prema Isaković T., Fischinger M., 2009. i 2010).

Na slici 9 su prikazani nivoi modelovanja konstrukcije, prema različitom stepenu složenosti.



Slika 9. Nivo modelovanja konstrukcije različitog stepena složenosti za seizmičku analizu, prilagođeno prema (prema Elnashai A., Di Sarno L., 2008).

Figure 9. Levels of structural modelling for earthquake response analysis. adaptable (after Elnashai A., Di Sarno L., 2008)

UTICAJ DINAMIČKE INTERAKCIJE SISTEMA KONSTRUKCIJA-ŠIPOVI-TLO

SVOJSTVENI PERIOD SLOJA TLA NA OSNOVNOJ STENI

Za homogeni sloj na steni debljine H , sa brzinom smičućih talasa V_s , svojstveni periodi oscilacija imaju vrednost (Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design 2000, Dowrick, 1978):

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \text{ za } n=1,2,\dots \quad (14)$$

Prvi svojstveni ton sloja tla na slici 7, dole je:

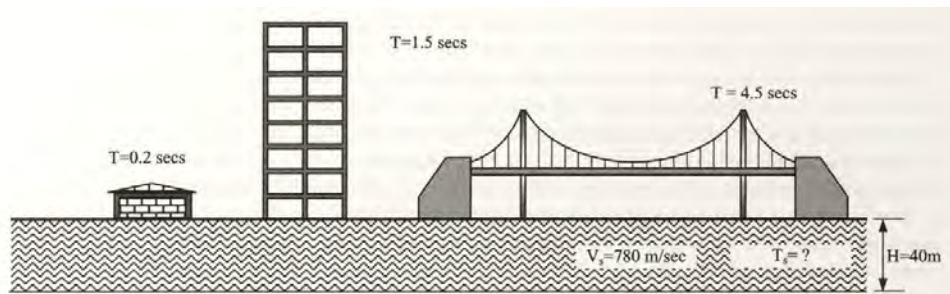
$$T_1 = \frac{4 \cdot 40}{780} = 0.205 \text{ sec} \quad (15)$$

tada nastupa rezonancija. O načinu proračuna ekvivalentne krutosti spregnutih opruga (redno ili paralelno) biće reči kasnije.

Na slici 11 c amplituda vibracija konstrukcije se smanjuje u odnosu na amplitudu pobude i u protivfazi je (kasni za π u odnosu na tlo). Dakle kod značajnih konstrukcija neophodno je uzeti u obzir uticaje interakcije sa tlom, odnosno konstrukciju, temelje i tlo posmatrati kao jedinstven sistem.

Kada se uzima uticaj fleksibilnosti podloge usled smicanja i ljuljanja, na odziv sistema, primenjuju se sledeći obrasci za frekvenciju i period.

$$\frac{1}{f_{\text{sys}}^2} = \frac{1}{f_1^2} + \frac{1}{f_H^2} + \frac{1}{f_R^2} \text{ ili recipročno}$$

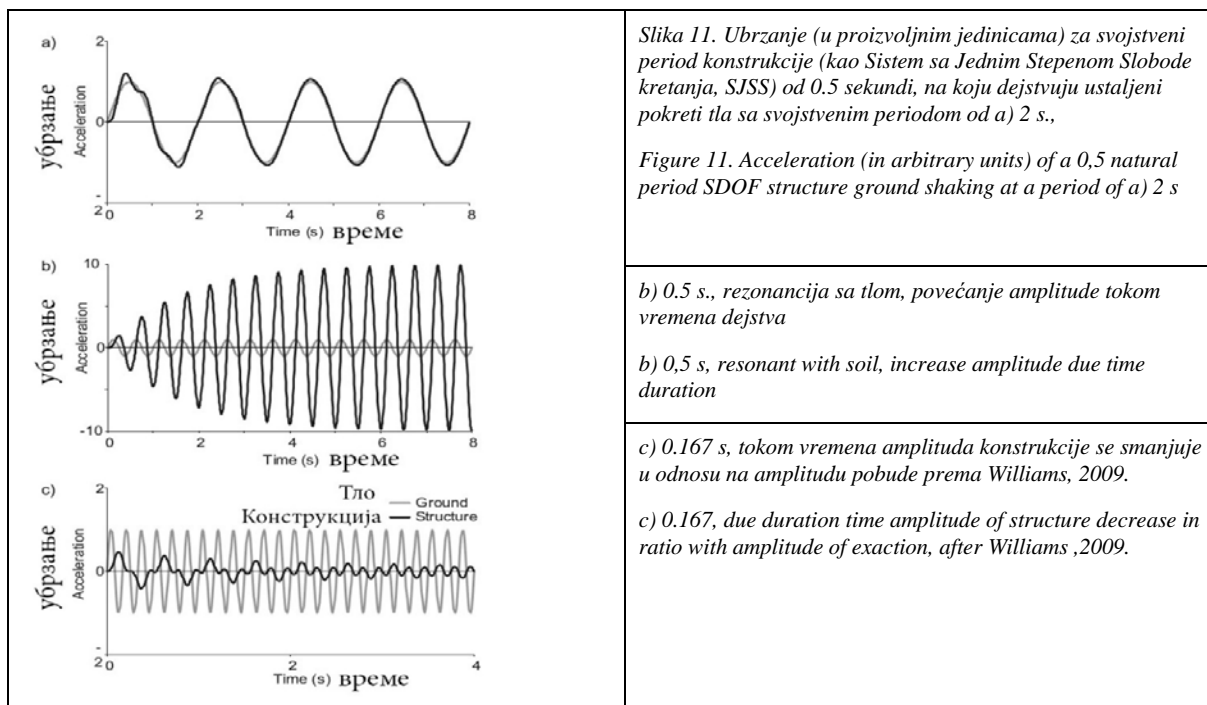


Slika 10. Konstruktivni sistemi sa različitim svojstvenim periodima vibracija.

Figure 10. Construction system with different eigenvalues periods of vibration.

U slučaju da se svojstvena frekvencija tla i pobude ili svojstvena frekvencija konstrukcije i pobude poklope

$$T_{\text{sys}}^2 = T_1^2 + T_H^2 + T_R^2 \quad (16)$$



dok se prigušenje sistema računa kao:

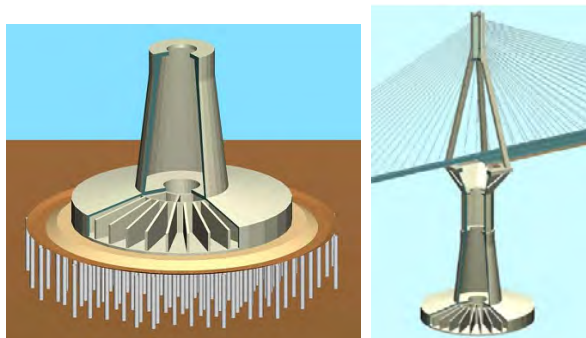
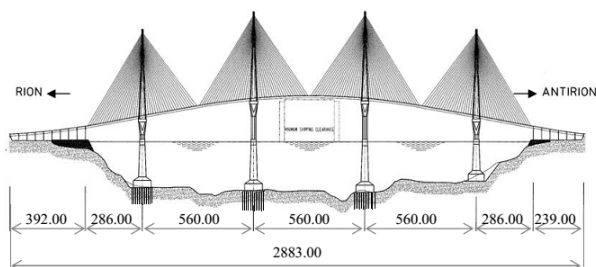
$$h_e = h_l \left(\frac{T_l}{T_e} \right)^3 + h_H \left(\frac{T_H}{T_e} \right)^3 + h_R \left(\frac{T_R}{T_e} \right)^3 \quad (17)$$

Gde f_H i f_R predstavljaju horizontalne (frekvencije) i frekvencije ljuľanja krute zgrade na fleksibilnom zemljištu. Za objekte na fleksibilnom zemljištu, energija relativnog odgovora je koncentrisana oko frekvencija sistema tlo-konstrukcija, koji se razlikuju od frekvencije zgrade na fiksnoj bazi f_l (krutom temelju). Tada je usled sprezanja f_{sys} najniža frekvencija.

Odnos bliskog polje tla (near-field) i daljeg polje (far field) tla, uobičajeno predstavlja transfer funkciju (prenosa), ali se u literaturi ređe može naći i kao pojam koji bukvalno definiše uticaj udaljenosti izvora zemljotresa. Blisko polje tla se daje usled nekog uticaja zemljotresa: pomeranja, brzina, ubrzanja, itd. (near-field), i daljeg polje tla (far field), za iste uticaje.

NEKI KARAKTERISTIČNI MODELI KONSTRUKCIJE MOSTOVA I TLA

MOST RION-ANTIRION



Slika 12. Gore Izgled mosta. Dole levo Ukljućevanje šipovima ojaćanog tla. Desno renderovan izgled koncepta pilona. (Prema Combault 2011).

Figure 12. Up Bridge Elevation. Left down Inclusions piles reinforcing the soil. Right Rendering view of the Pylon Concept. (After Combault 2011).

Most Rion-Antirion se nalazi u Korintskom zalivu, koji je seizmički aktivno područje. To je zahtevalo specijalnu izradu AB pilona. AB piloni su izvedeni kao AB

kesoni, koji su izbetonirani blizu obale a zatim prevučeni na predviđena mesta, i potopljeni. Piloni se oslanjanju na šljunčane jastuke (kao seizmička pokretna ležišta), koji su izvedeni na tlu ojaćanom sa čeličnim šipovima.

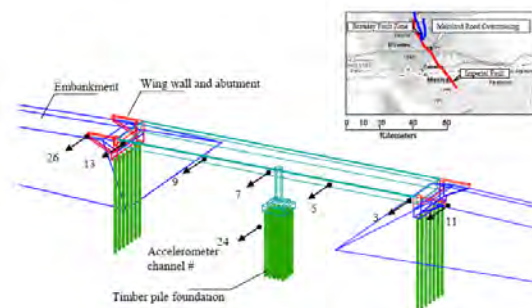
Most je čelični sa kosim kablovima, oslonjen na AB pilone. Raspon između pilona iznosi 560 m. Ukupna dužina mosta je 2252 m, odnosno 2883m. Od 4 pilona 3 su fundirani na šipovima. Svaki od pilona je ojaćan sa 150 do 200 cevastih čeličnih šipova, prećnika 2m, dužine između 20 i 30 m.

Pilon je ukupne visine 230m, i zahvaljujući šljunčanom jastuku može da izdrži zahtevana pomeranja od 36 cm, mada je maksimalno projektovano pomeranje 90 cm. Do 10 cm pomeranja ponašanje je elastično.

MRO VIJADUKT

MRO natputnjak se nalazi u SAD blizu raseda Imperial Valej. Most se sastoji od dva raspona od prednapregnutih greda – roštiljnih ploća.

MRO most je instrumentalizovan sa 26 akcelerometra 1978, i sa još 6 instrumenta 1992. 12 instrumenata postavljeno je u redu u dno rupa, za osmatranje prostiranja talasa iz dubokih slojeva tla ka površini. Most se sastoji od dva raspona od prednapregnutih greda – roštiljnih ploća. Upornjak je postavljan na nasipu, a svaki upornjak je oslonjen na po sedam (drvenih) šipova. Centralni stub je prećnika 1,5m, a visine od vrha šipova je 7,9m. Temelj stuba je oslonjen na 25 drvenih šipova, na rastojenju 0,91m.

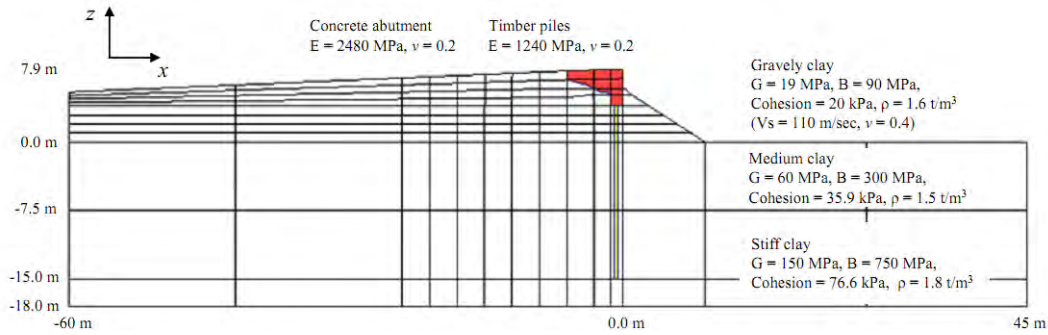


Slika 13. Konfiguracija MRO mosta (natputnjaka) prema Kwon O-S., Elnashai A. S. 2006

Figure 13. The configuration of MRO bridge (overcrossing) after Kwon O-S., Elnashai A. S. 2006

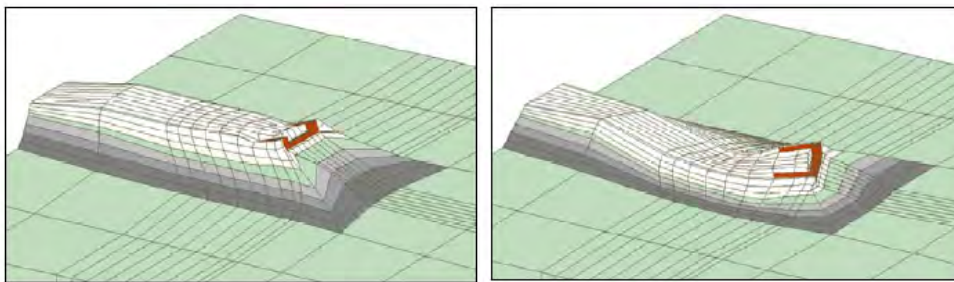
Slojevi gline se nalaze od 0 do 2,7 m, zatim od 6 do 10,7 m, i nakon 15m od nivoa (kosine) tla. Za svaki sloj gline određena je kohezija od 35,9 kPa, 76,6 kPa, i 86,2 kPa respektivno.

Na osnovu ovih vrednosti izabran je modul smicanja od 60,000 kPa, 150,000 kPa, i 150,000 kPa, za svaki sloj gline pojedinačno, respektivno, prema Yang et al. (2005). Poasonov koeficijent slojeva gline je usvojen kao vrednost od 0.4. Ostali međuslojevi su prašinst pesak sa uglom unutrašnjeg trenja od 32 do 33 stepena i relativnom zbijenošću od 45 ~ 52%. Svi slojevi bez kohezije su u rangu srednjeg peska.



Slika 14. Model konačnih elemenata nasipa, oporca i oslonjenih šipova prema Kwon S., Elnashai A.2006

Figure 14. Finite element model of embankment, abutment and supporting piles. after Kwon S., Elnashai A.2006



Slika 15. Svojtstveni oblici i periodi nasipa (pristupnog puta) podužni i porečni (prema Kwon S., Elnashai A.2006)

Figure 15. Mode shapes and periods of embankments, longitudinal and transverse, (after Kwon S., Elnashai A.2006)

Iz obrade početne krutosti, poprečna krutost nasipa je 741 MN/m. Oporac je oslonjen na 7 drvenih šipova. Sračunavanjem unazad određena je pripadajuća masa tla, za transversalni ton, koja sadejstvuje sa (vibracijama na) krilnim zidom, tokom zemljotresa:

$$M = kT^2 / (4\pi^2) = 1848 \text{ tona} \sim 1850t; \quad (18)$$

za transversalni ton

$$M = kT^2 / (4\pi^2) = 741 * 10^6 \text{ N/m} * 0,319^2 \text{ sec}^2 / (4 * 3,14159)^2 = 1910 \text{ t}; \text{ za podužni ton.} \quad (19)$$

Materijal koji se koristi za nasip je u zbijenom stanju, njegova svojstva su: zapremiska masa $\rho_s = 1600 \text{ kg/m}^3$ a smičuća brzina talasa u tlu $V_s = 110 \text{ m/sec}$. Te vrednosti daju smičući modul $G = 19,4 \text{ MPa}$, za meku glinu. Dimenzije modela tlo-vijadukt na koje je isti oslonjen je 124 m sa 105 m u osnovi i dubine 18 m. Tlo na mestu šipova srednjeg stuba su modelovani u cilindru prečnika 48 m što je 10,5 veće nego dimenzije naglavne grede, a dubina mediuma tla je 17 m Analiza svojstvenih oblika modela nasipa, dala je prvi podužni i transversalni svojstveni ton. Prvi ton je u longitudinalnom pravcu sa periodom od 0,319 sec. Drugi ton je u transversalnom pravcu (u odnosu na osu mosta) sa periodom od 0,314 sec (slika 15).

Kada se ispituje prostiranje talasa kroz sistem konstrukcija-šip-tlo, postoje tri ključna problema koje treba uvažavati: prvo, ukupna veličina modela kako bi se pravilno obuhvatila interakcija sa tlom, drugo maksimalna

veličina svakog KE konačnog elementa, ponaosob, kako ne bi došlo do nerelativnih efekata rezonancije talasa u KE, i treće problem graničnih elemenata na kraju modela, kojim se obezbeđuje da ne dođe do odbijanja ili prelamanja talasa. Ovo se često rešava viskoznom granicom, koja praktično upije ("propusti") talas. Optimalno je izabrati maksimalne dimenzije KE reda veličine oko četvrtine najkraće talasne dužine. Odabir manje vrednosti značajno povećava broj jednačina koje treba rešavati, pa model sistema postaje neefikasan, zbog nepotrebnog produženja vremena rada kompjutera. Moguća rešenja ovog problema mogu se prikazati i u frekventnom i u vremenskom domenu (Schnabel, Lysmer et al., 1972). Frekventna analiza 3D graničnih elemenata oporaca preko bezdimenzionalne dinamičke krutosti (impedance) obrađena je u radu Martinez at all 1996.

Dimenzije modela i udaljenost granice konačnih elemenata od objekta, na modelu sa sistemom tlo-temelj šip-konstrukcija (Petronijević M., Schmid G., 2007), prilagođeno za šipove:

D – Širina temeljne konstrukcije
Horizontalna granica, treba da se nalazi na dubini,
 $H = (1 \div 2) D$
Vertikalna granica $L = (2 \div 2.5) H$
Maksimalna veličina konačnog elementa

$$h_{\max} = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{8} \right) \frac{c_s}{f_{\max}}, \text{ gde je} \quad (20)$$

c_S – brzina smičućih talasa. h_{\max} mora biti manje od četvrtine do 1/8 talasne dužina smičućih talasa.

f_{\max} – maksimalna frekvencija koja se analizira na modelu, obično 20 do 30 Hz, a ređe 40 Hz. Ukoliko je viša frekvencija koja se ispituje utoliko je manja dimenzija konačnog elementa.

Prigušenje (kao koeficijent u odnosu na kritično prigušenje) u konstrukciji je obično oko 2 do 5 %. Prigušenje u tlu je oko 5 do 20 %. Rejljevim (modalnim) prigušenjem ne može se predstaviti različito prigušenje po elementima konstrukcije i tla.

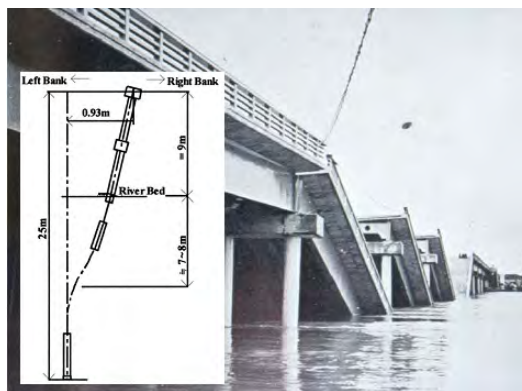
Kružna frekvencija $\omega = 2\pi/T$; Talasni broj $k = 2\pi/\lambda$; Brzina talasa $v = \lambda/T = \omega/k$, Ako je k kompleksan broj, onda se talasna dužina λ izračunava za realan deo k .



Slika 16.. Autoput 1 Natputnjaka Struve Slough blizu Watsonville srušio se tokom Loma Pijeta zemljotresa 1989, sa probijanjem putne ploče šipovima. Foriranje zazora-otvora oko 1 od šipova. Prema Meymond 1998.

Figure 16. Highway 1 Crossing Struve Slough near Watsonville Collapsed during the 1989 Loma Prieta Earthquake, with Pile Punching through Deck. Formation of Gap Adjacent to One of the Piles Supporting the Collapsed Struve Slough Crossing during the 1989 Loma Prieta Earthquake. After Meymand 1998.

ŠOVA MOST (SHOWA BRIDGE)



Slika 17. Rušenje čelilnih šipova Šova mosta (prema Jošida i dr. 2007)

Figure 17. Damage to steel piles of Pier 4 of Showa Bridge (after Yasuda at all. 2007)

Šova most, se srušio tokom zemljotresa Niigata 1964, u Japanu, ali je rušenje započelo tek oko 60 (Meymand 1998) do 70 sekundi (Yasuda 2007) nakon glavnog udara, i trajalo je oko 17 sekundi. Usled likvefakcije došlo je do znatnog pomeranja čeličnih šipova (nekoliko dm, skoro 1m) i ispadanja rasponskih konstrukcija iz ležišta. Usled likvefakcije često dolazi do pojave horizontalnog širenja tla, kada se potopljen pesak ponaša kao teška tečnost, tako da je to jedan od mogućih uzroka rušenja, kod likvefakcije. Kod ovog mosta horizontalnog širenja tla se moglo dogoditi čak 100 do 200 m uzvodno.

RUŠENJA HIGAŠI NADA VIJADUKTA TOKOM ZEMLJOTRESA KOBE 1995

Vijadukt je sagrađen 1969. godine, i tokom zemljotresa 1995. došlo je do rušenja 18 raspona u ukupnoj dužini od 630m. Na slikama 18 i 19 prikazan je uticaj interakcije zemljotresa na sistem konstrukcija-šipovi-tlo (ITŠK engl. SPSI Soli pile structure interaction) bez koje nije moguće objasniti rušenje ovog vijadukta. Na slikama 18, 19 i 20 data su kratka objašnjenja uzroka rušenja Higaši Nada vijadukta autoputa, tokom zemljotresa Kobe 1995, u Japanu.

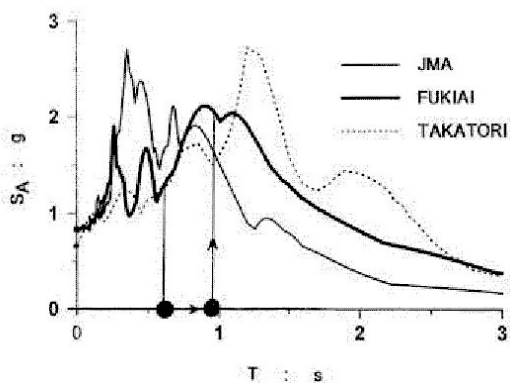
Na slici 18, dat je spektar odgovora za tri različite debljine sloja depozita u okolini autoputa. Ispitane su stvarne reprezentativne pobude koji imaju sasvim različite frekventne karakteristike:

- JMA vršna vrednost ubrzanja tla iznosi 0,83g, radi se o relativno krutoj formaciji tla debljine 10-15 m.

- FUKIAI vršna vrednost ubrzanja tla iznosi 0,85g, i radi se o relativno mekom i dubljem sloju aluvijalnog depozita tla, debljine oko 70 m

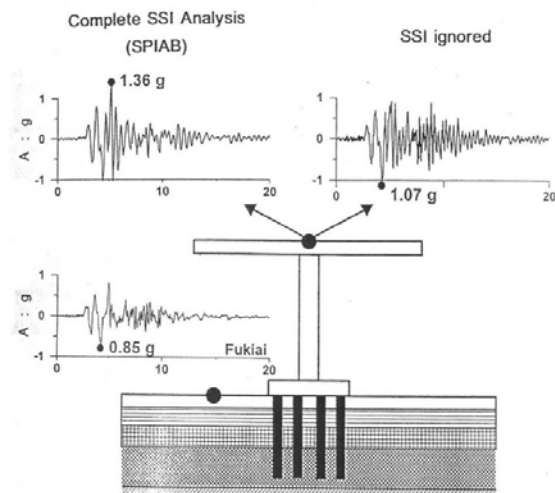
- TAKATORI vršna vrednost ubrzanja tla iznosi 0,65g, i radi se o relativno mekom i dubljem sloju aluvijalnog depozita tla, debljine oko 80 m

- JMA spektar opada počevši od perioda od 0,5 ka 1 sekund pa na dalje, dok za ovaj slučaj interakcije FUKIAI i TAKATORI spektar, u ovom intervalu perioda, imaju značajna povećanja odgovora.



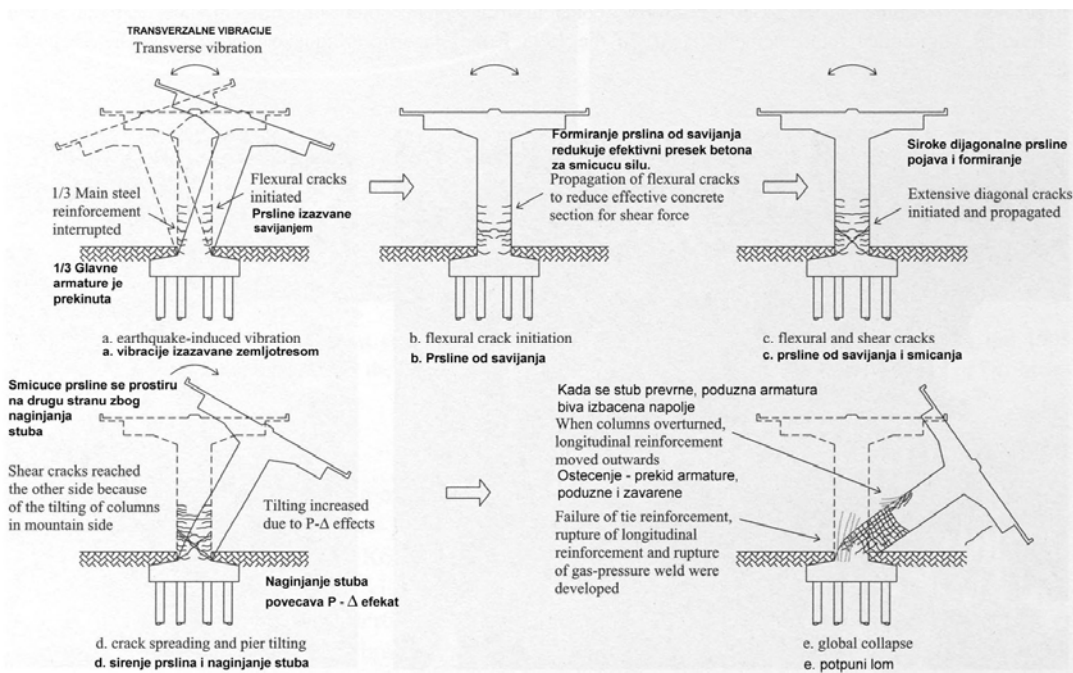
Slika 18. Spektar odgovora srušenog dela Hanšin Autoputa Higashi-Nada vijadukt (Meymand 1998).

Figure 18 Response spectra fall Hanshin express way Higashi-Nada (Meymand 1998).



Slika 19. Efekat dinamičke ITŠK na odgovore ubrzanja Hanšin Autoputa, Kobe 1995. (prema Gazetas i Mylonakis 1998).

Figure 19. Effect of dynamic SPSI on the acceleration response of Hanshin Expressway, Kobe 1995 (after Gazetas and Mylonakis 1998)



Slika 20. Lom savijanjem iznad osnove stuba Hanšin autoputa, tokom preuranjenog prekida podužne armature i nedostataka utezanja uzengijama Kobe zemljotres 1995 (Japan). (prema Elnashai A., Di Sarno L., 2008).

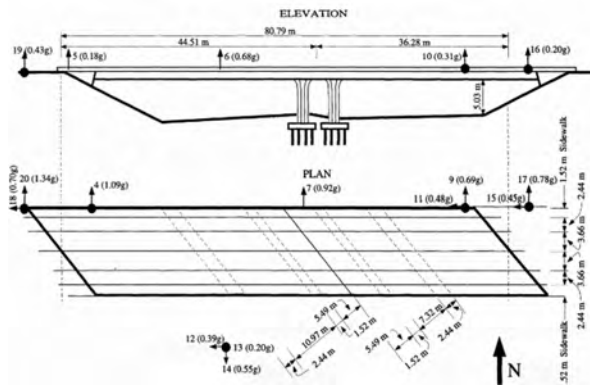
Figure 20. Flexural failure above column base of column Hanshin expressway, due to premature termination of longitudinal reinforcement and inadequate confinement in Kobe earthquake 1995. (after Elnashai, Di Sarno., 2008).

Do povećanja perioda seizmičkog odgovora sistema most-stub-šipovi, došlo je pre svega jer površinski sloj tla debljine ~3,5m, ima izrazito meke karakteristike (SPT, N od 5 do 20 udaraca).

U prvoj aproksimaciji određena je najverovatnija vrednost ubrzanja od 1.4g, koja značajno zavisi od prigušenja. Prema Elnashai i Di Sarno 2008, do sloma je došlo usled nezadovoljavajuće duktilnosti odnosno nedostatka

smičuće armature u stubovima. Na slikama 18 i 19 prikazani su efekti interakcije tla, šipova i konstrukcije (ITŠK), na spektar odgovora. Uzimajući u obzir kod određivanja zahtevane duktilnosti stuba, pravilo izjednačavanja pomeranja, zahtevana vrednost duktilnosti stuba iznosi oko 2. Usled nedostatka potrebnih uzengija, zahtevana duktilnost je veća od odgovarajućeg kapaciteta duktilnosti stuba.

MOST PAINTER STREET (PAINTER STREET BRIDGE)



Slika 21. Izgled i osnova Painter Street mosta sa lokacijama akcelorograma i vrednostima snimljenog vršnog ubrzanja (Prema Badoni D., i Makris N. 1997)

Figure 21. Elevation and plan view of Painter Street Bridge showing locations of accelerometers (values in parentheses indicate PRA peak recorded acceleration at that location). (After Badoni D., and Makris N. 1997)

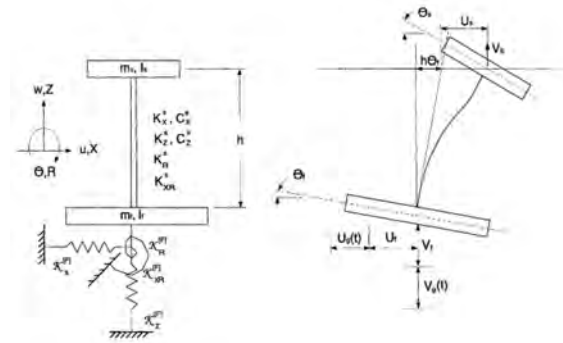
Most Painter Street, je lociran blizu (reke) Rio Del u severnoj Kaliforniji, to je kontinualan dvorasponski (beton liven na licu mesta) naknadno prednapregnut betonski gredni sandučast most. To je tipičan betonski most konstruisan 1973, sa dva raspona i četiri trake autoputa. Konstrukcija ima jedan raspon od 44.5 m i jedan raspon od 36.3 m. Širine je 15.8 m. Dva krajnja (bočna stuba kao) dvostubna „remenata“ je zakošena za 39 stepeni. Stubovi su približne visine 6.0 m. „Remenata“ je oslonjena na dve grupe šipova, od kojih se svaka sastoji od 20 (4x5) pobijenih betonskih lebdećih šipova. U izgledu i osnovi Painter Street mosta prikazane su lokacije (mesta) akcelorometara, (prema Badoni D., Makris N. 1997) na slici 21.

Na mostu Painter Street su postavljeni instrumenti, 1977 preko Kalifornijskog odeljenja rudarstva i geologije (California Division of Mines and Geology). Pojedini zemljotresi od 1980 do 1987, rangirani su od magnitude 4.4 M_L do 6.9 M_L , imaju za proizvod značajne akcelorograme, vršne vrednosti koje su koristili kasniji istraživači na proračunskim modelima.

Ovde se dalje daju elementi matrice krutosti, koji se koriste kod formiranja (dinamičke) impedance.

Za svaki oslonac, interakcija tlo-zid je modelovana preko samostalne (izdvojene) stvarne vrednosti transverzalne opruge, krutosti su preračunate unazad, na osnovu

izmerenog osnovnog svojstvenog transverznog perioda $T \approx 0.30$ sekunda, u horizontalnim vibracijama.



Slika 22. Idealizacija sistema tlo-šip temelj –gornja konstrukcija za analizu odgovora Painter Street mosta

Figure 22. Soil-pile foundation-superstructure system idealization for the Painter Street Bridge response analysis.

Svojstveni periodi odnosno, svojstvene kružne frekvencije gornje konstrukcije i prigušenja su:

$$\begin{aligned} \Omega_{Xs} &= \left(\frac{K_X^s}{m_s} \right)^{1/2} & \Omega_{Zs} &= \left(\frac{K_Z^s}{m_s} \right)^{1/2} \\ \Omega_{Rs} &= \left(\frac{K_R^s}{m_s h^2} \right)^{1/2} & \Omega_{XR_s} &= \left(\frac{K_{XR}^s}{m_s h} \right)^{1/2} \\ \xi_{Xs} &= \frac{C_X^s}{2m_s \Omega_{Xs}} & \xi_{Zs} &= \frac{C_Z^s}{2m_s \Omega_{Zs}} \end{aligned} \quad (21)$$

Respektivno je data horizontalna, vertikalna, obrtna, spregnuta horizontalno-obrtna kružna frekvencija, zatim horizontalno i vertikalno prigušenje.

Svojstvene kružne frekvencije temelja:

$$\begin{aligned} \Omega_{Xf} &= \left(\frac{K_X^{[f]}}{m_s} \right)^{1/2} & \Omega_{Zs} &= \left(\frac{K_Z^{[f]}}{m_s} \right)^{1/2} \\ \Omega_{Rs} &= \left(\frac{K_R^{[f]}}{m_s h^2} \right)^{1/2} & \Omega_{XR_s} &= \left(\frac{K_{XR}^{[f]}}{m_s h} \right)^{1/2} \end{aligned} \quad (23)$$

Respektivno je data horizontalna, vertikalna, obrtna, spregnuta horizontalno-obrtna kružna frekvencija temelja.

$$\rho_s = \left(\frac{I_s}{m_s} \right)^{1/2} \quad \rho_f = \left(\frac{I_f}{m_f} \right)^{1/2} \quad \text{– polu prečnici}$$

inercije gornje konstrukcije i temelja. (24)

Izmerena vrednost prvog svojstvenog transverznog tonu $T_{1TR} = 0.28$ s ;

$$\Omega_{Xs} = \left(\frac{2\pi}{0.28s} \right) = 22.4 \text{ rad/s};$$

$$K_X^s = 5.69 \cdot 10^5 \text{ kN/m}; m_s = 1130 \text{ Mg} \quad (24)$$

Polovina mase stuba i polovina putne ploče je $m_s = 1000 \text{ Mg} = 10^6 \text{ kg} = 1000 \text{ t}$;

Na osnovu cilindričnog uzorka, izvađenog iz konstrukcije, određen je Jangov modul betona:

$$E_c = 26 \text{ GPa} = 2.6 \cdot 10^7 \text{ kPa} \quad (25)$$

Petroleya zemljotres 1992, izazvao je niz prslina čime je, Jangov modul betona smanjen za 15% te je modul:

$$E_c = 0.85 \cdot 26 \text{ GPa} = 22 \text{ GPa} \quad (26)$$

$$\Omega_{Xs}^2 m_s = K_X^s \quad (27)$$

$$K_Z^c = \frac{E_c A_c}{h_c} = \frac{22 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot 1.19 \text{ m}^2}{6.00 \text{ m}} = 4.36 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (28)$$

$$K_Z^s = 2K_Z^c = 8.72 \cdot 10^6 \text{ kN/m};$$

$$\Omega_{Zs} = \left(\frac{8.72 \cdot 10^6 \text{ kN/m}}{1000000} \right)^{1/2} \quad (29)$$

$$K_R^s = \frac{K_Z^c \ell^2}{2} = \frac{(4.36 \cdot 10^6 \text{ kN/m}) \cdot (11149 \text{ m}^2)}{2} = 2.43 \cdot 10^8 \text{ kNm/rad} \quad (30)$$

$$\Omega_{Rs} = \left(\frac{K_R^s}{m_s h^2} \right)^{1/2} = \left(\frac{2.43 \cdot 10^8 \text{ kN/m}}{1130 \text{ t}} \right)^{1/2} = 77.29 \text{ rad/s} \quad (31)$$

(Makris 60 rad/s)

Svojstva tla duž Linija 1 i Linija 2 imaju različite karakteristike

$$\text{Line 2 } G_s = 100 \text{ MPa}, \nu_s = 0.48;$$

$$\rho_s = 1600 \text{ kg/m}^3; V_s = 250 \text{ m/s}; E_s = 296 \text{ MPa}$$

$$; G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad (32)$$

za nedrenirane uslove $G \cong \frac{E}{3}$, u ovom slučaju

$$G_s \cong \frac{E_s}{2.96}, \quad (33)$$

Karakteristike šipa su:

$$D = 0.36 \text{ m}, L = 7.62 \text{ m}, E_p = 22 \text{ GPa},$$

$$L/D = 7.62 \text{ m} \quad (34)$$

Odnos Jangovih modula šipa i tla: $E_p/E_s = 74.32$ (35)

Statička krutost samostalnnog šipa sa uklještenom glavom za tlo sa konstantnom krutošću (Gazetas):

$$K_X^{[1]} = 1.08 E_s d \cdot (E_p/E_s)^{0.21} = 260 \text{ MN/m}$$

$$(284.41 \text{ MPa}) \quad (36)$$

$$K_Z^{[1]} = 1.9 G_s d \left(\frac{L}{d} \right)^{2/3} = 520 \text{ MN/m} (523 \text{ MN/m}) \quad (37)$$

$$K_R^{[1]} = 0.16 (E_p/E_s)^{0.75} = 50 \text{ MNm/rad}$$

$$(55.93 \text{ MNm/rad}) \quad (38)$$

$$K_{XR}^{[1]} = -0.22 E_s d^2 (E_p/E_s)^{0.50} = -75 \text{ MN/rad}$$

$$(-72.76 \text{ MN/rad}) \quad (39)$$

$$G_{os} (\gamma_s < 10^{-5}) = 100 \text{ MPa } G_{os} (\gamma_s \cong 10^{-2}) \approx 20 \text{ MPa} \quad (40)$$

Zemljotresom Petroliia, tlo je bilo pobuđeno nivoom dilatacija reda $\gamma_s \cong 10^{-3} \div 10^{-2}$ (25 april 1992, a slično i pre tog datuma) što je izazvalo „pad“ modula tla za oko 5x, a takođe i otvaranje prslina na betonskim stubovima. Kada je poznat maksimalni nivo ostvarene dilatacije γ_r , može se odrediti funkcija normalizovana promene modula smicanja tla u odnosu na isti:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^n}$$

normalizovana promene mo-

dula smicanja tla u odnosu na normalizovani nivo ostvarene dilatacije γ/γ_r . Potrebno je dakle poznavati γ_r , G_{\max} i eksponent n, koji se određuje za svaki sloj i vrstu tla.

$$K_X^{[1]} = 1.08 E_s d \cdot (E_p/E_s)^{0.21} = 79.76 \text{ MN/m} \quad (41)$$

$$K_Z^{[1]} = 1.9 G_s d \left(\frac{L}{d} \right)^{2/3} = 104.68 \text{ MN/m} (523 \text{ MN/m}) \quad (42)$$

$$K_R^{[1]} = 0.16 (E_p/E_s)^{0.75} = 37.40 \text{ MNm/rad} \quad (43)$$

Kod određivanja dinamičke krutosti – impedance, neophodno je poznavati svojstvene frekvencije tla, jer je impedance frekventno zavisna. Prvu i drugu svojstvenu frekvenciju, za tri modela tla, dao je (Gazetas, 1984). U okolini svojstvenih frekvencija dolazi do porasta amplituda, usled rezonance. Dakle impedance je u opštem slučaju frekventno zavisna, i to nelinearno. Na tabeli 1 su prikazani koeficijenti krutosti, i za frekvenciju niži od rezonantne se koristi jedna formula, a za višu druga.

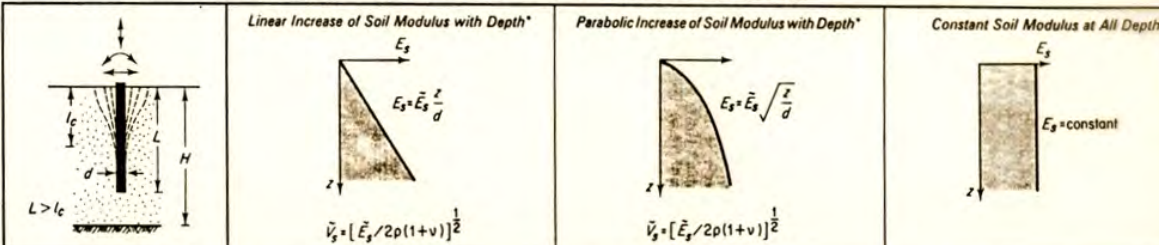
Realni deo impedance (slika 23) predstavlja krutost, a imaginarni prigušenje. E_p/E_s je odnos modula šipa i tla, ρ_p/ρ_s je odnos gustine šipa i tla, β_s je koeficijent prigušenja od 5%, a a_0 je bezdimenzionalna frekvencija šipa.

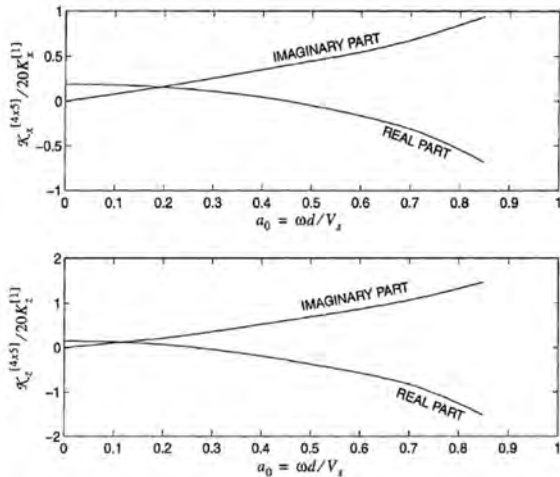
SEIZMIČKI PRORAČUN VIJADUKTA ZEČEVE DRAGE Z. D.

Ovde je prikazan kratak izvod iz rada.

Vijadukt se sastoji od 19 kontinualnih raspona (2 x 40 + 16 x 50 + 1 x 40) (Upornjak, 18 stubova, Upornjak) ukupne dužine 960m. Vertikalni radijus zakrivljenosti (RK) rasponske konstrukcije je 25500 m, a u osnovi je krivina radiusa 2505,50 m. RK je sandučasta, prednapregnuta, MB50 sa konzolama (ukupne širine 11,90m), sa pojačanim presekom iznad ležišta.

Tabela 1. Dinamička krutost i prigušenje, koeficijenti za fleksibilni šip. ($L > l_c$) (Gazetas G.)

	Linear Increase of Soil Modulus with Depth*	Parabolic Increase of Soil Modulus with Depth*	Constant Soil Modulus at All Depths
	$\vec{v}_s = [\bar{E}_s / 2\rho(1+\nu)]^{1/2}$	$\vec{v}_s = [\bar{E}_s / 2\rho(1+\nu)]^{1/2}$	
"Active length"	$l_c \approx 2d(E_p/E_s)^{0.20}$	$l_c \approx 2d(E_p/E_s)^{0.22}$	$l_c \approx 2d(E_p/E_s)^{0.25}$
Natural shear frequency of deposit	$f_s = 0.19V_{sH}/H$ where V_{sH} is the S-wave velocity at depth $z = H$ (bottom of stratum)	$f_s = 0.223V_{sH}/H$ where V_{sH} is the S-wave velocity at depth $z = H$ (bottom of stratum)	$f_s = 0.25V_s/H$
Static lateral (swaying) stiffness	$K_{HH} = 0.6dE_s(E_p/E_s)^{0.35}$	$K_{HH} = 0.8dE_s(E_p/E_s)^{0.28}$	$K_{HH} = dE_s(E_p/E_s)^{0.21}$
Lateral (swaying) stiffness coefficient	$k_{HH} \approx 1$	$k_{HH} \approx 1$	$k_{HH} \approx 1$
Lateral (swaying) coefficient: $C_{HH} = 2K_{HH}D_{HH}/\omega$	$\begin{cases} D_{HH} \approx 0.60\beta + 1.80/dV_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HH} \approx 0.60\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{HH} \approx 0.70\beta + 1.20/d(E_p/E_s)^{0.08}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HH} \approx 0.70\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{HH} \approx 0.80\beta + 1.10/d(E_p/E_s)^{0.17}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HH} \approx 0.80\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$
Static rocking stiffness	$K_{MM} = 0.15d^3E_s(E_p/E_s)^{0.80}$	$K_{MM} = 0.15d^3E_s(E_p/E_s)^{0.77}$	$K_{MM} = 0.15d^3E_s(E_p/E_s)^{0.75}$
Rocking stiffness coefficient	$k_{MM} \approx 1$	$k_{MM} \approx 1$	$k_{MM} \approx 1$
Rocking dashpot coefficient: $C_{MM} = 2K_{MM}D_{MM}/\omega$	$\begin{cases} D_{MM} \approx 0.20\beta + 0.40/dV_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{MM} \approx 0.20\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{MM} \approx 0.22\beta + 0.35/d(E_p/E_s)^{0.10}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{MM} \approx 0.22\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{MM} \approx 0.35\beta + 0.35/d(E_p/E_s)^{0.20}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{MM} \approx 0.25\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$
Static swaying-rocking cross-stiffness	$K_{HM} = K_{MH} = -0.17d^2E_s(E_p/E_s)^{0.60}$	$K_{HM} = K_{MH} = -0.24d^2E_s(E_p/E_s)^{0.53}$	$K_{HM} = K_{MH} = -0.22d^2E_s(E_p/E_s)^{0.60}$
Swaying-rocking cross-stiffness coefficient	$k_{HM} = k_{MH} \approx 1$	$k_{HM} = k_{MH} \approx 1$	$k_{HM} = k_{MH} \approx 1$
Swaying-rocking dashpot coefficient: $C_{HM} = 2K_{HM}D_{HM}/\omega$	$\begin{cases} D_{HM} \approx 0.30\beta + f/dV_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HM} \approx 0.30\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{HM} \approx 0.60\beta + 0.70/d(E_p/E_s)^{0.08}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HM} \approx 0.35\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$	$\begin{cases} D_{HM} \approx 0.80\beta + 0.85/d(E_p/E_s)^{0.18}V_s^{-1}, & \text{for } f > f_s \\ D_{HM} \approx 0.50\beta, & \text{for } f \leq f_s \end{cases}$



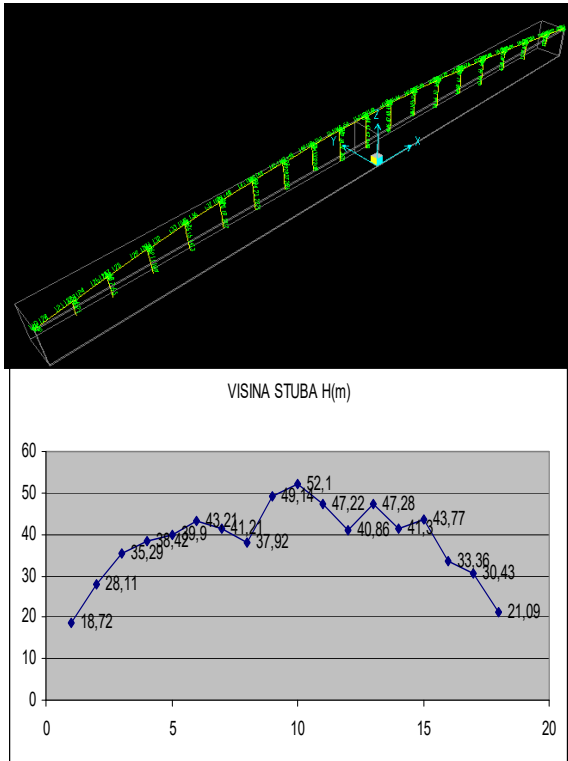
Slika 23 Akumulacija (relan deo) i gubitak (imaginarni deo) faktora krutosti za grupu šipova 4x5 sa horizontalno krutom naglavicom i vertikalnim pokretima u homogenom poluprostoru ($E_p/E_s=75$, $\rho_p/\rho_s=1.5$, $\beta_s=0.05$, $v_s=0.48$). (after Badoni i Makris 1997).

Figure 23. Storage (real part) and loss (imaginary part) stiffness factors for 4x5 pile-group with rigid pile cap for horizontal (top) and vertical (bottom) motions in a homogeneous half space ($E_p/E_s=75$, $\rho_p/\rho_s=1.5$, $\beta_s=0.05$, $v_s=0.48$). (prema Badoni i Makris 1997).

Stubovi su sandučasti šuplji AB od MB 40, različite visine (slika 24), jedan ispod svakog para ležišta. Ukupno ima 18 stubova dimenzija 6,60x3,10 m, sa debljinama zidova 50 cm u dnu i 30 cm u vrhu, osim stubova S_7 , S_2 te S_{17} i S_{18} (dva krajnja na oba kraja) čija su debljine zidova 30cm po celoj visini. Pretpostavljena je gornja granica ukupne podužne armatura u osnovi stubova $\sum A_s = 2,3\% A_c$. Ležišta su pomerljiva sva osim ležišta na stubovima S_7 , S_8 , S_9 , S_{10} , S_{11} i S_{12} (dakle sva osim šest središnjih stubova). Sva ležišta u poprečnom smeru su nepomerljiva i osiguravaju vezu RK i stubova. Broj ležišta u svakoj osi je dva (2), na osnovom razmaku 3,8 m.

Seizmički parametri lokacije vijadukta su Tip tla A, maksimalno horizontalno ubrzanje na lokaciji $a_{g,max}=0,19$ g, sa povratnim periodom 500 (475) godina, dakle korišćen je spektar funkcije ubrzanja za tip tla A. Metoda proračuna je linearna modalna (CQC) spektralna analiza. Model konstrukcije je prostorni sa 6 (šest) stepeni slobode

Ponašanje konstrukcije u zemljotresu u poprečnom Y smeru je ograničeno duktilno (gotovo elastično), a u podužnom X smeru duktilno za šest (6) stubova ispod nepomičnih ležišta (uz prethodnu analizu mogućnosti plastifikacije i kriterijuma duktilnosti) a za osatale stubove ograničeno duktilno (gotovo elastično) ispod pomerljivih ležišta. U vertikalnom Z pravcu ponašanje je elastično.



Slike 24. Izgled vijadukta Zeceve drage. Visine stubova (m).
Figure 24. View of Zeceve Drage viaduct. Columns high (m).

Opterećenje od sopstvene težine elemenata RK je primenjeno kao kotinualano opterećenje.

- težine devijatora (82 kN) kao koncentrirane sile u L/2 svih raspona, na rasponima 40m ima 1 komad ($F_z = -82\text{kN}$), a na rasponima 50m, 2 komada ($F_z = 184\text{kN}$)

- težine poprečnih nosača iznad ležišta kao koncentrisana sila ($2,3 \cdot 2,5 \cdot 4,9 \cdot 25 = 705\text{kN}$)

- težine naglavnic i ležišnih greda stubova na vrhu svakog stuba kao koncentrisanu silu 291 kN

Faktor saobraćajnog opterećenja ψ_{21} (prema EC8) u merodavnoj kombinaciji uzet je kao 0,0.

U merodavnoj zemljotresnoj kombinaciji:

- Ukupna težina vijadukta je 421 958 kN, a RK je 316 922 kN.

- Ukupna težina stubova “ispod” podužno pomerljivih ležišta je ($S_1 - S_6$ i $S_{13} - S_{18}$) 64701 kN

- Ukupna težina koja osciluje u podužnom smeru je 421958 – 64701 = 357257 kN

- Ukupna težina stubova (S_7 do S_{12}) koji imaju podužno nepokretna ležišta je 40335 kN, što je $40\,335/316\,922 = 0,127$, tj. manje od 1/5 težine rasponske konstrukcije, što dopušta primenu i korišćenje sistema sa 1 stepenom slobode (SDOF) modela za podužni smer bar u preliminarnim proračunima

Velika statička visina stubova u poprečnom smeru uz uobičajenu količinu armature za dati nivo seizmičnosti verovatno neće proizvesti plastifikaciju armature i stvaranja plastičnih zglobova. Zbog toga se kod proračuna za

poprečni smer (Y) usvaja faktor ponašanja $q=1,5$ i koeficijenta sigurnosti 1,30. Dakle mora se za poprečan pravac usvojiti ograničeno duktilnog ponašanje.

Relativno mali broj stubova (6 kom.) preuzima zemljotresno opterećenje u podužnom (X) smeru pa je realno očekivati duktilno ponašanje prema EC8. Takođe je statička visina stubova u podužnom smeru mala. Stubovi ispod pokretnih ležišta moraju se proračunati na elastično ili ograničeno duktilno ponašanje. Smičuća krutost sračunata je kao odnos H/h , tj. visine stuba sa širinom ili visinom preseka, za podužni pravac $h_x=3,1\text{m}$, i poprečni $h_y=6,6\text{m}$. Bezdimezionalni koeficijent normalne sile je sračunat prema formuli $\eta_k=N/f_{ck}A_c$.

Krajnji stubovi su na granici smičuće krutosti koja ograničava duktilnost. Smičuća krutost H/h_y za S_1 je 2,84 i za S_{18} je 3,20. Za $\eta_k < 0,1$, u zoni plastičnog zgloba, kod analize smičućih napona, moraju se kontrolisati uz $V_{Ecd} = 0$ (skoro svi stubovi uključujući i one od S_7 do S_{12} , jedino S_1 , S_2 i S_{17} , S_{18} imaju $\eta_k > 0,1$). Za $\eta_k > 0,1$ faktor povećanja granične nosivosti je $\gamma_{\sigma}=[1+2(\eta_k-0,1)^2](0,7+0,2q)$.

PODUŽNA KRUTOST VIJADUKTA Z.D.

Za određivanje podužne krutosti vijadukta dodata je koncentrisana horizontalna sila u podužnom smeru X koja deluje u čvoru modela RK iznad najvišeg stuba (S_{10}). Horizontalna sila je $H_x = 10000\text{kN} = 10\text{MN}$ (dakle oko 2,8 % W), a horizontalno pomeranje – translacija rasponske konstrukcije na šest stubova s nepomerljivim ležištama je: $U_x = 16,13\text{cm}$

Dakle ekvivalentna statička krutost u podužnom smeru iznosi:

$$k_x = 10000/16,13 = 620\text{ kN/cm}$$

Horizontalna seizmička sila određena je metodom ekvivalentne statičke sile iz spektra ubrzanja po EC8. Period osnovnog tona $T_1 = 2\pi (M/K)^{1/2}$ u podužnom smeru sistema koji čine kompletna RK i šest stubova (S_7 do S_{12}) ukupne težine 414459 kN (bez stubova ispod podužno pokretnih ležišta) i krutosti 65789 kN/m iznosi : $T_1 = 2\pi (M/K)^{1/2} = 4,81\text{ s}$

Spektralno ubrzanje, prema EC8, za tip tla A, za konstrukcije čiji se osnovni period nalazi u području $T_1 > T_D = 3,0\text{ s}$, iznosi: $R(T) = 0,297 a_g$, a za $a_g = 0,19\text{ g}$: $R(T) = 0,276 \cdot 0,19 \cdot 9,81 = 0,554\text{ m/s}^2$

Ekvivalentna statička sila od zemljotresna u smeru X, iznosi:

$$H_x = (357257/9,81) \cdot 0,554 = 20175\text{ kN} (5,65\% W) \quad (45)$$

Elastično pomeranje pod dejstvom te sile iznosi:

$$U_x = 20175\text{ kN} / 620\text{ kN/cm} = 32,54\text{ cm} \quad (46)$$

Elastičnu silu H_x delimo prema odnosu krutosti (obrnuto proporcionalnima visinama na treći stepen, izjednačavamo pomeranje-ugib na kraju konzola preko krutosti) u poprečne sile koje deluju na stubove i to $S_9(22\%)$, $S_{10}(28\%)$, $S_{11}(28\%)$ i $S_{12}(22\%)$. Ovako određene poprečne sile dovode do elastičnih momenata savijanja u osnovama stubova:

Odnos pomeranja vrha stuba u odnosu na visinu stuba:

$$\begin{aligned} U_{\max}/H &= 16,20/100/37,90 = 4,27 \text{ ‰ (H/234);} \\ U_{\max}/H &= 16,20/100/52,10 = 3,11 \text{ ‰ (H/321)} \end{aligned} \quad (47)$$

Zbog značajne dužine mosta kao i zbog činjenice da nije gradski most, usvaja se zanemarljiva verovatnoća da će uticaj korisnog (pokretnog) opterećenja u trenutku delovanja zemljotresa biti značajna, pa se faktor ψ_{21} (prema EC8) u merodavnoj kombinaciji uzima s vrednošću 0,0.

Uobičajen metode kombinacije seizmičkih uticaja po tonovima su CQC³ i SRSS metoda. EC8 deo 2, daje sledeće kombinacije dejstva seizmičkih opterećenja

$$\begin{aligned} - \text{smer podužno (X)} & E_x + 0,3 E_y + 0,3 E_z \\ - \text{smer poprečno (Y)} & 0,3 E_x + E_y + 0,3 E_z \\ - \text{smer vertikalno (Z)} & 0,3 E_x + 0,3 E_y + E_z \end{aligned} \quad (48)$$

U radu je dalje dat postupak seizmičkog proračuna i kontrole istog sređen na 30 tabela, koje bi se kao spisak mogle dati u nekom drugom ili nekom nastavku ovog rada. Dat je između ostalog krutarium duktilnosti, krivine i pomeranja. Dalje je sproveden TH proračun za 10 akcelorograma, srednje vrednosti PGA 0,22g, ali različitih frekventnih sastava (i PGA od 0,17 do 0,28g).

Rezultati sprovedene analize ukazuju da je pojava plastičnih zglobova sasvim izvesna, da broj ciklusa plastifikacije prelazi 5, da je prosečno realizovana globalna duktilnost po pomeranjama 1,95 te da je srednja vrednost podužnog pomaka za realni zemljotres približno 25 cm.

Podužno pomeranje U_x iznosi: 32,54 cm u ESA, a 24,73 cm (srednja vrednost) u NDA.

Realizovana duktilnost odnosi momenata u elastičnoj 1,69

stvarna duktilnost po pomeranju u neelastičnoj 1,94
Dužina plastičnog zgloba:

$$\begin{aligned} L_h^{\max} &= 0,5 d + 0,05 L = \\ &= 0,5 \times 3 + 0,05 \times 50 = 4,00 \text{ m} \end{aligned} \quad (49)$$

Duktilnost po rotaciji preseka: $\mu_r/r = 17$

Moguća realizacija duktilnosti po pomeranjima je:

$$\mu_d = 1 + (3 \cdot 17 \cdot (4/50) \cdot (1 - 0,5 \cdot (4/50))) = 4,92 \quad (50)$$

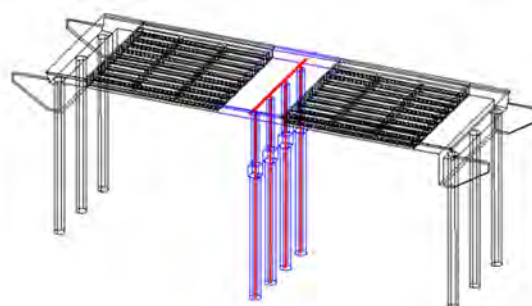
Prethodnom analizom je utvrđeno da će nivo duktilnosti po pomeranjama koji se očekuje u stubovima biti oko $\mu_d = 2,0$.

Prvi prostorni oblik je podužni prvi oblik pri kojem oscilije čitava rasponska konstrukcija i šest stubova s nepokretnim ležištima. Period je 4,61 sekunde. Vrednost osnovnog oblika je vrlo bliska onoj dobijenoj ekvivalentnim statičkim proračunom i SDOF modelu koja je iznosila 4,81 s. Nešto veću krutost prostornog modela tumačimo činjenicom da je u krivini što ga donekle čini krutim jer su ležišta nepokretna za poprečni smer neznatno uključuju i podužni smer.

Provereni su efekti drugog reda u podužnom ($q=1,5$ i $q=3,5$) i poprečnom ($q=1,5$) pravcu, zatim minimalna

dužina naleganja ležišta, uticaji pomeranja na dilatacije i prelazne naprave, uticaji u plastičnim zglobovima, armature u stubovima za različite faktore ponašanja.

NATPUTNJAK KOVILJ



Slika 25. 3D model konstrukcije i temelja na šipovima sa krilnim zidovima (prema Folić B., 2017).

Figure 25. 3D model construction and foundation on piles with wing walls (after Folić B., 2017).

Natputnjak Kovilj je dvorasponska polumontažna AB konstrukcija, fundirana na bušenim HW šipovima. Sastoji se od dva ista raspona po 24m, tako da je ukupna dužina 48m. Krajnji ramovi su fundirani na tri šipa, prečnika 120cm, integralno povezani sa naglavnom gredom oporca, oporcem i krilnim zidovima. Rastojanje krajnjih šipova je ~ 6,2 m, tako da je $s/D = 5,18$. Srednji ram se sastoji od 4 šipa od 120cm ($s/D = 4,15/1,2 = 3,45$).

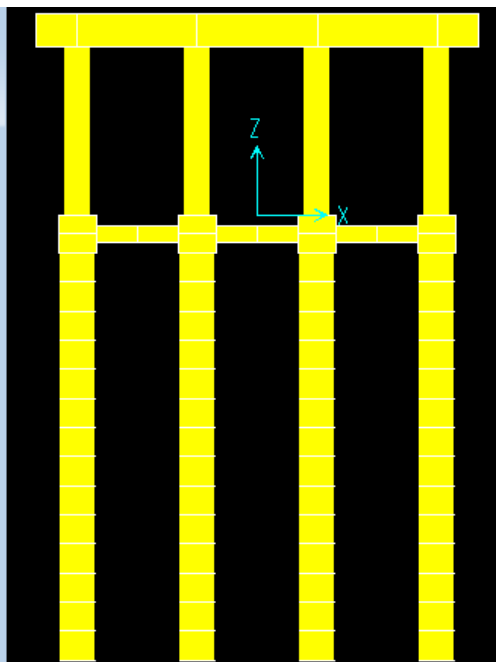
Šipovi su dužine 14,50m. Čista visina stubova je 6,48 m-1,15/2 m=5,90 m, za koje je uključena funkcija *offset* za štapove, sa odgovarajućom dužinom i vrednošću krute zone u čvoru (*rigid zone factor*) k. Tlo je modelirano preko obostranih link elemenata sa *p-y* krivama, koje su napregnute samo na pritisak. U ovom slučaju srednji ram je formiran za proračun efekata zemljotresa u poprečnom pravcu mosta.

Uslovi oslanjanja krajnjih ramova u odnosu na srednji ram značajno se razlikuju, iako su fundirani na šipovima istog tipa i prečnika. Baze četiri šipa srednjeg rama, su za dva metra niže od šipova krajnjega rama (kajih ima po 3). Uprkos tome šipovi krajnjega rama su duži jer se oni nastavljaju skoro 5,5 m, iznad kote terena i ovi šipovi sadejstvuju sa kasnije nasutim tlom za pristupni put.

Kao osnova za numerička istraživanja sistema konstrukcija-temelj šip – tlo (Folić B., 2017) poslužio je natputnjak Kovilj. Međutim, to je bila samo polazna osnova za različite varijacije modela. Kada bi se istraživao samo stvarni model natputnjaka, izdvajanje srednjeg rama bi trebalo da prati postavljanje opruge u vrhu rama. Krutost linearane opruge u vrhu, nivoa RK se dobija tako što se na 3D prostornom celom modelu na srednji ram nanese horizontalna sila od 1000 kN, nakon toga se na izdvojen ram nanese ista sila, i uporede pomeranja. U ovom slu-

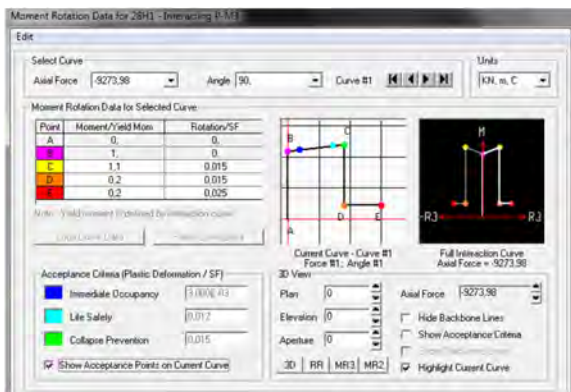
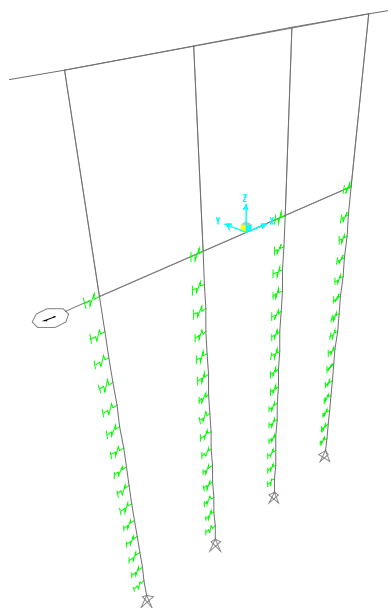
³ CQC – Complete Quadrat Combination. Комплетна квадратна комбинација.

SRSS – Squer Root Sum Squer. Квадратни корен од суме квадрата.



Slika 26. Model srednjeg rama sa veznim gredama

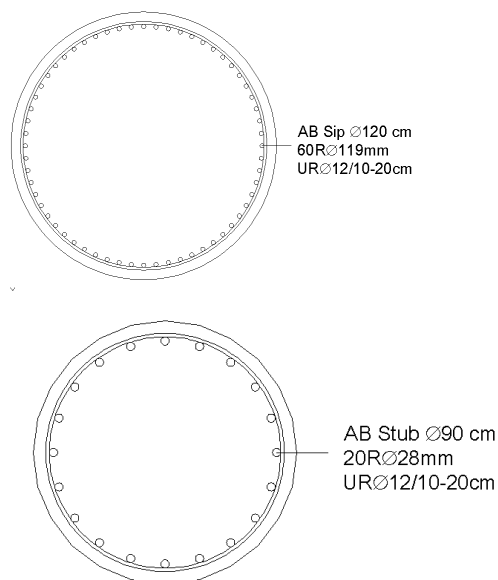
Figure 26. Model middle frame with tie beams



Slika 27. Plastični zglob (moment-aksijalna sila). boje za stanja plastičnog zgloba: B) pink – granica tečenja, IO) Trenutna useljivost, LS) cyan-LS Očuvanje života, C) green – CP Prevencija Kolapsa, D) orange – preostala nosivost, E) red – totalni kolaps.

Figure 27. Plastic hinge PH (Moment/Axial force) color for PH states: B) pink – yielding limit, IO) Immediate Occupancy, LS) cyan-LS Life Safety, C) green – CP Collapse Prevention, D) orange – residual strength, E) red – total collapses.

čaju krutost opruge je reda oko ~6,5 puta veća od krutosti samostalnog srednjeg rama. Ovdje je međutim (Folić B., 2017) pretpostavljeno da se natputnjak sastoji iz više istih raspona, tako da se izdvajanje srednjeg rama može obaviti bez opruge u nivou putne ploče. Na srednji ram naneseno je pripadajuće opterećenje od oba polja.



Slika 28. Poprečni presek AB šipa MB30; Poprečni presek AB stuba MB30

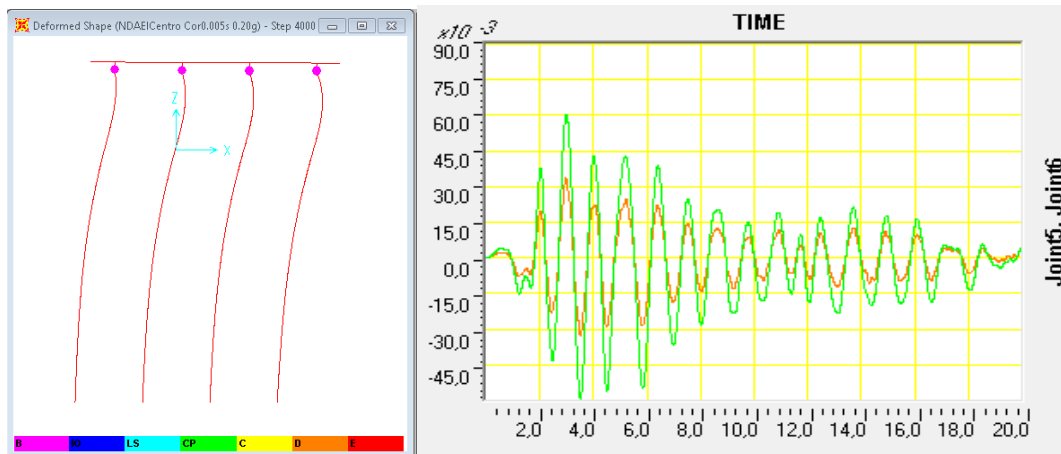
Figure 28. Cross section RC pile C30; Cross section RC column C30

Ispitivani su različiti modeli tla, linearno elastično i nelinearno preko p-y krivih za pesak. Korišćene su p-y krive za potpoljen i suv pesak, prema Matloku i Rees-u, ali i modifikovane krive. Tlo je posmatrano kao jednoslonoj i kao dvoslonoj, ali su svuda za mostove korišćeni stojeći šipovi, tj. oni uklješteni u bazu. Određene su pušover krive nekih modela. Ispitivano je dejstvo zemljotresa

tokom vremenske istorije (TH) za četiri vrste akcelero-grama: prvi ElCentro, drugi Vrancea 77 i 2 akcelero-grama Vrancea 86. Ispitivani su osnovni modeli, bez vez-nih greda i sa različitim dimenzijama veznih greda (40/60 i 40/80) i različit način armiranja. Ovde se daje krati izvod iz istraživanja.

Kruća vezna greda 40/80 za akceleroqram VR77NS kod jednoslojnog tla, i PGA 0,20 g smanjuje vršno pome-ranje za 5,9%, a smanjuju se i oštećenja stubova i šipova. Veće dimenzije VG u ovom slučaju deluju negativno, jer propagiraju lom (PH) u stubovima. Dakle osnovi uslov izbora VG je da iste “prevuku” lom sa stubova na sebe (izvrše disipaciju energije, smanjujući oštećenja u kon-strukciji).

ODGOVOR NA EL CENTRO JEDNOSLOJNO TLO. KORIGOVANI SPEKTAR KS.

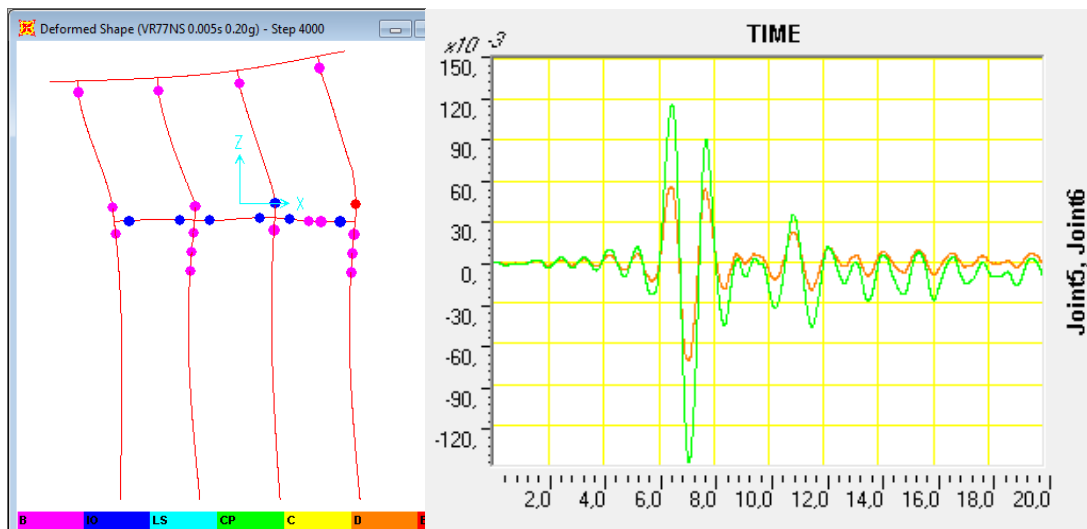


Slika 29. Stanje plastičnih zglobova na kraju zemljotresa korigovani akceleroqram ElCentro. Pomeranje lokalni / globalni drift

Figure 29. PH state, on the end of ElCentro earthquake. Displacement local/global drift.

Tlo na slici 30 je jednoslojno korišćene su p - y krive sa sledećim parametrima $\varphi=34$; $b=1,2$ m; $\gamma=17,6$ kN/m³; $k=16307$ kN/m², PGA 0,20 g. Veličina izlaznog vremenskog koraka je: 0,005. $U_{max}=11,62$ cm, $U_{min}=14,80$ cm.

ODGOVOR NA EL CENTRO JEDNOSLOJNO TLO KS. VEZNA GREDA 40/80.



Slika 30. Korigovani akceleroqram VR77NS PGA 0,20 g. Stanje na kraju zemljotresa NDA. Pomeranje čvora 5 i 6 (vrh i dno stuba $U_{max} = 11,62$ cm, $U_{min}=14,80$ cm). VG 40/80 $\Sigma 8R\emptyset 19$.

Figure 30. Corrected acc. VR77NS PGA 0,20 g.State on the end of earthquake. NDA. Displacement joints 5 and 6 (tip and toe of column $U_{max}=11,62$ cm, $U_{min}=14,80$ cm). TB 40/80 $\Sigma 8R\emptyset 19$.

Tabela 2. Stanje plastičnih zglobova na kraju akcelrograma zemljotresa ElCentro
Table 2. State Plastic hinge, on the end of acc. earthquake El Centro

	0,20g *VG40/60	0,20g *VG40/80
Vrhovi stubova: up of column	3Y+1D	4Y
Dno stubova: down of column	1Y+2IO+1E	2Y+1IO+1E
Vezne Grede: TB	6IO+2Y	6IO+2Y
Šipovi: Piles	1Y+4Y+3Y+4Y=12	1Y+3Y+1Y+3Y=8

*VG = TB tie beams

Tabela 3. Stanje plastičnih zglobova na kraju akcelrograma zemljotresa VR77
Table 3. State Plastic hinge, on the end of acc. earthquake VR77

	PGA 0,20 g		PGA 0,25g
		Putna ploča-RK:	2Y
Vrhovi stubova:	2Y+1D+1E	Vrhovi stubova:	4 E (1Y/cry6y)
Dno stubova:	1IO+3E	Dno stubova:	1D+3E
Vezne Grede:	-	Vezne Grede:	-
Šipovi:	-	Šipovi:	-

ODGOVOR NA VR77NS – JEDNOSLOJNO TLO, OSNOVNI MODEL (BEZ VG)

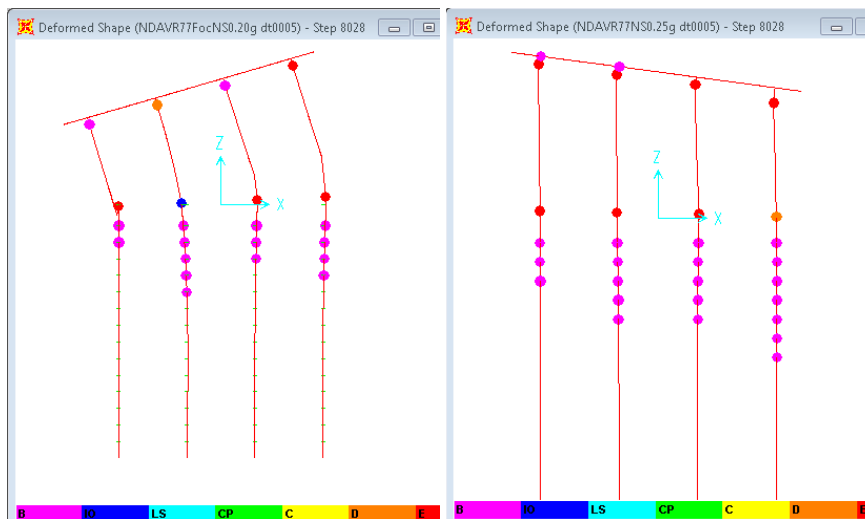
Za sliku 32 NDA je nelinearna dinamička analiza. Tlo je jednoslojno p - y krive za $\varphi=34^\circ$; $b=1,2$ m; $\gamma=17,6$ kN/m³; $k=16307$ kN/m², što znači da se radi o suvom pesku, srednje zbijenom.

Samo na osnovu dijagrama pomeranja čvorova (sl.32) u ovom slučaju modela i akcelrograma mogao bi se doneti pogrešan zaključak da je konstrukcija u boljem stanju za PGA 0,25 g nego za PGA 0,20. Tako da je potrebno minimalno sprovesti kontrolu rezultata stanja plastičnih zglobova na kraju zemljotresa i pomeranja čvorova stuba. Nakon procene tih podataka može se dopuniti analiza dejstva dodatnim potrebnim rezultatima (npr. filmom dejstva zemljotresa).

Četiri akcelrograma koja su korišćena u analizama nisu dovoljna za sasvim pouzdanu ocenu seizmičke otpornosti konstrukcije. Prema EC8 ako se za TH analizu koriste tri akcelrograma onda se odabira ekstremna vrednost odgovora. Takođe amplitudno – frekventni sastavi akcelrograma, koji imaju značajan uticaj na seizmički odgovor nisu korigovani za odgovarajuću vrstu tla (program Shake i dr.). Međutim, na osnovu spektra odgovora i TH analize vidi se da najveća oštećenja izaziva VR1977NS i VR1986FocNS.

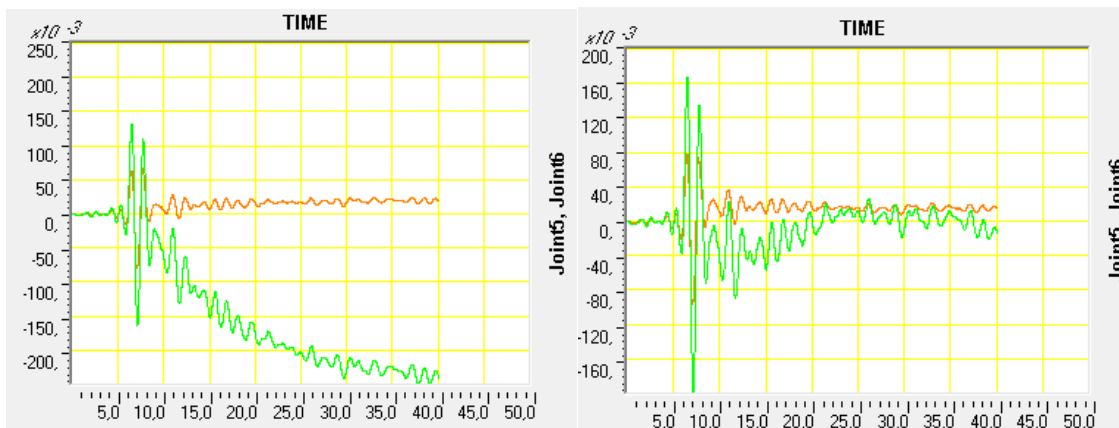
U numeričkim analizama mostova korišćeni su različiti modeli tla. Tlo je modelovano elastičnim oprugama, sa pretpostavljenim vrednostima sekantne krutosti od 6000 i 12000 kN/m Drugi model tla koji je korišćen u analizama su p – y krive za pesak. Za nelinearnu dinamičku analizu korišćene su četiri vrste akcelrograma ElCentro, Vrančea 1977, i dva akcelrograma Vrančea iz 1986. godine. Akcelrogrami su skalirani u odnosu na vršnu vrednost ubrzanja tla (PGA) najčešće za vrednosti 0,20; 0,25; i 0,30 g. U nekim slučajevima vrednost skaliranja je bila u širem opsegu, tj. kretala se do 0,6 g.

Ispitivan je odgovor konstrukcije i za kasniji (drugi) udar zemljotresa. Proveravana su stanja plastičnih zglobova na kraju dejstva zemljotresa (seizmičkog događaja). Proverena je i promena prvog svojstvenog tona kao reprezenta promene krutosti konstrukcije. Analiziran je



Slika 31. NDA Stanje na kraju zapisa ubrzanja VR77NS. Tlo jednoslojno p - y $\varphi=34^\circ$; $b=1,2$ m; $\gamma=17,6$ kN/m³; $k=16307$ kN/m², gore levo PGA 0,20 g slom konstrukcije, gore desno PGA 0,25g.

Figure 31. NDEA State on the end of earthquake acc VR77NS PGA 0.20 g. Soil as one layer p - y : $\varphi=34^\circ$; $B=1.2$ m; $\gamma=17.6$ kN/m³; $k=16307$ kN/m², left PGA 0.20 g fractur of construction, right PGA 0.35g.



Slika 32. NDA Pomeranje VR77NS. Model bez VG. PGA 0,20 g. $U_{max}=13,16$ cm, $U_{min}=24,99$ cm divergira. PGA 0,25 g. $U_{max}=16,80$ cm, $U_{min}=19,93$ cm.

Figure 32. NDA displacement VR77NS. Model without TB. PGA 0,20 g. $U_{max}=13,16$ cm, $U_{min}=24,99$ cm div. PGA 0,25 g. $U_{max}=16,80$ cm, $U_{min}=19,93$ cm.

objekat sa i bez veznih greda uz upoređenje rezultata njihovih odgovora.

Dakle za preciznu analizu uticaja zemljotresa mora se razmatrati i stanje u tlu kao i stanje plastičnih zglobova na kraju i tokom dejstva zemljotresa. Iako je korišćena metoda numeričke varijacije linearne krutosti tla, i utvrđeno je da se sa smanjenjem krutosti tla PH plastični zglobovi obično sele u dublje slojeve, nema dovoljno mesta za prikaz i ovih rezultata.

lementi u čvorovima, koji imaju veću krutost nego stubovi i šipovi, iz kojih se produžuju. Nešto slično postupku sa *offset* elementima, je korišćeno kod vijadukta Reber, tako što je uzeta 10 x veća krutost. Od elementa koji se produžava do čvora.

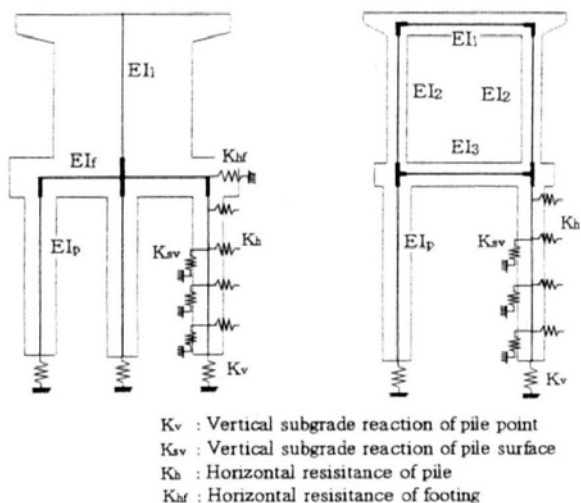
SEIZMIČKA ANALIZA VIJADUKTA REBER (PREMA ČAUŠEVIĆ, 2010)

Ovaj deo rada je prikazan iz Dinamke Konstrukcija, Čaušević, 2010, gde je posebno interesantno rešena geometrija sandučastih stubova, u okolini plastičnih zglobova.

Analiziran je vijadukt na dejstvo zemljotresa prema Eurokodu 8-2. Prikazana je metodologija projektovanja vijadukta, utemeljena na faktorima ponašanja, sa ciljem da te konstrukcije budu otporne na dejstva zemljotresa. Ovde je odabran primer vijadukta koji uključuje većinu mogućnosti koje se mogu dogoditi u praksi, a to su: vitki i umereno kruti i kruti stubovi, stubovi temeljeni na šipovima, vitki stubovi plitko temeljeni i strma (desna) odnosno blago nagnuta (leva) kosina poprečnog preseka profila koji se premošćuje. Izvršeno je modelovanje navedenih tipova stubova i proračun seizmičkog opterećenja na stubove za podužni i poprečni pravac vijadukta.

Vijadukt se sastoji od kontinualne rasponske konstrukcije preko 14 polja. Prvo i zadnje poje su raspona 33,8 m a rasponi ostalih polja su po 45 m, pa je ukupna dužina vijadukta 607,60 m (slika 34).

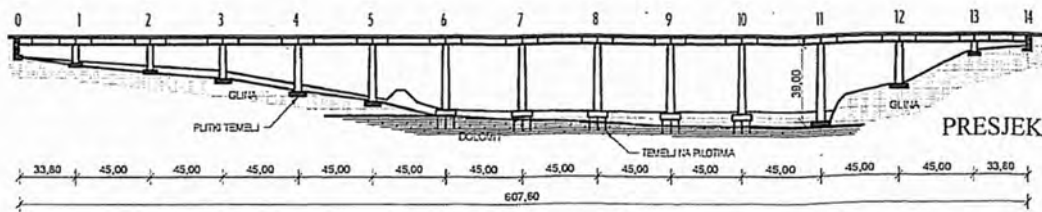
Rasponska konstrukcija oslanja se, na dva krajnja upornjaka i na trinaest stubova. Pet je stubova (od 6-10) temeljeno na šipovima. Izvođenje ležišta rasponske konstrukcije je takvo da se zemljotresno opterećenje u poprečnom pravcu prenosi preko svih trinaest stubova i oba upornjaka, dok se ukupno zemljotresno opterećenje u podužnom pravcu prenosi samo preko tri stuba u sredini vijadukta (6, 7 i 8).



Slika 33. Dva različita tipa projektovanja stubova na šipovima a) model masivnog stuba, b) model krutog rama (Japan code 2000)

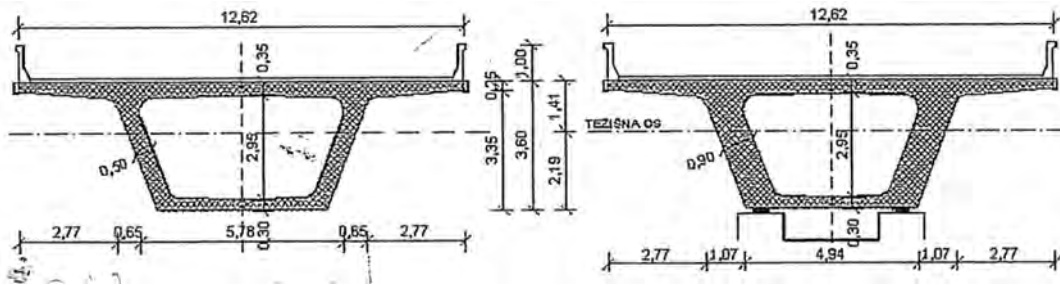
Figure 33. Two diferent type design of column on piles. a) Pier type, b) Rigid frame type (Japan code 2000)

Na slici 33 su prikazana dva modela stuba, za proračun, (prema Japanskom pravilniku iz 2000 god), koji su i poslužili kao ideja za ispitivanje uticaja veznih greda. Takođe na ovim stubovima su podebljano obelženi *offset* e-



Slika 34. Podužni presek vijadukta Reber na autoputu Ljubljana-Zagreb (prema Čaušević, 2010)

Figure 34. View of viaduct Reber on expres way Ljubljana-Zagreb (after Čaušević, 2010)



Slika 35. Poprečni presek rasponske konstrukcije levo u polju, i desno nad osloncem (prema Čaušević, 2010)

Figure 35. Cross section, left in field, right on support, (after Čaušević, 2010)

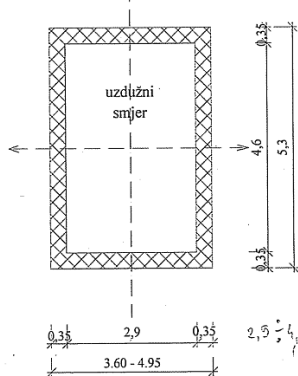
Širina ojačanja iznad stubova je 2m, a iznad upornjaka 1,8m. Težište rasponske konstrukcije se nalazi na udaljenosti od 2,19 m od donje ivice same konstrukcije. Klasa betona je C35/45.

Stubovi su sandučastog poprečnog preseka, s debljinom zida 35cm, ali su gornjih 5,5m ojačani. Stubovi su klase čvrstoće C 30/37. Debljina zidova ojačanih delova u podužnom pravcu vijadukta iznosi 1,3m, na dužini od 1,35 m od vrha, a daljih 4,15m, linearno se smanjuje na 35cm. Osa x je u podužnom smeru, a osa y u poprečnom pravcu vijadukta. Vertikalna osa je z osa.

vijadukta jednaka je za sve tipove i iznosi 5,3 m. Menja se samo širina stubova u smeru paralelno s osom vijadukta. Na vrhu je širina svih stubova 3,4 m, a dalje se stub širi po visini i to u nagibu 1:50.

Tabela 4. Karakteristike poprečnog preseka stubova na mestu ukļeštenja stuba u temelj (prema Čaušević, 2010).
Table 4. Characteristics cross section columns on support locations in foundation (after Čaušević, 2010)

Stub		1	2	3	4	5	6-8	9-10	11	12	13
A	[m ²]	5,81	5,89	6,03	6,15	6,36	7,47	6,45	6,59	6,13	7,40
As	[m ²]	3,71	3,71	3,71	3,71	3,71	4,51	3,71	3,71	3,71	3,71
I _x	[m ⁴]	21,57	21,87	22,90	23,67	24,92	27,70	25,48	26,38	23,50	28,77
I _y	[m ⁴]	12,02	12,57	14,58	16,19	19,01	25,46	20,36	22,65	15,83	11,96



Slika 36. Poprečni presek stuba (prema Čaušević, 2010)

Figure 36. Cross section of column (after Čaušević, 2010)

Stubovi u osima 6, 7 i 8, prenose ukupno zemljotresno opterećenje u podužnom pravcu, imaju ojačane preseke i u donjem delu, na dužini od 5 m. Debljina zidova u poprečnom pravcu vijadukta povećana je i na mestu ukļeštenja stuba u temelj i iznosi 45 cm, zatim se postepeno smanjuje do 35 cm. Širina stuba u poprečnom smeru

Tabela 5. Mase gornjih polovina stubova (prema Čaušević, 2010)

Table 5. Masses of up half columns (after Čaušević, 2010)

Stubovi	1	2	3	4	5	6-8	9-10	11	12	13
Masa	99	130	163	212	249	284	297	329	192	64

Za ovakve značajne konstrukcije vrednosti a_g se dobijaju posebnim merenjima na datoj lokaciji građevine, pa je tlo na kojem se gradi određena kao tip B (to su depoziti vrlo zbijenog peska, šljunka ili krute gline, čije se mehaničke karakteristike poboljšavaju sa dubinom, a brzina smičućih talasa u tom tlu kreće se između 360 i 800 m/s). Konstrukcija je projektovana kao duktilna, a kako kod većine stubova vijadukta preovlađuje savijanje, za faktor ponašanja usvojena je vrednost, $q=3,5$.

ANALIZA KONSTRUKCIJE V.R. U PODUŽNOM SMERU

Za proračun u podužnom smeru pretpostavlja se potpuno kruta RK i usvaja se model s jednim stepenom slobode. Ležišta su tako izvedena da je moguć prenos horizontalnog opterećenja u podužnom smeru sa RK na samo tri stuba (u osama 6, 7 i 8).

Masa koja se uzima u obzir u proračunu ukupna je masa rasponske konstrukcije M_{rk} (Tabela 5.) sabrano sa masom poprečnih nosača:

$$M_{rk} = 19\,890 \text{ kN s}^2 / \text{m}$$

i mase gornjih polovina stubova 6, 7 i 8:

$$M_{st,6,7,8} = 3 \cdot 284 = 850 \text{ kN s}^2 / \text{m}$$

Ukupna masa koja deluje na stubove u osama 6, 7 i 8 ima vrednost:

$$M = 19\,890 + 850 = 20\,740 \text{ kN s}^2 / \text{m}$$

PRORAČUN KRUTOSTI

Krutost čitave konstrukcije u podužnom smeru proračunata je kao zbir krutosti tri stuba, 6, 7 i 8. Raspored šipova u osnovi prikazan je na slici 37.

U modelu stubova korišćeni su različiti elementi kako bi se predstavila različita krutost po visini stuba, i veza ležišta i težišta poprečnog preseka rasponske konstrukcije (njegova visina je 2,19 m). Između stuba i temelja umetnut je kruti element, čija je krutost usvojena kao desetostruka krutost stuba na tom mestu. Kruti elementi su postavljeni i između glave temelja i šipa, takođe desetostrukim krutostima šipova. Dva elementa kojima su modelovani šipovi, predstavljaju po četiri šipa, dok jedan element predstavlja dva šipa, slika 37. Šipovi su modelovani kao kruto uklješteni u dolomitnu stenu. U programu SAP2000 lakše je koristiti opciju *offset* i *rigid zone* npr.0,75.

Krutosti stubova su:

$$k_6 = 44\,000 \text{ kN/m}; k_7 = 41\,650 \text{ kN/m};$$

$$k_8 = 38\,650 \text{ kN/m}$$

Stub 6 ima 35,4% ukupne krutosti sva tri stuba, dok stubovi 7 i 8 imaju 33,5%, odnosno 31,1% ukupne krutosti.

Krutost čitave konstrukcije u podužnom smeru je:

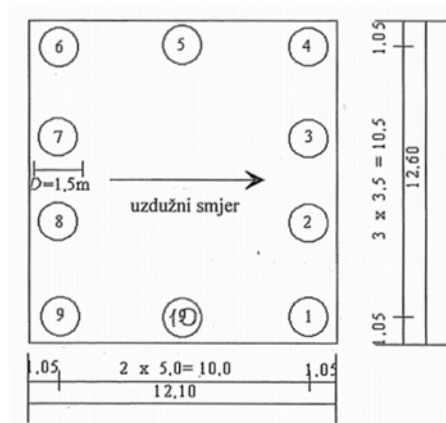
$$k_s = 44\,000 + 41\,650 + 38\,650 = 124\,300 \text{ kN/m}$$

Osnovni period vibracija i seizmička sila

Osnovni period vibracija u podužnom smeru ima vrednost:

$$T = 2\pi M/k_k = 2\pi \cdot 20\,740 / 124\,300 = 2,56 \text{ s}$$

$$S_d(T) = 0,172 \cdot 9,81 \cdot (0,5/2,56) = 0,33 \text{ m/s}^2$$



Slika 37. Raspored šipova u osama 6, 7 i 8. (prema Čaušević, 2010)

Figure 37. Distributed piles in axes 6, 7 and 8. (prema Čaušević, 2010)

U nivou RK deluje podužna sila

$$F = M \cdot S_d(T) = 20\,740 \cdot 0,33 = 6844,20 \text{ kN}$$

Kako je $T > T_c$, za tlo tipa B spektralno se ubrzanje dobije prema jednačini iz projektnog spektra pa je:

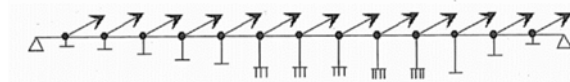
$$S_d(T) = 0,172 \cdot 9,81 \cdot (0,5/2,56) = 0,33 \text{ m/s}^2$$

pa seizmička sila u nivou RK koja deluje u podužnom smeru mosta ima vrednost:

$$F = M \cdot S_d(T) = 20\,740 \cdot 0,33 = 6844,20 \text{ kN}$$

ANALIZA KONSTRUKCIJE U POPREČNOM SMERU

U poprečnom smeru seizmičko dejstvo se prenosi preko dva krajnja upornjaka i preko svih trinaest stubova. Za proračun je upotrebljen dinamički model prema slici 38, usvajanjem trinaest diskretnih masa, tj. trinaest stepena slobode (pomeranja u poprečnom smeru). Ovaj se model može posmatrati kao kontinualni nosač, nepokretno oslonjen na krajevima, dok su svi unutarašnji oslonci elastični. Krutost elastičnog oslonca se dobija na osnovu krutosti konzola (stubovi se posmatraju kao konzole). Na taj se način model računa kao ravanski okvir.



Slika 38. Model konstrukcije za seizmičku analizu u poprečnom smeru (prema Čaušević, 2010)

Figure 38. Model construction for seismic analysis in transverse axis (after Čaušević, 2010)

Rasponska konstrukcija modelirana je kao kontinualni nosač na elastičnim osloncima.

Krutosti stubova su sračunate za svaki stub posebno. Pri tome je, s obzirom na način temeljenja, potrebno

odvojiti stubove temeljene na šipovima od plitko temeljenih stubova. Pri proračunu krutosti stubova k_s , defor-

kvazi stalnih dejstava, koji se mere tokom dugog razdoblja (kada se uzima u obzir skupljanje i tečenje betona), i

Tabela 6. Krutosti stubova (after Čaušević, 2010)
Table 6. Column stiffness (prema Čaušević, 2010)

Stub	1	2	3	4	5	6-8	9-10	11	12	13
K[kN/m]	302650	249663	154779	77831	50809	51600	41100	27020	100217	628707
Visina[m]	9,3	13	17,91	23,8	28,7	32,8	32,8	33,3	33,9	34,6
Mrk	1438	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1438
M _s /2	99	130	163	212	249	284	284	284	284	297
M	1537	1603	1636	1685	1722	1757	1757	1757	1770	1770

Tabela 7. Svojevne peiode i sudjelujuće mase (prema Čaušević, 2010)
Table 7 Eigenvalues and mass participation (after Čaušević, 2010)

Svojevni pe-riod T [s]	1,23	1,09	0,89	0,70	0,56	0,47	0,40	0,34	0,29
Sadejstvjujuće mase m_i^*	10627	2363	2714	189	3052	427	1525	4	499
Σm_i^*	10627	12990	15704	15893	18945	19372	20897	20901	21399
$\Sigma m_i^*/$ ukupna masa	0,48	0,59	0,72	0,72	0,86	0,88	0,95	0,95	0,97

mabilnost temeljnog tla uzimana je u obzir pomoću opruga. Dobijene krutosti stubova u poprečnom pravcu prikazane su u tabeli 6.

sa pomeranjima usled uticaja temperature dTs , na sledeći način:

$$d_{Ed} = d_E + d_G \pm d_{Ts}$$

Postupak analize

Za analizu u poprečnom smeru upotrebljava se modalna analiza, što znači da se uzimaju u obzir i viši oblici vibracija. Prema Eurokodu 8-2 potrebno je uzeti u obzir onoliko broj svojstvenih oblika kojim se obuhvata bar 90% mase konstrukcije koje učestvuju u datim vibracijama (to je ovde 7).

Uslov Eurokoda 8-2 u ovom je slučaju ispunjen ako se uzme u obzir najmanje 7 svojstvenih oblika vibracija, a koji su prikazani na tabeli 7, jer je:

$$\Sigma m_i = 20\ 897\ t > 0,90 \cdot 21963\ i = 1\ \text{do}\ 7$$

Proračun pomeranja konstakcije

Pomeranja konstrukcije određena su tako što su ponovljeni proračuni za podužni i poprečni smer, ali ovaj put sa redukovanim vrednostima krutosti preseka (zbog raspucavanja preseka). Proračunska pomeranja ispucale konstrukcije d_E tokom zemljotresa određuju se tako da se pomeranja konstrukcije pri pretpostavljenom linearnom proračunu d_E pomnože s faktorom ponašanja konstrukcije q . U ovom primeru je $q = 3,5$.

Znači da proračunsko pomeranje usled zemljotresa ispucale konstrukcije za npr. podužni smer vijadukta ima vrijednost:

$$d_E = \pm \eta \cdot d_{Ee} \cdot q$$

Vrednost η predstavlja korekcijski faktor kojim se uzima u obzir prigušenje u konstrukciji.

Dobijene vrednosti pomeranje usled zemljotresa d_E trebaju kombinovati sa pomeranjima d_G od stalnih i

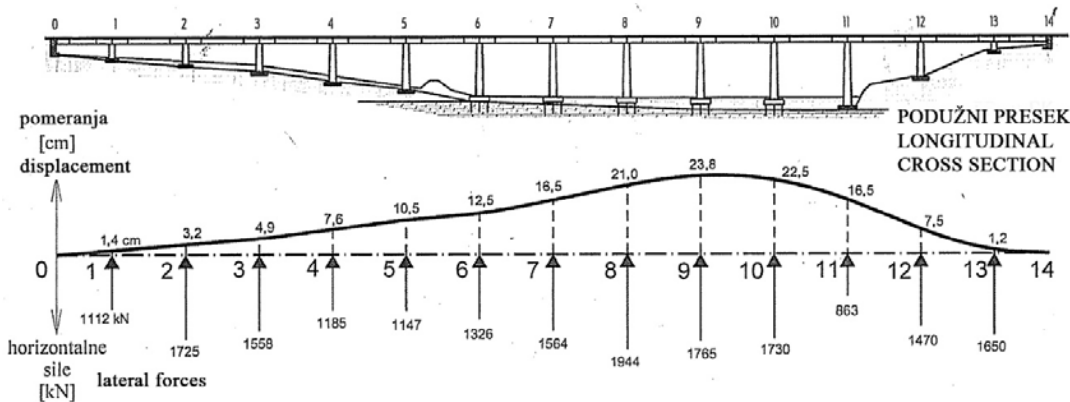
U ovoj kombinaciji je $dTs = 0,4\ d_T$, što znači da se pomeranja zbog zemljotresa kombinuju sa 40% vrednosti pomeranja od najnepovoljnijeg temperaturnog uticaja d_T .

Na slici 39 prikazana su horizontalna pomeranja i horizontalne poprečne sile za razmatrani vijadukt Reber na autoputu Ljubljana – Zagreb.

ZAKLJUČAK

U ovom radu obrađan je niz metoda i metodologija analize seizmičke otpornosti konstrukcija mostova, poput: linearne analize, NSA, NDA, raznih modela tla, takođe linearnih i nelinearnih poput p - y krivih za pesak. Prikazana je delimično i frekvenetna analiza, i bitan uticaj rezonantnih frekvencija tla na frekventnu zavisnost odgovarajućih krutosti. Pokazana je delimično i metoda prostiranja talasa i problematika talasnih efekata, viskozne granice, i maksimalne veličine KE . Kratko je opisana i likvefakcija

Ukazano je na metodu variranja parametara tla, u skladu sa pouzdanošću geomehničkih istraživanja. Ispitano je dejstvo zemljotresa skaliranjem različitih akcelrograma na niz vezanih vrednosti PGA , od 0,20g za koje su konstrukcije često projektovane, ali je ispitano i dejstvo jačih zemljotresa na konstrukciju, od projektovanog. Time je ispitano ponašanje i izdržljivost konstrukcije na jača dejstva, odnosno koliko veći PGA određen model konstrukcija može da podnese, sa pojavom plastičnih zglobova u stubovima, i kada se očekuje pojava istih u putnoj ploči RK . Napomenuto je da se kod određivanja faktora značaja mosta mora voditi računa i o postojanju alternativnih puteva.



Slika. 39. Horizontalna pomeranja i poprečne sile usled dejstva zemjotresa (prema Čaušević M., 2010)

Figure 39. Lateral displacement and forces due earthquake (after Čaušević M., 2010)

Takođe su prikazani neki karakteristični primeri projektovanja seizmički otpornih konstrukcija, kao i pojedini slučajevi oštećenja ili rušenja istih.

Kod vijadukta Zečeve Drage, pokazano je da krivina mosta kod dugih konstrukcija, u pokretnim ležištima aktivira i dejstvo krutosti drugog pravca (poprečnog). Ovo je delimično i posledica odnosa dimenzija poprečnog preseka stubova. Takođe je odnos dimenzija poprečnih preseka stubova bitan za usvajanje faktora ponašanja, jer kada je proračunska visina stuba (širina stuba) velika, tada se ne mogu aktivirati plastični zglobovi za poprečno dejstvo zemjotresa. Tako da sa odabirom faktora ponašanja valja biti oprezan, i ne mogu se proizvoljno usvajati bez kontrole i detaljne provere.

Kada postoji relativno mali broj stubova koji preuzima zemljotresno opterećenje u podužnom smeru realno je očekivati duktilno ponašanje prema EC8. Takođe je statička visina stubova u podužnom smeru mala. Stubovi ispod pokretnih ležišta moraju se proračunati na elastično ili ograničeno duktilno ponašanje. I kod oblikovanja stubova treba voditi računa i o uticaju smičuće krutosti, koja se sračunava kao odnos H/h , tj. visine stuba sa odgovarajućom dimenzijom poprečnog preseka.

Bezdimenzionalni koeficijent normalne sile takođe ima zanačajan uticaj kod formiranja i ponašanja plastičnih zglobova, tokom zemljotresa, pa je kod Vijadukta Reber pokazano proširenje stuba ka unutra, u dnu stuba, preko debljine zida. Interesantno je rešen i vrh stuba.

Kod mosta Rion-Antirion koji se nalazi u blizini raseda u Korintskom zalivu, prikazana je seizmička izolacija šljunčanim tamponom, preko tla ojačanog čeličnim cevastim šipovima.

ZAHVALNOST

Ovaj rad je urađen uz finansijsku podršku Ministarstva za nauku prosvetu i tehnološki razvoj Republike Srbije kao rezultat istraživanja na projektu TR36043. Autori zahvaljuju na potpori

The research described in this paper was financially supported by the Ministry of Education and Sciences Republic of Serbia within the Project TR 36043. This support is gratefully acknowledged.

LITERATURA

- [1] Badoni D., Makris N.: Analysis of the nonlinear response of structures supported on pile foundations. Report No. UCB/EERC-97/07. University of California at Berkeley. July 1997.
- [2] Bridge manual, Ch. 5: Earthquake Resistant Design, TRAN-SIT-NZ, 1992.
- [3] Bridge Design Manual. Ch. 6. Substructure. January 2015 – v 2.0. (Revised March 2016) Department of Transportation. New Hampshire.
- [4] CALTRANS (California Department of Transportation) Seismic design criteria, 2004.
- [5] Combault J.: *The Rion-Antirion Bridge – When a dream becomes reality*. Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China. December 2011. DOI: 10.1007/s11709-011-0130-x
- [6] *CSiBridge 2016, Introduction to CSiBridge*, Computers & Structures, Inc., 1978-2015
- [7] Čaušević M.: *Dinamika konstrukcija*, Golden Marketing, Tehnička knjiga Zagreb, 2010.
- [8] Des Roches R. Detailing Fundamentals. Sixth National Seismic Conference on Bridges and Highways. Seismic Technologies for Extreme Loads. 6 N S C Charleston 2008. Presentation.
- [9] Dowrick, D.: *Earthquake resistant design*, Wiley, 1978.
- [10] Duan L., Chen W.-F.: BRIDGES. in Handbook Earthquake Engineering Handbook. Ch. 18. pp. 18.1-18.56 2003 by CRC Press. London.
- [11] Duan, L., Li, F., Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria, (p. 5.1-5.35) in BESD, Ed. W. F. Chen and L. Duan, CRC, Boca Raton, 2003
- [12] *Dynamic Analysis and Earthquake Resistant Design*, Vol. 2. Japanese Society of Civil Engineers. AA Balkema. Rotterdam, 2000.

- [13] *Earthquake Resistant Design Codes in Japan*. Japan Society of Civil Engineers. 2000.
- [14] Elnasai A., Di Sarno L. *Fundamentals of Earthquake engineering*, Wiley, Chichester, WS, England. 2008.
- [15] EN 1998: Eurocode 8: *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges*, 2005.
- [16] EN 1998-1: Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, 2004. Brussels.
- [17] EN1990 – Basis of structural design, CEN, 2002; EN1991: Actions on structures -1-7: Accidental actions, CEN, 2003
- [18] FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Prepared by: Applied Technology Council (ATC-55 Project), Prepared for: Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., June, 2005
- [19] Folić, B.: Seizmička analiza betonskih objekata fundiranih na šipovima, Univerzitet u N. Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Doktorska disertacija, 2017.
- [20] Folić, B., Folić R., Ponašanje i analiza armiranobetonskih (ab) mostova u zemljotresima. Građevinski kalendar. SGIS. Beograd. 2018. str.1-91
- [21] Folić, R., Lađinović, Đ.(2004): Nove metode analize i projektovanja mostova u seizmičkim područjima, Tehnika – Naše građevinarstvo, br. 6, Beograd, str. 9-23.
- [22] Folić, R.: *Aktivno, hibridno i polu-aktivno upravljanje konstrukcija pod seizmičkim dejstvima*, Beograd, Tehnika-Naše građevinarstvo br. 6, 2005, str. 1-14.
- [23] Folić, R.: Projektovane seizmički otpornih betonskih mostova, Materijali i konstrukcije, Vol. 51, br. 2, 2008. str. 41-65.
- [24] Gazetas, G., and Mylonakis, G. (1998). "Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues." Geotechnical Special Publication No. 75, 2 Seattle, WA, USA, 1119-1174. Separat.
- [25] Gazetas, G. (1984): *Seismic response of end-bearing single piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. No.2. pp. 82-93.
- [26] Ger J. and Cheng F. Y. *Seismic design aids for nonlinear analysis of reinforced concrete and Steel Bridges*. Taylor & Francis Group, LLC. 2012
- [27] Imbsen R. A. LRFD Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges. Western Bridge Engineers' Seminar. September 24-26, (2007). AASHTO. Presentation.
- [28] Isaković T., Fischinger M., Pojednostavljene nelinearne metode proračuna betonskih mostova, Građevinar 61, 2009., pp. 625-633
- [29] Isaković T., Fischinger M., Projektovanje seizmički otpornih mostova, Izgradnja 5-6, Beograd. 2010. pp. 345-371
- [30] Koliás, B.: EVROCODE 8-Part 2. Seismic design of bridges, web. site: eurocodes.jrc.ec.europa.eu /doc/WS2008/koliás_2008, preuzeto juni 2017.
- [31] Kuwabara, T. et al.: Outline of Japan Design Specifications for Highway Bridges in 2012, <https://pdfs.semanticscholar.org/.../948944298747b40cd31ceb>
- [32] Kwon O-S., Elnashai A. S. Analytical seismic assessment of highway bridges with soil-structure interaction. 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan-China, October 12-13, 2006. Paper No. 142
- [33] Martínez A., Mateo J., Alarcon E.: Dynamic soil-structure interaction in bridge abutments. CIVIL-COMP Ltd., Edinburgh, Scotland. B.H.V Topping, (Editor), Advances in Boundary Element Methods Civil-Comp Press, Edinburgh, 1996, pp. 135-143
- [34] Meymand P. J. *Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction In Soft Clay*. University of California, Berkeley. Dissertation, Doctor of Philosophy in Engineering-Civil Engineering. 1998.
- [35] NCHRP Synthesis 44, Performance-Based Seismic Bridge Design; <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2831.pdf>; preuzeto Januar, 2018
- [36] Petronijević M. Schmid G.: *Metode dinamičke analize sistem tlo-objekt*. Časopis izgradnja, Drugi naučno stručni skup Interakcija zgrade i tla pri dejstvu zemljotresa. Beograd. 2007.
- [37] *Primjer seizmičke analize kontinuiranog grednog mosta prema EC 8. (vijadukt Zečeve Drage). *Rad su pustili verovatno kolege iz Hrvatske, ali se nisu potpisale. Nisu zaposlene na sveučilištu u Osijeku, iako je gro literature upravo odatle.*
- [38] Pržulj, M. Mostovi, „Izgradnja“, Beograd, 2012.
- [39] Psycharis, I.N.: Seismic design of bridges;
- [40] Radić, J., Mandić, A., Puž, G.: Konstruiranje mostova, JADRING, Zagreb, 2005.
- [41] Schnabel B., Lysmer J., Bolton Seed H.: SHAKE. A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. Report No. EERC 72 – 12. December 1972. University of California. Berkeley.
- [42] Shahbazi S., Mansouri I., Hu J. W., Karami A. Effect of Soil Classification on Seismic Behavior of SMFs considering Soil-Structure Interaction and Near-Field Earthquakes. Hindawi. Shock and Vibration. Volume 2018, Article ID 4193469, 17 pages. <https://doi.org/10.1155/2018/4193469>
- [43] Tazoh T.; Ohtsuki A.; Fuchimoto M.; Nanjo A.; Yasuda F.; Fujii Y.; Nakahira A.; Kuroda C.: Analysis of the damage to the pile foundation of a highway bridge caused by soil liquefaction and its lateral spread due to the 1995 Great Hanshin Earthquake. Paper 1978. 12WCEE. 2000. Auckland. New Zealand.
- [44] TC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1, Applied Technology Council Report No. SSC 96-01, November 1996
- [45] Williams M.S.: *Ch 3 Structural analysis. Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. Ed. A. Y. Elghazouli. Spon Press. Taylor & Francis e-Library, New York, 2009. Pp.47-83
- [46] Yoshida N., Tazoh T., Wakamatsum K., Asuda S., Towhata I., Nakazawavo H., Kiku H. *Causes of showa earthquake bridge collapse in the 1964 niigata based on eyewitness testimony*. Soils and Foundations Vol. 47, No. 6, 1075-1087, Dec. 2007. Japanese Geotechnical Society.