

Glavni in odgovorni urednik:
Prof.dr. Janez **DUHOVNIK**

Lektorica:
Alenka **RAIČ - BLAŽIČ**

Tehnični urednik:
Danijel **TUDJINA**

Uredniški odbor:
Mag. Gojmir **ČERNE**
Gorazd **HUMAR**
Doc.dr. Ivan **JECELJ**
Andrej **KOMEL**
Janja **PEROVIC-MAROLT**
Marjan **PIPENBAHER**
Mag. Črtomir **REMEC**
Prof.dr. Franci **STEINMAN**
Prof.dr. Miha **TOMAŽEVIČ**
Doc.dr. Branko **ZADNIK**

Tisk:
TISKARNA LJUBLJANA d.d.

Naklada: 2750 izvodov

Revijo izdajata ZVEZA DRUŠTEV GRADBENIH INŽENIRJEV IN TEHNIKOV SLOVENIJE, Ljubljana, Karlovška 3, telefon/faks: 01 422-46-22 in MATIČNA SEKCIJA GRADBENIH INŽENIRJEV pri INŽENIRSKI ZBORNICI SLOVENIJE ob finančni pomoči Ministrstva RS za šolstvo, znanost in šport, Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani ter Zavoda za gradbeništvo Slovenije.

Podatki o objavah v reviji so navedeni v bibliografskih bazah COBISS in ICONDA (The International Construction Database).

<http://www.zveza-dgits.si>

Letno izide 12 števil. Letna naročnina za individualne naročnike znaša 5000 SIT; za študente in upokojece 2000 SIT; za gospodarske naročnike (podjetja, družbe, ustanove, obrtnike) 40500 SIT za 1 izvod revije; za naročnike v tujini 100 USD. V ceni je všteti DDV.

Poslovni račun se nahaja pri NLB, d.d. Ljubljana, številka:

0 2 0 1 7 - 0 0 1 5 3 9 8 9 5 5

Navodila avtorjem za pripravo člankov in drugih prispevkov

1. Uredništvo sprejema v objavo znanstvene in strokovne članke s področja gradbeništva in druge prispevke, pomembne in zanimive za gradbeno stroko.
2. Znanstvene in strokovne članke pred objavo pregleda najmanj en anonimen recenzent, ki ga določi glavni in odgovorni urednik.
3. Besedilo prispevkov mora biti napisano v slovenščini.
4. Besedilo mora biti izpisano z dvojnimi presledki med vrsticami.
5. Prispevki morajo imeti naslov, imena in priimke avtorjev ter besedilo prispevka.
6. Besedilo člankov mora obvezno imeti: naslov članka (velike črke); imena in priimke avtorjev; naslov **POVZETEK** in povzetek v slovenščini; naslov **SUMMARY**, naslov članka v angleščini (velike črke) in povzetek v angleščini; naslov **UVOD** in besedilo uvoda; naslov naslednjega poglavja (velike črke) in besedilo poglavja; naslov razdelka in besedilo razdelka (neobvezno); ..., naslov **SKLEP** in besedilo sklepa; naslov **ZAHVALA** in besedilo zahvale (neobvezno); naslov **LITERATURA** in seznam literature; naslov **DODATEK** in besedilo dodatka (neobvezno). Če je dodatkov več, so dodatki označeni še z A, B, C, itn.
7. Poglavlja in razdelki so lahko oštevilčeni.
8. Slike, preglednice in fotografije morajo biti vključene v besedilo prispevka, oštevilčene in opremljene s podnapisi, ki pojasnjujejo njihovo vsebino. Slike in fotografije, ki niso v elektronski obliki, morajo biti priložene prispevku v originalu.
9. Enačbe morajo biti na desnem robu označene z zaporedno številko v okroglem oklepaju.
10. Uporabljena in citirana dela morajo biti navedena med besedilom prispevka z oznako v obliki [priimek prvega avtorja, leto objave]. V istem letu objavljena dela istega avtorja morajo biti označena še z oznakami a, b, c, itn.
11. V poglavju **LITERATURA** so uporabljena in citirana dela opisana z naslednjimi podatki: priimek, ime avtorja, priimki in imena drugih avtorjev, naslov dela, način objave, leto objave.
12. Način objave je opisan s podatki: knjige: založba; revije: ime revije, založba, letnik, številka, strani od do; zborniki: naziv sestanka, organizator, kraj in datum sestanka, strani od do; raziskovalna poročila: vrsta poročila, naročnik, oznaka pogodbe; za druge vrste virov: kratek opis, npr. v zasebnem pogovoru.
13. Pod črto na prvi strani, pri prispevkih, krajših od ene strani pa na koncu prispevka, morajo biti navedeni obsežnejši podatki o avtorjih: znanstveni naziv, ime in priimek, strokovni naziv, podjetje ali zavod, navadni in elektronski naslov.
14. Prispevke je treba poslati glavnemu in odgovornemu uredniku prof. dr. Janezu Duhovniku na naslov: FGG, Jamova 2, 1000 LJUBLJANA oz. janez.duhovnik@fgg.uni-lj.si. V spremnem dopisu mora avtor članka napisati, kakšna je po njegovem mnenju vsebina članka (pretežno znanstvena, pretežno strokovna) oziroma za katero rubriko je po njegovem mnenju prispevek primeren. Prispevke je treba poslati v enem izvodu na papirju in v elektronski obliki v formatu MS WORD.

Uredniški odbor

VSEBINA - CONTENTS

UVODNIK

Stran 26
Anka Holobar

ZDGITS IMA NOVO VODSTVO

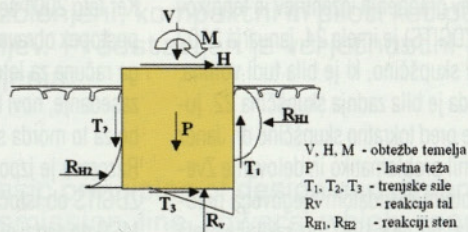


Članki, študije, razprave Articles, studies, proceedings

Stran 27
Branko Zadnik

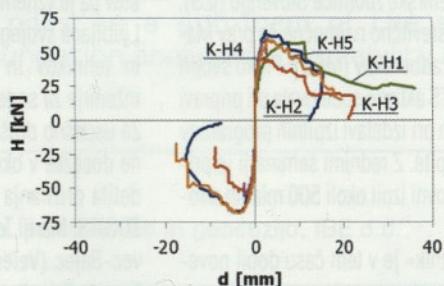
NOVI POGLEDI NA ZASNOVO TEMELJENJA DALJNOVODNIH STEBROV

NEW APPROACH ON THE DESIGN OF THE FOUNDATION OF THE OVERHEAD LINES SUPPORTS



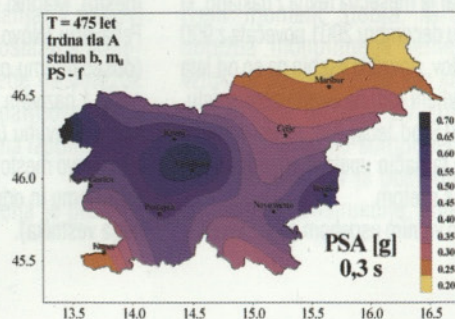
Stran 35
M. Tomaževič, A. Žnidarič, I. Klemenc, I. Lavrič
VPLIV PROMETNIH VIBRACIJ NA
KAMNITE ZIDANE STAVBE

INFLUENCE OF TRAFFIC INDUCED VIBRATIONS ON STONE-MASONRY BUILDINGS



Stran 44
J. Lapajne, B. Šket-Motnikar, P. Zupančič
TOLMAČ KARTE POTRESNE
NEVARNOSTI SLOVENIJE

SEISMIC HAZARD MAP OF SLOVENIA - EXPLANATORY TEXT



A. HOLOBAR: ZDGITS je dobila novo vodstvo

VOLILNA SKUPŠČINA ZDGITS

ZDGITS IMA NOVO VODSTVO



Novi predsednik ZDGITS
Marjan Vengust, inž. grad.

Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS) je imela 24. januarja 2002 svojo redno skupščino, ki je bila tudi volilna. Kljub temu da je bila zadnja skupščina 22. junija 1999, je pred tokratno skupščino dr. Janez Reflak razgrnil problematiko in delovanje Zveze med celotnim mandatom njegovega predsednikovanja, od leta 1997 do zaključka leta 2001.

V tem času je ZDGITS postala redna članica ECCE in FEANI; bila je med pobudniki in soustanovitelji Inženirske zbornice Slovenije (IZS), kjer deluje kot številčno najmočnejša prav Matična sekcija gradbenikov (MSG). Preko svojih članov je ZDGITS aktivno sodelovala pri pripravi ZGO in ZureP in pri izdelavi izpitnih programov za strokovne izpite. Z rednimi seminarji je pripravila za strokovni izpit okoli 500 mladih strokovnjakov.

»Gradbeni vestnik« je v tem času dobil novega glavnega in odgovornega urednika in nov koncept. Postal je mesečna revija z naklado, ki se je v mesecu decembru 2001 povečala z 900 na 3000 izvodov, povzetki vsebin pa so od leta 2000 predstavljeni tudi na Svetovnem spletu, kjer ima ZDGITS od tedaj tudi svojo domačo stran in je na ta način vpeta v posodobljeno komunikacijo s svetom.

Kljub številnim vidnim uspehom se je skupšči-

na soočila tudi s problemi, med katerimi je postal že kar kroničen problem financiranja dejavnosti Zveze oziroma uvedba članarine, ki se zdi zaradi različnih pogledov članstva (društev GIT) domala nerešljiva. Za rešitev tega problema je skupščina pooblastila na tem zasedanju izvoljeni novi Izvršni odbor.

Med drugim je bil sprejet tudi pomemben sklep, ki v letu 2002 določa poleg ZDGITS za soizdajateljico Gradbenega vestnika še IZS-MSG, ki je za izdajanje revije namenila okoli 12 milijonov SIT in bo s tem zagotovila prejetje Gradbenega vestnika vsem svojim članom.

Skupščina je sprejela in potrdila tudi zaključne račune za leta 1997, 1998, 1999 in 2000. Ker leto 2001 še ni finančno zaključeno, se bo postopek obravnave in sprejemanja zaključnega računa za leto 2001 prenesel na naslednje zasedanje, novi Izvršni odbor pa bo odločil, ali bo za to morda sklicana izredna skupščina.

Razprava je izpostavila velika pričakovanja od ZDGITS ob istočasnih ugotovitvah, da jih IZS-MSG do sedaj ni uresničila. Velika polemika se je razvila tudi glede prezahtevnih vsebin Gradbenega vestnika, ki je zaradi tega za nekatere člane nezanimiv. Delegate iz regionalnih društev pa je vznemirjalo še vprašanje, zakaj nima Ljubljana svojega društva gradbenih inženirjev in tehnikov in kdo pooblašča ljubljanske inženirje za sodelovanje v ZDGITS.

Za uspešno društveno delovanje in druge vidne dosežke v okviru ZDGITS je skupščina podelila priznanja z nazivom zaslužnega člana ZDGITS: Mariji Tekavec (Velenje), Mileni Kukovec-Bajec (Velenje), Marku Vučini (Velenje), Stanetu Brezniku (Velenje), Tereziji Vidrih (Novo mesto), Marinki Pavlin (Novo mesto), Martinu Pečavarju (Novo mesto) in dr. Janezu Reflaku (dosedanjemu predsedniku ZDGITS) ter priznanja z nazivom častnega člana ZDGITS: Stanislavu Pavlinu (Novo mesto), Feliksiju Strmoletu (Novo mesto) in prof. dr. Janezu Duhovniku (glavnemu in odgovornemu uredniku Gradbenega vestnika).

Skupščina je razrešila vse dosedanje funkcionarje ZDGITS in za obdobje dveh let izvolila nove.

Za najbolj odgovorno funkcijo, predsednika ZDGITS, je bil izvoljen g. Marjan Vengust, mlajši uspešen inženir in poslovnež iz Celja, aktiven društvenik in uveljavljen organizator. Med stanovskimi kolegi uživa veliko spoštovanja in zaupanja; v novi zahtevni funkciji pa od njega vsi skupaj tudi veliko pričakujejo.

Novi Izvršni odbor sestavljajo: s funkcijo predsednika Marjan Vengust (Celje), s funkcijo podpredsednika dr. Janez Reflak (SDPI), Stipan Mudražija (Maribor), Jože Barič (Novo mesto), Danilo Senič (Celje), Matija Blagus (Velenje), Janez Erjavec (Pomurje), Jožef Lemut (Tolminska-Ildrijska), Aleksander Petrič (Ajdovščina-Nova Gorica), Pavel Kovačič (Koper), Janko Veber (Kočevje), prof.dr. Matej Fischinger (SDPI), prod.dr. Franc Saje (SDGK), mag. Ana Marija Gaberc (SloGeD), prof.dr. Milenko Roš (SDZV), Boris Pečenko (SDGK), Borut Gostič (SloGeD), Gorazd Humar (Ajdovščina-Nova Gorica) in s funkcijo glavnega in odgovornega urednika Gradbenega vestnika, prof.dr. Janez Duhovnik.

Nadzorni odbor: Bojan Čelofiga (predsednik), Feliks Strmole (član), Marija Rataj (članica), Dragan Krajnc (namestnik), Janez Bojc (namestnik), Ivan Parkelj (namestnik).

Častno razsodišče: Franc Hribernik (predsednik), Stane Petrič (član), Adi Lesničar (član), Anton Žerjal (namestnik), Franc Zupancič (namestnik), Terezija Vidrih (namestnica).

Vsem prejemnikom priznanj in izvoljenim funkcionarjem iskreno čestitamo! Društvu gradbenih inženirjev in tehnikov Celje in njegovemu upravnemu odboru, ki je omogočilo zasedanje skupščine in ga odlično pripravilo, pa se vsi delegati, gostje in strokovna služba ZDGITS najlepše zahvaljujemo.

Anka Holobar
Strokovna služba ZDGITS

NOVI POGLEDI NA ZASNOVO TEMELJENJA DALJNOVODNIH STEBROV

NEW APPROACH ON THE DESIGN OF THE FOUNDATION OF THE OVERHEAD LINES SUPPORTS

STROKOVNI ČLANEK

UDK 624.15 : 621.315.1

BRANKO ZADNIK

POVZETEK

V prispevku so prikazani osnovni principi zasnove in dimenzioniranja temeljev daljnovidnih stebrov, ki so glede na obtežbe in kriterije uporabe zelo specifične gradbene konstrukcije. Od širokega nabora različnih možnosti temeljenja so obravnavane pri nas najpogosteje uporabljene oblike temeljev: razčlenjeni, kompaktni in piloti kot podvrst razčlenjenih temeljev. Predstavljen je verjetnostni pristop pri analizah temeljenja.

SUMMARY

The article gives basic principles of design and dimensioning of overhead transmission line towers which represent, regarding different loads and criteria of use, rather specific civil structures. Out of an extensive range of different foundation possibilities the article describes the most often used forms, like separate foundations, compact foundations and piles as a sub-form of the separate foundations. By foundation analyses a probability approach has been used.

Avtor:

doc.dr. Branko Zadnik, direktor sektorja za gradbeništvo, arhitekturo in geodezijo, IBE d.d.,
Hajdrihova 4, 1000 Ljubljana

1. UVOD

1.1 SPLOŠNO

Za temeljenje daljnovidnih (DV) stebrov je potrebno znanje, ki v veliki meri temelji na praktičnih izkušnjah in rezultatih ek-

sperimentalnega preizkušanja. V osnovi se razlikuje od temeljenja ostalih gradbenih objektov predvsem glede na obtežbe in kriterije, ki jih temelj daljnovidnega stebra mora prevzeti oziroma izpolnjevati.

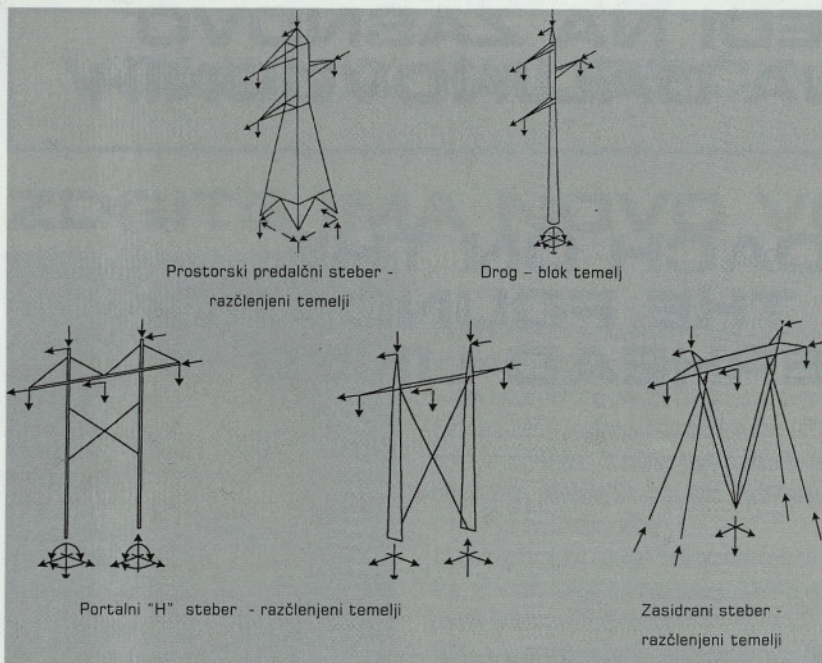
Prevladujoča obtežba temelja je prevrni-

tveni moment stebra, ki je osnovna obtežba monolitnega temelja oziroma vzrok za pojav dvojice sil, ki obremuje razčlenjene temelje DV stebra s svojo tlačno in izvlečno komponento (slika 1). Obtežba temeljev je posledica delovanja lastne teže konstrukcije, obtežbe vetra na

B. ZADNIK: Novi pogledi na zasnovo temeljenja daljnovodnih stebrov

od občutljivosti konstrukcije stebra na premike, pomemben pa je tudi vizualni vtis o varnosti stebra. Pomiki vrhov stebrov so zaradi zasukov temeljev in velikih višin stebrov, ki dosegajo pri visokona-petostnih vodih povprečne višine od štirideset do šestdeset metrov, bistveno večji kot pomiki temeljev.

V tem prispevku podajamo pregled najpogosteje uporabljenih načinov temeljenja daljnovodnih stebrov. Na izbor tipa temeljenja za konkretno lokacijo daljnovodnega stebra oziroma za vsako stojno mesto stebra vpliva več faktorjev: tip konstrukcije stebra, tip obtežbe in njenega trajanja, geotehnične karakteristike temeljnih tal, zanesljivost analitičnega modela, s katerim popisujemo realno stanje temelja in temeljnih tal, zahtevana stopnja varnosti, možnost uporabe gradbene mehanizacije za izgradnjo temelja, vrsta in razpoložljivost gradbenega materiala ter ne nazadnje ekonomika gradnje. Pri tem je potrebno poudariti, da na zasnovo in projektno obravnavo temeljenja vpliva tudi uvajanje novih gradbenotehnoloških pristopov pri izvajanju gradbenih del in pri transportu do posa-

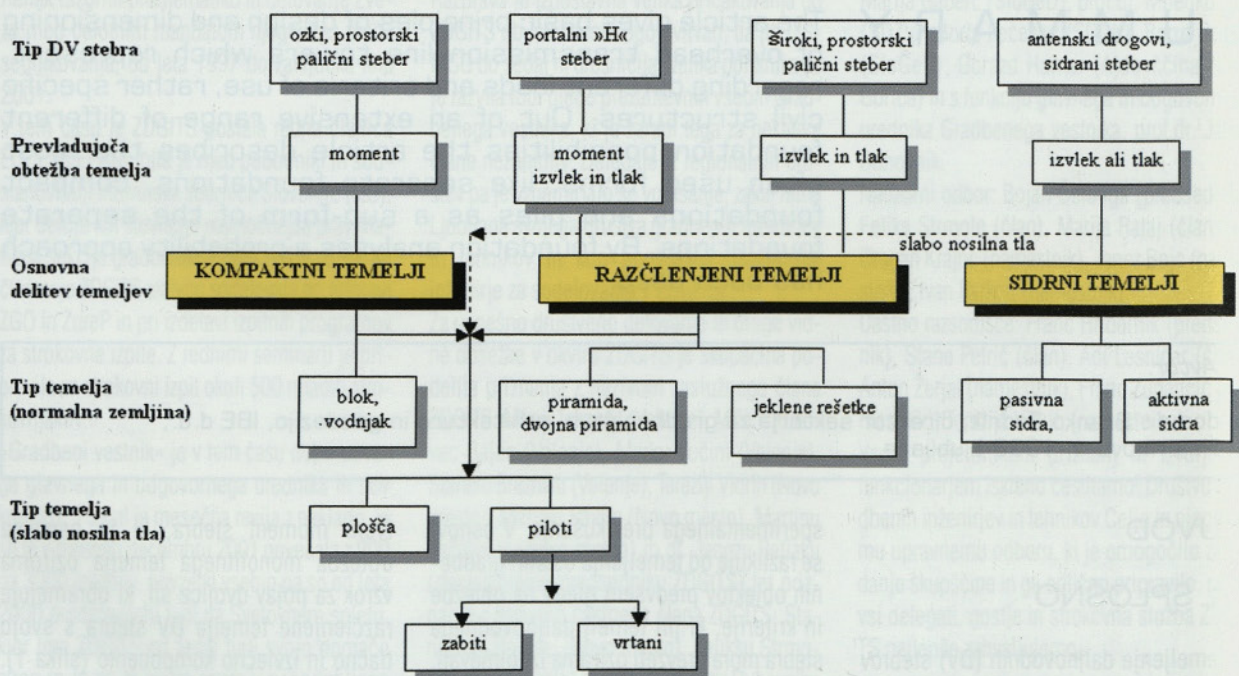


Slika 1: Nekaj tipov stebrov in obtežb na temelje

konstrukcijo stebra in vrvi daljnovoda ter notranjih nateznih sil v vodnikih, ki se prenašajo na podporne konstrukcije. Z izjemo lastne teže imajo te obtežbe spremenljiv, slučajni značaj in so odvisne

predvsem od atmosferskih vplivov (temperatura, veter, žled).

Dopustni premiki temeljev so tako kot pri ostalih gradbenih konstrukcijah odvisni



Slika 2: Prikaz odvisnosti tipa stebra, tipa temelja in obtežbe

mezni, včasih zelo težko dostopnih stojnih mest. Vsa ta dejstva pojasnujejo veliko število možnih projektnih rešitev temeljenja daljnovodnih stebrov.

V tem prispevku bodo načeloma obravnavane tri kategorije temeljev, in sicer kompaktni, blokovni temelji, razčlenjeni temelji in piloti kot posebna podvrsta razčlenjenih temeljev. Vsaka od teh treh kategorij se deli na posamezne tipe, kot je prikazano na sliki 2.

2. TIPI STEBROV IN OBTEŽBE NA TEMELJE

2.1 OBTEŽBE

2.1.1 Zgodovinski pregled

Pogled v preteklost pokaže, da se je s časom spreminjala praksa in tehnična regulativa, ki je predpisovala določanje obtežb na DV stebre in s tem tudi na njihove temelje. Klasičen pristop pri določanju teh obtežb je popolnoma determinističen. V zadnjih nekaj letih pa so se začele razvijati verjetnostne (probabilistične) oziroma delnoverjetnostne (semprobabilistične) metode določanja obtežb, ki počasi prodirajo tudi v prakso [IEC, 1991, DIN VDE 0210, 1987].

Pri determinističnem konceptu zahtevamo, da je "delovna" oziroma "vsakodnevna" obtežba na temelj pomnožena z določenim faktorjem; tako povečana je privzeta za določanje največje nosilnosti konstrukcije stebra in seveda tudi temelja. Koncept je lahko predstavljen tudi tako, da delovno obtežbo, pomnoženo z določenim splošnim varnostnim faktorjem, prevzame konstrukcija DV stebra oziroma njen temelj s svojo mejno nosilnostjo. Za obtežbe na DV stebre sta v tem kontekstu značilna dva osnovna primera, in sicer primer "normalne", vsakodnevne obtežbe, ki nastopi ob najpogostejših klimatskih pogojih in primer "izredne", redko nastopajoče obtežbe, ki redkeje nastopi ob izrednih vremenskih razmerah. V ta zadnji sklop prištevamo tudi primere mo-

rebitnih pretrgov vrvi. Različni nacionalni predpisi predpisujejo različne faktorje varnosti [DIN VDE 0210 1987, Pravilnik, 1988, ASCE, 1991]. Na mednarodni ravni ni splošno sprejetih in uporabljenih determinističnih predpisov za določanje obtežb.

Pri verjetnostnem pristopu je mejno stanje nosilnosti določeno s trenutkom, ko daljnovod ali katerakoli njegova komponenta ne zadovoljita več predpisane nosilnosti. Praviloma je mejno stanje določeno s klimatsko obtežbo, ki nastopa z določeno povratno dobo. Ta obtežba, pomnožena z delnim obtežnim faktorjem, se prenese na konstrukcijo, ki ima svojo karakteristično nosilnost, ki se množi s delnim redukcijskim faktorjem.

Največja težava pri uporabi verjetnostnih metod je večno pomanjkanje zadostnega števila podatkov, s katerimi bi lahko kalibrirali parcialne faktorje z želeno natančnostjo. Uporaba normalne porazdelitvene krivulje predpostavlja uporabo neskončnega števila podatkov, ki seveda nikoli ni zagotovljeno. Za premostitev teh teoretičnih težav se je začelo uvajanje delnoverjetnostnih metod. Te temeljijo na primerjavi rezultatov verjetnostnih modelov z opazovanji obnašanja obstoječih konstrukcij. Delni obtežni faktorji so nato prilagojeni tako, da uvedeni v teoretične analize, le-te dajo rezultate obnašanja konstrukcije, ki so podobni opazovanim.

Danes sta za področje temeljenja daljnovodnih stebrov poznana dva pristopa, ki uporabljata delnoverjetnostni način za določanje obtežb [IEC, 1991 in ASCE, 1991].

2.1.2 Zasnova daljnovoda kot sistema

Oba pristopa [IEC, 1991 in ASCE, 1991] obravnavata daljnovod kot integralni sistem različnih med seboj povezanih komponent, kot so: vodniki, izolatorji, stebri, temelji, itd. Resna napaka ali porušitev kateregakoli od navedenih glavnih ele-

mentov lahko povzroči izpad delovanja daljnovoda in s tem prekinitev prenosa energije in posledično velike gospodarske škode. Prednost integralnega pristopa je v tem, da je možno vod projektirati za določen isti nivo zanesljivosti vseh komponent, ali alternativno za določen in kontroliran scenarij razvoja napak ob upoštevanju različnih nosilnosti posameznih komponent voda.

2.1.3 IEC 826

Mednarodna elektrotehniška komisija (IEC) v svojem standardu 826 obravnava zanesljivost daljnovoda kot funkcijo zanesljivosti posamezne komponente voda in števila podpornih točk. Analizira različne obtežbene pogoje kot osnovo za projektiranje in od teh obravnava klimatske dogodke z verjetnostnim pristopom. Osnovna povezava med klimatsko obtežbo in projektno nosilnostjo konstrukcije je zapisana v obliki:

$$\gamma_u \cdot Q_T < \phi_R \cdot R_c \quad (1)$$

$$\phi_R = \phi_S \cdot \phi_N \cdot \phi_Q \cdot \phi_C \quad (2)$$

kjer pomeni: γ_u - koeficient odvisen od razpetine (običajno 1.0), Q_T - obtežba, ki se pojavi z določeno povratno periodo, ϕ_R - globalni koeficient nosilnosti, ki vsebuje koordinirano sodelovanje faktorjev nosilnosti za posamezne komponente, R_c - karakteristična oziroma nazivna nosilnost komponente, ϕ_S - koeficient nosilnosti, odvisen od števila komponent sistema, ϕ_N - koeficient, odvisen od števila komponent sistema izpostavljenih obtežbi, ϕ_Q - koeficient, odvisen od kakovosti izvedbe, ϕ_C - koeficient, odvisen od razlike dejanskega do privzetega rizika nastopa dogodka ($e = 10\%$).

Želeni nivo zanesljivosti se določa po tem predlogu z izborom ene od treh povratnih period, 50, 100 ali 500 let. Standard določa tudi kriterije za oceno mejnih stanj nosilnosti temeljev.

2.1.4 ASCE Manual No. 74

Pristop v tem dokumentu je podoben pristopu IEC s tem, da ASCE Manual No.74 predpostavi, da mora biti zanesljivost celotnega sistema enaka zanesljivosti njegovega najšibkejšega člena. Osnovna enačba, ki prikazuje povezavo med obtežbo in nosilnostjo, je:

$$\phi \cdot R_N > (D_L + \gamma \cdot Q_{50}) \quad (3)$$

kjer pomeni: ϕ - koeficient nosilnosti, odvisen od materialnih nehomogenosti, nenatančnosti izvedbe in nedoločenosti pri izračunu R_N , R_N - nazivna nosilnost komponente, D_L - vpliv lastne teže, γ - koeficient obtežbe, Q_{50} - obtežba, ki se pojavi s povratno periodo 50 let.

3. GEOTEHNIČNE METODE PRI ZASNOVI TEMELJEV

3.1.1 Splošno

Namen tega poglavja je podati pregled najpogosteje uporabljenih geotehničnih metod, za preverjanje nosilnosti različnih temeljev. Tradicionalno so to deterministične metode, v zadnjem obdobju pa se velika pozornost posveča metodam, temelječim na teoriji verjetnosti. Izbor in odločitev za uporabo primerne metode sta praktično povsod po svetu prepuščena projektantu in nista regulirana s predpisi.

3.1.2 Metoda mejnih stanj

Uporaba verjetnostnega pristopa pri obravnavi nosilnosti temeljev je relativno nova in se uporablja za določanje mejne nosilnosti temeljev pri izvleku. Pri razčlenjenih temeljih se istočasno obravnava tlačno obremenjen temelj na klasičen način, z upoštevanjem dopustnih napetosti pod temeljno ploskvijo. Avtorja Hansen [Hansen, 1967] in Meyerhoff [Meyerhoff, 1970] sta predlagala uporabo delnih varnostnih faktorjev za notranji

strižni kot v vrednosti 1.2 – 1.3 in za kohezijo 1.5 – 2.5. Pri določanju delnih varnostnih faktorjev je potrebno upoštevati naslednje vplive:

- posledice, ki bi nastopile ob doseženem mejnem stanju nosilnosti,
- zanesljivost geotehničnega modela,
- nezanesljivost metode za analizo izbranega modela temeljenja,
- razlike v podatkih o materialnih karakteristikah za laboratorijsko preizkušene materiale in materiale na konkretni lokaciji,
- kakovost geomehanskega nadzora pri izgradnji in predvideno kakovost gradnje.

Primerna metoda za obvladovanje ali vsaj oceno navedenih nedoločenosti je izvedba preizkusa nosilnosti temelja v naravni velikosti na predvidene obtežbe. Rezultati testiranj se lahko uporabljajo za kalibriranje projektnega modela in/ali za določitev karakteristične nosilnosti temelja.

3.1.3 Testiranje temeljev

Detalji o preizkušanju temeljev v naravni velikosti so popisani v [IEC 61773] in v posebni publikaciji CIGRE No.81 [CIGRE, 1994].

3.1.4 Karakteristična nosilnost temelja

Karakteristična nosilnost temelja upošteva variabilnost projektnega pristopa. Zveza med karakteristično nosilnostjo (R_c) in

srednjo vrednostjo nosilnosti (\bar{R}) je podana z enačbo:

$$R_c = \bar{R} \cdot (1 - k_c \cdot V_r) \quad (4)$$

Kjer je: k_c - faktor odvisen od stopnje tveganja, da se nosilnost ne nahaja v izbranem intervalu zaupanja, V_r - koeficient variacije nosilnosti temelja za privzeti model, R_c - karakteristična nosilnost, ki ustreza definirani stopnji tveganja, ki je privzeta v [IEC, 1991] z vrednostjo 10% in v [ASCE, 1991] z vrednostjo 5%.

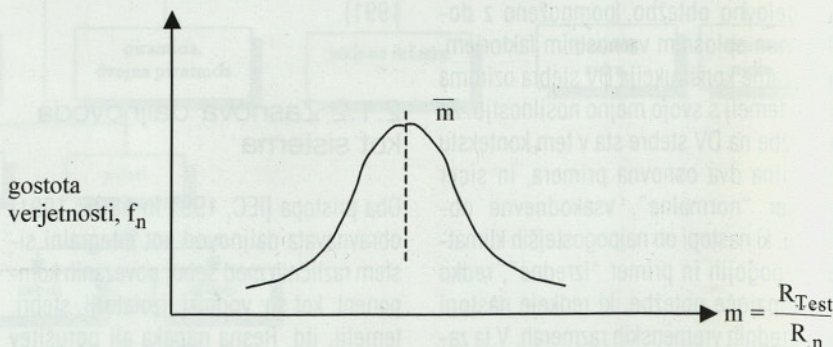
V zadnjih nekaj letih se je raziskovalo koeficient variacije V_r za različne tipe temeljev daljnovodnih stebrov z zbiranjem rezultatov testiranj temeljev v naravni velikosti s celega sveta. Slika 3 shematsko prikazuje funkcijo verjetnostne porazdelitve za podatke o nosilnosti določenega tipa temelja. Spremenljivki R_{TEST} in R_n sta merjena nosilnost temelja oziroma njegova projektno predvidena nosilnost. Predvidena nazivna nosilnost (R_n) je določena z izbranim matematičnim modelom, v katerem nastopata geometrija temelja in geotehnične karakteristike lokacije.

Če popišemo srednjo vrednost razmerja R_{TEST}/R_n z \bar{m} , potem je pričakovana srednja vrednost nosilnosti \bar{R} za mejno nosilnost ocenjena kot:

$$\bar{R} = R_n \cdot \bar{m} \quad (5)$$

in z umestitvijo (5) v (4) dobimo:

$$R_c = R_n \cdot \bar{m} \cdot (1 - k_c \cdot V_r) \quad (6)$$



Slika 3: Verjetnostna porazdelitev podatkov o nosilnosti temelja

Ob predpostavki, da je koeficient variacije za m (V_m) dobra ocena za V_r , lahko zapišemo enačbo 6 v obliki:

$$R_c = R_n \cdot \bar{m} \cdot (1 - k_c \cdot V_m) \quad (7)$$

Pri izračunu R_c lahko uporabimo normalno ali logaritmčno porazdelitev podatkov, kot je prikazana na sliki 3. Na podlagi preverjanja testnih podatkov za konkretne primere se je ugotovilo, da logaritmčna porazdelitev bolje popisuje realne vrednosti kot normalna porazdelitev [DiGioia, 1994, Buckley, 1994].

4. RAZČLENJENI TEMELJI

4.1 SPLOŠNO

Razčlenjeni temelji DV stebra prenašajo obtežbo konstrukcije stebra na temeljna tla preko vsake od nog stebra, ne da bi bili med seboj povezani. Vsaka noga je torej temeljena v svoj blok. V splošnem se ta tip temeljenja uporablja za vse prostorske palične konstrukcije daljnovodnih stebrov, ki imajo širino (korak) v višini glave temelja večjo od okoli treh metrov. Pri tem moramo zagotoviti enakomerne geotehnične pogoje tako, da ne bi prišlo do diferencialnih posedanj med posameznimi nogami stebra.

Izbor oblike konstrukcije in materiala temelja je odvisen od geotehničnih pogojev lokacije, dostopnosti stojnega mesta stebra za gradbeno mehanizacijo, razpoložljivega časa za gradnjo, financ in tudi

od projektantskih in izvajalskih izkušenj pri uporabi določenega tipa.

V tem prispevku obravnavamo razčlenjene plitve temelje v obsegu in obliki, kot se izvajajo pri nas. Načeloma pa se enako obravnavajo tudi tipi temeljev, ki so značilni za nekatere druge predele sveta, predvsem montažne jeklene rešetke.

4.2 OBTEŽBE IN OSNOVNI PRINCIP PROJEKTNE ZASNOVE

Razčlenjeni temelji so v glavnem obteženi z vertikalno tlačno in/ali izvlečno obtežbo v kombinaciji s proporcionalno majhnimi horizontalnimi obremenitvami v prečni in vzdolžni smeri glede na os daljnovo-da. Razmerja med posameznimi komponentami so odvisna od naklona vogalnika stebra, ki je element povezave med temeljnim blokom in konstrukcijo stebra. Glede na konkretne razmere na terenu je potrebno upoštevati tudi dodatne obtežbe na temelj, ki rezultirajo od morebitnih zemeljskih pritiskov hriba nad stebrom, zmrzali, ...

Obstoji veliko število metod različnih avtorjev, ki so v tem pregledu združene v dve skupini, in sicer na metode, ki obravnavajo obnašanje temelja pod tlačno obtežbo, in metode, ki obravnavajo prevzemanje izvlečne obtežbe temelja.

a) Tlak

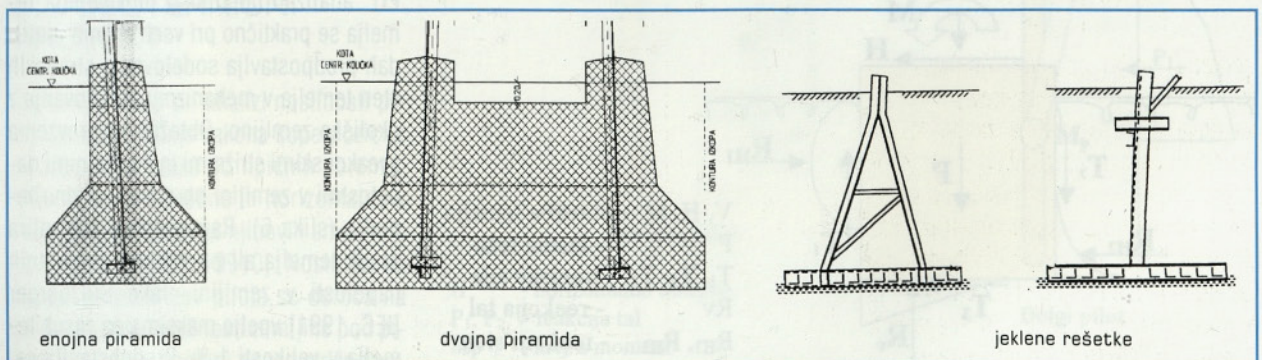
Zunanje obtežbe temelja vključno z lastno

težo so uravnotežene s tlačnimi napetostmi v zemljini, kot je sicer običajno pri temeljenju ostalih gradbenih konstrukcij.

b) Izvlek

Na podlagi teoretičnih in empiričnih preizkusov je veliko število avtorjev prispevalo svoje rešitve pri obravnavanju temelja na izvlečno obremenitev. Nekatere metode so bile razvite na podlagi laboratorijskih preskusov na pomanjšanih modelih temeljev, nekatere pa temelje na rezultatih preskusov temeljev v naravni velikosti in naravnih zemljinah. Vsekakor je priporočljivo, da se vsaka uporabljena metoda kalibrira z rezultati testiranja na izvlek v naravnem merilu. Osnovni parametri, ki so prisotni pri tovrstnih analizah, so lastna teža telesa temelja in teža zaležnega zasipa skupaj s težo zemeljskega telesa po predpostavljani porušni ploskvi. Le-ta se pri različnih pristopih razlikuje od vertikalne, preko različnih oblik porušnic (krožna, logaritmka) do linearnih, nagnjenih pod določenim kotom proti vertikali, ki tvorijo končno podobo sodelujočega zemeljskega telesa v obliki obrnjenega prisekanega stožca. Tipične obtežbe in reaktivne sile so prikazane na sliki 5.

Glede na dejstvo, da je nagnjenost vogalnika stebra, ki se sidra v temelj, vedno manjša od 1:5, se smer delovanja izvlečne sile, ki deluje sicer v osi vogalnika, privzame v vertikalni smeri. Nobena od poznanih metod ne obravnava vpliva horizontalne komponente na izvlečno nosilnost temelja.



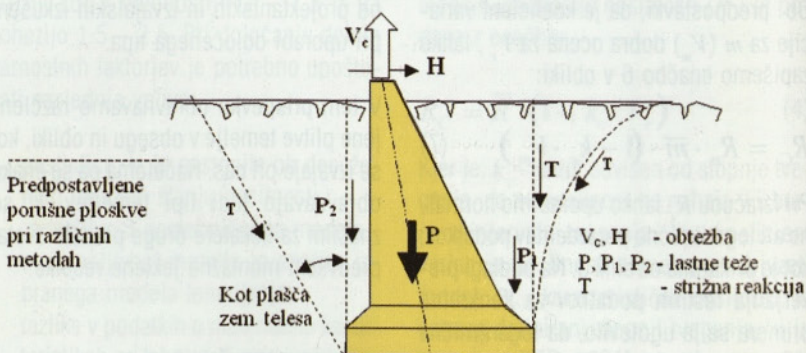
Slika 4: Osnovni tipi razčlenjenih temeljev

Prisotnost talne vode in časovno spreminjanje njenega nivoja je potrebno upoštevati pri ocenjevanju vseh geotekničnih parametrov, uporabljenih pri izbrani metodi.

4.3 VPLIV NAČINA IZGRADNJE NA NOSILNOST TEMELJA

Pri tlačno obremenjenih temeljih ima način gradnje zanemarljiv vpliv na nosilnost temelja. Pri temeljih, obremenjenih na izvlek, pa je zelo pomembno, ali dosežemo projektno predpostavljeno gostoto zasipnega materiala oziroma ali smo se odločili za podkopavanje sicer vertikalnih sten izkopa in s tem premaknili strižno ploskev, ki poteka od dna temelja do površja, v neporušeno zemljino naravne strukture. Za nosilnost temelja je takšen postopek vsekakor boljši, saj so naravne strižne karakteristike v zemljini praktično vedno višje, kot jih dosegamo na gradbišču v zasipnem materialu in ob relativno oteženem spremljanju kakovosti izvedbe komprimacije zaradi oddaljenosti posameznih lokacij stebrov.

Problem, ki se pojavlja pri taki izvedbi, je predvsem zagotavljanje varnosti pri delu za delavce, ki v relativno ozkih in globokih gradbenih jamah (ca. 3 x 3 x 3 m) opravljajo podkopavanje vertikalnih sten gradbene jame. Podkopavanje poteka ob dnu temeljne jame do 0.5 m v širino. Pri tem predstavlja razpiranje sten gradbene jame dodatno oviro pri izvajanju. Današ-



Slika 5: Obtežba razčlenjenega temelja na izvlek, razporeditve reakcij in predpostavljene porušnice po različnih analitičnih metodah

nja praksa se izogiba podkopavanju tudi na račun nekoliko večjih količin betona, ki jih je potrebno vgraditi, da se kompenzirajo manjše strižne odpornosti zasipnega materiala.

Prisotnost talne vode in časovno spreminjanje njenega nivoja je potrebno opoštevati pri ocenjevanju vseh geotekničnih parametrov uporabljenih pri izbrani metodi.

5. KOMPAKTNO TEMELJENJE

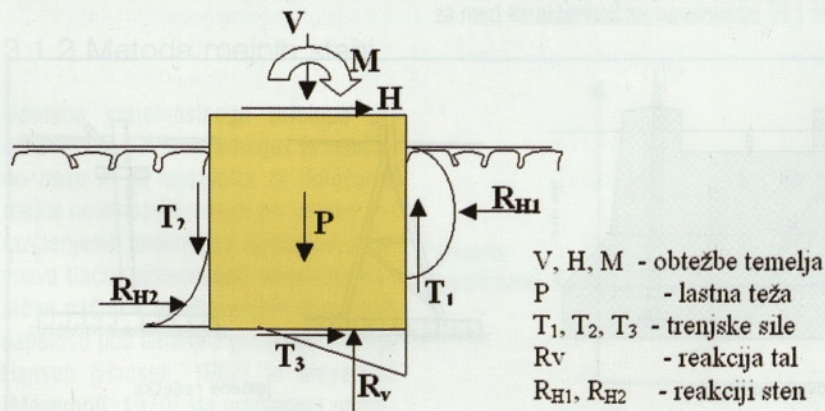
5.1 SPLOŠNO

Kompaktni temelj lahko definiramo kot temelj, ki je zasnovan za prevzem prevrnitvenega momenta stebra. V splošnem se uporablja za temeljenje ozkih paličnih stebrov in jamborov. V posebnih primerih se uporablja tudi pri širših paličnih

stebrih, ko je potrebno zagotoviti enakomerno posedanje celotne konstrukcije ali v primeru, ko nimamo na razpolago dovolj prostora za izvedbo razčlenjenega temeljenja. Povezava med temeljem in konstrukcijo stebra se izvede s sidrnimi vijaki ali pa z vbetoniranjem sidrnih delov konstrukcije direktno v temelj. Kompaktni temelji so obremenjeni predvsem s prevrnitvenim momentom ter manjšimi vertikalnimi ter horizontalnimi silami, ki delujejo v smeri in prečno na smer trase daljnovoda.

5.2 BLOKOVNI TEMELJ

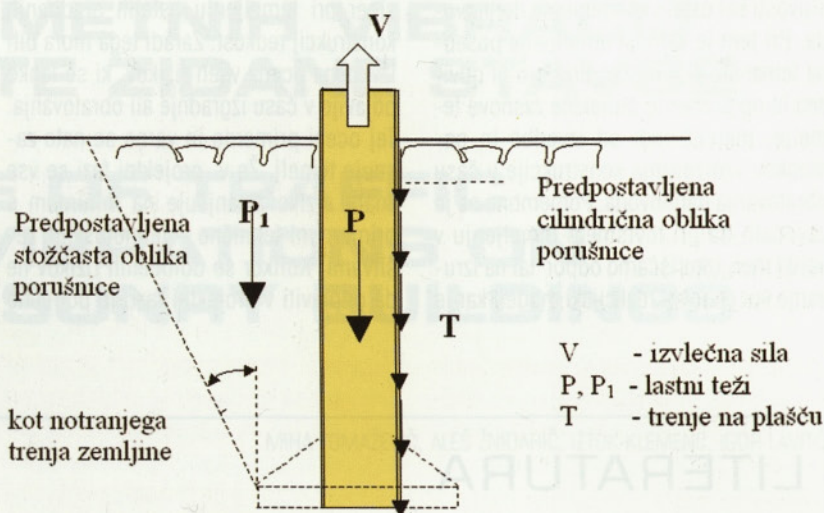
Betonski blokovni temelj je najenostavnejša oblika temeljenja DV stebra in je izveden kot na mestu liti, armirani ali nearmirani betonski kvader. Glede na geometrijo konstrukcije stebra in ekonomijo gradnje, se lahko v betonski blok vbetonira tudi do 25 % lomljenca.



Slika 6: Razporeditev reakcijskih napetosti okoli blok temelja

Pri analizah nosilnosti blokovnega temelja se praktično pri vseh znanih metodah predpostavlja sodelovanje stranskih sten temelja v mehanizmu sodelovanja z okoliško zemljino. Obtežba se prevzema z reakcijskimi strižnimi in normalnimi napetostmi v zemljini ob stenah in dnu temelja (slika 6). Računsko se kontrolira zasuk temelja ali pa velikost dopustnih napetosti v zemljini. Tako Sulzberger [IEC, 1991] vpelje maksimalen zasuk temelja v velikosti 1 %. Predpostavlja se, da so horizontalne in vertikalne reakcije

(R_h in R_v) odvisne od modula stisljivosti zemljine (koeficienta posteljice), pri čemer pa se zanemari strižni odpor zemljine (T_1 in T_2). Metoda je iteracijska in je odvisna od predpostavljenega vrtilišča temelja. Ti osnovni principi zagotavljanja ravnotežja, ki jih je uporabil Sulzberger, se pojavijo tudi pri nekaterih drugih avtorjih, ki model dopolnjujejo še z vpeljavo strižnega odpora na kontaktu sten in dna temelja. Modernejše metode na osnovi MKE vpeljujejo v model dimenzioniranja temelja horizontalne in vertikalne vzmeti, s katerimi se popisuje vpliv okoliške zemljine.



Slika 7: Modeli analize pilota na izvlek

6. PILOTIRANJE

6.1 SPLOŠNO

Za potrebe izgradnje daljnovoda je to zelo drag način temeljenja in ga uporabljamo le v primerih slabo nosilnih tal, ko odvedo vsi drugi načini temeljenja, vključno s poskusom premaknitve stojnega mesta stebra na drugo lokacijo zaradi iskanja boljših geomehanskih karakteristik tal. Premer pilotov, ki jih uporabljamo kot posamezne ali pa tudi kot pilote v skupini, variira od 600 do 1000 mm. Uporaba mikropilotov s premerom, manjšim od 300 mm, ni predmet obravnave tega prispevka. Za prevzem horizontalnih obtežb in zagotovitve pravilnosti geometrije tlorisa stebra se glave pilotov povežejo med seboj z armiranobetonskim okvirom, vkopanim pod koto terena.

6.2 GEOTEHNIČNI PROJEKT

Osnovni princip pri analizi nosilnosti pilota je upoštevanje zakona superpozicije pri obravnavi vsake od tipičnih obremenitev (tlačne, izvlečne in horizontalne v višini glave pilota) ter njihovih smiselnih kombinacijah [IEC, 19910]. Nosilnost na tlačno obremenitev pilota se določa na podlagi tlačne nosilnosti zemljine pod pilotom in/ali na podlagi ocene strižne nosilnosti plašča pilota. Od teh dveh kom-

ponent je pomembnejša nosilnost plašča pilota na strig.

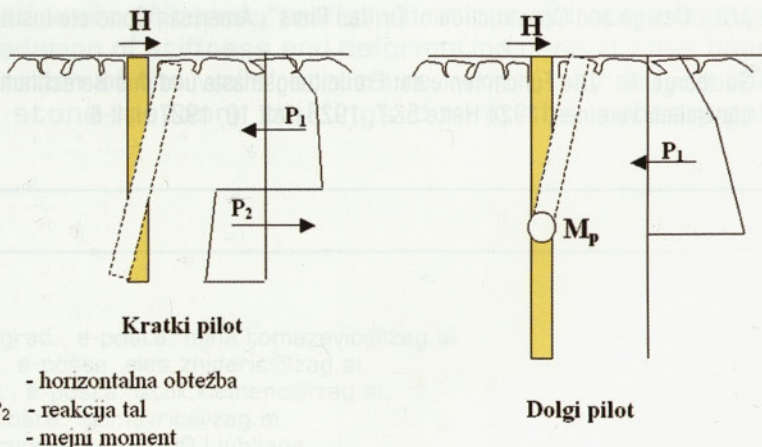
Glede na nosilnost na izvlek ni splošno sprejete metode. Kot pri razčlenjenih temeljih tudi tu nastopajo različne obravnave porušitvenih ploskev v zemljini: porušitev po plašču pilota ali pa porušitev, ki nastopi po nekem plašču obrnjene-ga priskekanega stožca.

Pri tradicionalni obravnavi nosilnosti pilotov se vedno upošteva, da prevzemajo le osno obremenitev. Tako se horizontalne komponente obtežbe na skupino pilotov prevzemajo s poševnimi piloti v skupini. Dejansko pa lahko prevzame vsak

vertikalen pilot tudi določeno horizontalno obtežbo. Pri temeljenju daljnovodnih stebrov, kjer imamo opraviti z relativno majhnimi horizontalnimi obtežbami, se lahko analizira možnost izkoristka nosilnosti pilota kot elementa, ki prevzema tudi tovrstne obtežbe. Pri tem razlikujemo kratke in dolge pilote in njihovo vkleščanje v čvrste nosilne sloje. Osnovna modela obravnave pilotov na horizontalno obtežbo sta prikazana na spodnji sliki.

7. SKLEP

Prikazani pristopi omogočajo zasnovati temelj DV stebra z enakim nivojem zane-



Slika 8: Model obravnave pilotov na horizontalno obtežbo

B. ZADNIK: Novi pogledi na zasnovo temeljenja daljnovodnih stebrov

sljivosti kot ostale komponente daljnovo-
da. Pri tem je varnost temeljenja poseb-
na tematika, ki v našem primeru ni odvi-
sna le od primerne projektne zasnove tem-
elja, marveč tudi od izvedbe in po-
stopkov vzdrževanja konstrukcije v času
obratovanja daljnovo-
da. Pomembno se je
zavedati, da pri tovrstnem temeljenju v
veliki meri izkoriščamo odpor tal na izru-
vanje kot osnovni reakcijski model, kar je

sicer pri temeljenju ostalih gradbenih
konstrukcij redkost. Zaradi tega mora biti
izvedena ocena vseh rizikov, ki se lahko
pojavi v času izgradnje ali obratovanja.
Tej oceni primerno in varno se nato za-
snuje temelj. Že v projektni fazi se vse
znane rizike zmanjšuje na minimum s
primernimi tehnično – tehnološkimi re-
šitvami. Kolikor se določenih rizikov ne
da odpraviti v projektni fazi, je potrebno

seznaniti z njimi vse sodelujoče pri izgra-
dnji, obratovanju in vzdrževanju objekta
(npr. izpostavljenost potencialnim pre-
mikom zaradi plazovitosti terena na loka-
ciji temelja, pa tudi v njegovi bližini,
poplavna področja, ipd.), ter s primerni-
mi aktivnostmi v življenjski dobi daljno-
voda skrbeti, da je zagotovljena varnost
objekta in tudi okolice.

LITERATURA

IEC: "Loading and strenght of overhead transmission lines", Technical Report 826, Geneve, Suisse, 1991.

DIN VDE 0210: "Planning and Design of OPL with a Related Voltages above 1 kV", VDE Verlag., 1987.

"Pravilnik o tehničnih normativih za graditev nadzemnih elektroenergetskih vodov, 1 kV do 400 kV", U.I. SFRJ, št. 65, Beograd, 1988.

ASCE: "Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading", Manual No.74, USA, 1991.

Hansen J.B.: "The Philosophy of Foundation Design: Design Criteria Safety Factors and Settlement Limits", Proceedings of Symposium on Bearing Capacity and ettlement of Foundations, Duke University, Durham ; USA, 1967.

Meyerhoff G.G.: "Safety Factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, No.4, Vol. 7, 1970

CIGRE: "Foundation Testing", CIGRE SC22-07, Buletin No. 81, Paris, 1994.

DiGioia A.M. at all: "Reliability Based Design of Transmission Line Structure Foundation", Canadian Electric Association, March 1994.

Buckley, M.B.: "Reliability Based Design of OHL Foundation", CIGRE, WG22-03, No.22-203, 1994.

ACI: "Design and Construction of Drilled Piers", American Concrete Institute, 336.3R-93, May 1993.

Sulzberger G.: "Die Fundamente der Freileitungsmaste und ihre Berechnung", Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereines, 1924 Hefte 5&7, 1925 Heft 10, 1927 Heft 6

VPLIV PROMETNIH VIBRACIJ NA KAMNITE ZIDANE STAVBE

INFLUENCE OF TRAFFIC INDUCED VIBRATIONS ON STONE-MASONRY BUILDINGS

ZNANSTVENI ČLANEK

UDK 620.178.3 : 656.13 : 691.2.059.2

MIHA TOMAŽEVIČ, ALEŠ ŽNIDARIČ, IZTOK KLEMENC, IGOR LAVRIČ

P O V Z E T E K Raziskovali smo vpliv vibracij, ki jih povzroči promet, na nastanek poškodb in spremembe trdnostnih in deformabilnostnih lastnosti kamnitih zidov. V laboratoriju smo na tradicionalen način sezidali serijo kamnitih zidov, jih najprej izpostavili simuliranim prometnim vibracijam, nato pa jih preizkusili bodisi na tlak bodisi s ciklično vodoravno obtežbo pri konstantni osni sili. Medtem ko po končanem vzbujanju nepoškodovanih zidov s prometnimi vibracijami nismo ugotovili nobenih poškodb, so na predhodno poškodovanih zidovih prometne vibracije povzročile opazno napredovanje razpok. Ugotovili smo, da izpostavljenost prometnim vibracijam sicer ni vplivala na trdnostne lastnosti, je pa povzročila razpadanje strukture zidu. To je imelo za posledico upadanje togosti in duktilnosti, kar pa lahko zmanjša tudi sposobnost disipacije energije kamnitega zidovja med bodočim potresom in s tem potresno odpornost konstrukcije v celoti.

S U M M A R Y The influence of traffic induced vibrations on damage propagation and strength and deformability capacity of stone-masonry walls has been studied. A series of stone masonry walls have been tested in the laboratory by first subjecting the test specimens to simulated traffic vibrations and then to either vertical compressive or cyclic lateral loading. Whereas no cracks or other visible damage developed in the cases where undamaged walls have been tested, traffic vibrations caused propagation of cracks in the case of the previously damaged walls. Whereas traffic vibrations did not influence the strength characteristic, degradation of stiffness and deformation capacity has been observed as a results of disintegration of the walls' structure, which may reduce the energy dissipation capacity of stone-masonry buildings during the subsequent earthquakes.

Avtorji:

prof. dr. Miha Tomaževič, univ. dipl. inž. grad., e-pošta: miha.tomazevic@zag.si,
mag. Aleš Žnidarič, univ. dipl. inž. grad., e-pošta: ales.znidaric@zag.si,
mag. Iztok Klemenc, univ. dipl. inž. grad., e-pošta: iztok.klemenc@zag.si,
mag. Igor Lavrič, univ. dipl. inž. str., e-pošta: igor.lavric@zag.si,
vsi Zavod za gradbeništvo Slovenije, Dimičeva 12, 1000 Ljubljana.

UVOD

Za nastanek poškodb na gradbenih konstrukcijah je cela vrsta razlogov: poleg kombinacije nekakovostne gradnje in neustreznega vzdrževanja, kar ima lahko za posledico npr. staranje materiala in neenakomerne posedke temeljev, so tu še vplivi obtežb, ki povzročajo dodatne, nepričakovane obremenitve konstrukcijskega sistema. To so različne slučajnostne obtežbe (potres, trki ipd.), med možnimi vzroki pa so predvsem pri starejših zidanih stavbah tudi dinamični vplivi prometa in gradbenih del v bližini objekta.

V zadnjih letih se zaradi povečanih prometnih tokov skozi Slovenijo in pospešene gradnje avtocest čedalje več lastnikov hiš ob prometnicah pritožuje nad poškodbami, ki naj bi nastale kot posledica težkega prometa oziroma delovanja gradbenih strojev med gradnjo ali rekonstrukcijo ceste. Na njihovo zahtevo so bili izmerjeni tresljaji na večjem številu stavb, izmerjene vrednosti pa primerjane s tistimi, ki jih kot še sprejemljive navajajo obstoječi standardi ali predpisi. Primerjave kažejo, da je med kratkotrajnimi meritvami skoraj nemogoče izmeriti tresljaje, na podlagi katerih bi po konzervativnih merilih tehnične regulative, ki obravnava vpliv vibracij na objekte, lahko nedvoumno potrdili, ali in v kolikšni meri je promet kriv za nastale poškodbe. Tudi ekstremne vrednosti, izmerjene med kratkotrajnimi meritvami [Žnidarič, 2000], so navadno manjše od vrednosti, ki jih navajajo standardi, predpisi in priporočila [DIN 4150/2, 1975; DIN 4150/3, 1986; Vibration problems, 1991], zato ugotovljene poškodbe težko nedvoumno pripisemo vplivom prometa.

Kot kažejo izkušnje, običajni promet po normalno ravni cestni površini sam po sebi ne povzroča nastanka poškodb na stavbah blizu ceste. V primeru starih zidanih stavb, ki kažejo znake neustreznega vzdrževanja in staranja materialov in stoje v neposredni bližini cest, pa težkega prometa po zelo neravnem vozišču ne moremo preprosto izključiti kot vzroka za

nastanek poškodb, čeprav izmerjene vrednosti vibracij konstrukcije med prevozom težkih vozil ne dosegajo kritičnih po merilih standardov.

Še posebej ne gre zanemariti dejstva, da lahko zaradi neprestanega dinamičnega vzbujanja, čeprav le z majhnimi amplitudami in intenziteto, pride do utrujanja materiala. To se pri zidanih konstrukcijah izraža z drobljenjem malte in s tem povezanimi spremembami mikrostrukture zidovja, kar je še posebej izrazito pri kamnitem zidovju. Čeprav se takšne spremembe na zunaj navadno ne odražajo v obliki poškodb, pa lahko zmanjšajo sposobnost sipanja energije med potresom, ki je pri kamnitem zidovju odvisna predvsem od nevarnosti, da se med delovanjem ciklične obtežbe, kot je potres, zid razsloji. Prav tako lahko sprememba mikrostrukture zidovja povzroči nenadno porušitev zidane konstrukcije, pri kateri je nosilnost zidovja izkoriščena, že v običajnih razmerah. To kaže primer porušitve zidanega stolpa v Pavii v Italiji [Binda in sod., 1992].

V literaturi praktično ni najti podatkov o vplivu prometnih vibracij na gradbene objekte, predvsem starejše, čeprav je problem pereč po vsem svetu, še posebej v državah z bogato arhitekturno kulturno dediščino [Bachmann in Ammann, 1987]. Podatkov najbrž ni, ker proučevanje vzrokov za nastanek in širjenje poškodb na obstoječih objektih terja sistematično dolgotrajno opazovanje oziroma vsaj periodične nekajdnevne meritve vibracij, hkrati pa tudi obsežne laboratorijske raziskave, na podlagi katerih bi terenske meritve lahko ovrednotili. Takšna opazovanja so tudi predraga, da bi jih lahko izvajali na manjših stanovanjskih objektih ob prometnicah, pri katerih največkrat pride do težav.

Da bi vsaj deloma raziskali občutljivost starih zidanih stavb na prometne vibracije in ugotovili njihov vpliv na možno degradacijo nosilnosti in togosti zidovja, na podlagi rezultatov raziskav pa predlagali bolj realne mejne vrednosti, ki naj bi jih

upoštevali pri vrednotenju vpliva izmerjenih vibracij na stavbe, smo na Zavodu za gradbeništvo Slovenije zasnovali in izpeljali raziskovalni projekt. V okviru programa smo v laboratoriju na tradicionalen način sezidali serijo zidov, na katerih smo raziskovali vpliv prometnih vibracij na nastanek poškodb in spremembe mehanskih lastnosti. Raziskave smo v okviru mednarodnega sodelovanja med Slovenijo in Italijo po programu INTERREG II skoordinali z italijanskimi kolegi z Univerze v Padovi. Univerza v Padovi je izvedla terenske meritve vibracij 10 večjih zgodovinskih stavb v okolici Benetk in raziskala možnosti za numerično modeliranje dinamičnega učinka prevoza težkih vozil po cestah na zidane konstrukcije.

V tem prispevku poročamo samo o raziskavah, ki smo jih izvedli na ZAG, in navajamo najpomembnejše ugotovitve [Žnidarič in sod., 2000].

OPIS PREISKAV

Večina poškodb, ki naj bi bile posledice prometnih vibracij, nastane na starih, zgodovinskih zidanih stavbah. Čeprav so mnoge sezidane z opečnim zidovjem, pa med njimi prevladujejo kamnite zidane stavbe, sezidane bodisi z lokalnim kamnitim materialom, apnencem oziroma dolomitom in peščenjakom bodisi je zidovje mešano, sezidano iz kamna in opeke. Zato smo se odločili, da v prvi fazi raziščemo, kako vibracije, ki jih povzroča promet, vplivajo na kamnito zidovje.

TIPOLOGIJA STAVB

Zidovje tradicionalno grajenih hiš je sezidano iz dveh zunanjih slojev neobdelanega kamna različne velikosti, vmesni prostor pa je zapolnjen z manjšimi kosi kamna, pomešanimi z malto za zidanje. Malta je slabe kakovosti, predvsem na podeželju je blatna, mešana le z razmerno majhno količino apna. V starih mestnih jedrih je zidovje bolj homogeno,

sezidano pa z mešanico neobdelanega kamna in opeke, brez izrazite meje med posameznimi sloji. V mestih višina kamnitih hiš običajno ne presega 3 do 4 nadstropij, medtem ko je na podeželju navadno omejena le na 2 nadstropji. Porazdelitev zidov v obeh pravokotnih smereh je enakomerna, zaradi debeline nosilnih in veznih zidov ter razmeroma majhnih prostorov pa je razmerje med površino zidov in tlorisno površino hiš zelo veliko, saj večkrat presega 10 % v vsaki smeri. Stropi in preklade so tradicionalno leseni, brez zidnih vezi, ki bi povezovali zidove in zagotavljale celovito delovanje konstrukcije med delovanjem dinamične vodoravne obtežbe, kot je npr. potres. Nad kletjo, pritličjem ter nad hodniki lesene strope včasih zamenjajo zidani oboki. Praviloma so hiše sezidane brez posebnih temeljev, pri čemer so temeljni zidovi navadno slabši kot zidovi nad nivojem terena.

VIBRACIJE ZARADI PROMETA

Tako kot pri drugih dinamičnih vzbujanjih je tudi pri vzbujanju s prometno obtežbo odziv posameznih elementov zidanih konstrukcij odvisen od številnih parametrov. Med njimi so lastnosti tal, po katerih se vibracije prenašajo s cestišča do stavbe in ki lahko dušijo ali ojačujejo vplive prometa, na odziv pa vplivajo tudi vrsta konstrukcije in lastnosti materialov, iz katerih je stavba zgrajena. Ker nismo imeli namena raziskovati vpliva vseh teh parametrov na odziv konstrukcije, pač pa ugotoviti, v kolikšni meri vibracije vplivajo na nastanek poškodb in nosilnost zidovja, smo zidove preiskali z vibracijami, s katerimi smo ponazorili dejanski odziv konstrukcije, izmerjen med prevozom težkih vozil.

S preizkuševalnimi napravami, s katerimi sicer razpolagamo v laboratoriju za konstrukcije, bi lahko preizkusnim zidovom vsilili odziv v tipični obliki, izmerjeni na dejanski konstrukciji. Glede na to, da je pogon teh naprav zelo drag, pa smo

proučili možnost uporabe enostavne naprave, vibratorja z elektronsko regulacijo frekvence vzbujanja, pritrjenega na zaključno vez zidu. Zato smo pred začetkom vzbujanja zidov v laboratoriju analizirali rezultate meritev vibracij na različnih starejših zidanih stavbah, ki smo jih izvedli v preteklih letih. Ker so bile maksimalne vrednosti izmerjene v primerih, ko je na mestu meritve prišlo do resonančnih vplivov, t.j. ujemanja frekvence vzbujanja in ene od lastnih frekvenc nihanja konstrukcijskega elementa, smo odziv zidu na dinamično vzbujanje prometa modelirali z upoštevanjem naslednjih predpostavk:

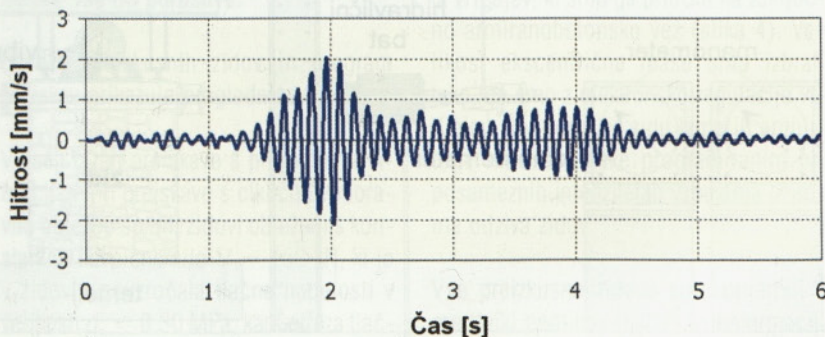
- odziv konstrukcije na prometno vzbujanje ima zaradi resonančnih vplivov v ekstremnih primerih pretežno sinusno obliko, v kateri prevladuje ena sama frekvenca;
- maksimalno vzbujanje med tipičnim prevozom težkega tovornega vozila traja v povprečju približno 1/2 s (slika 1);
- povprečno število prevozov težkih tovornih vozil na srednje obremenjeni cesti je 1000 vozil na dan, od tega doseže odziv pri:
 - 10 vozilih (1 % vseh) maksimalno izmerjeno vrednost,
 - 25 vozilih (2,5 % vseh) 1/2 maksimalno izmerjene vrednosti,
 - 150 vozilih (15 % vseh) 1/3 maksimalno izmerjene vrednosti;
- računsko obdobje je 20 let;
- maksimalna izmerjena amplituda hi-

trosti vibracij na stavbi ob cesti z zmerno neravnostjo je bila nekoliko večja od 2 mm/s. Pričakujemo, da je amplituda vibracij v bolj neugodnih pogojih vsaj trikrat večja.

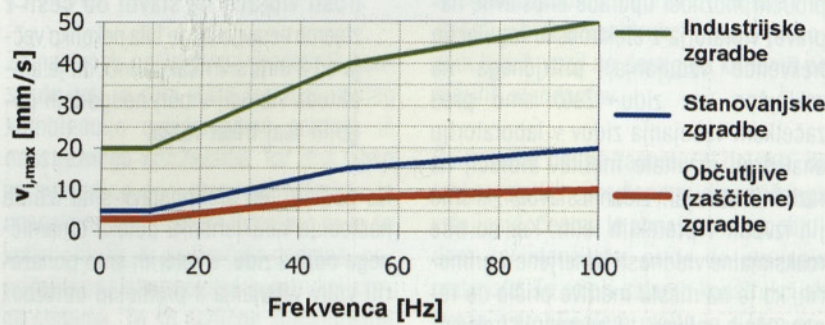
Na podlagi teh predpostavk smo izbrali naslednje karakteristike poteka dinamičnega odziva zidu, s katerim smo ponazorili vpliv vzbujanja s prometno obtežbo:

- sinusno obliko, ki smo jo vzbudili z vibratorjem z ekscentrično maso;
- amplitude odziva na prometno vzbujanje (intenziteta) 2 mm/s, 4 mm/s in 8 mm/s,
- okvirno trajanje vzbujanja:
 - z intenziteto A (amplituda 2 mm/s): približno 6 dni,
 - z intenziteto B (amplituda 4 mm/s): približno 1 dan,
 - z intenziteto C (amplituda 8 mm/s): 10 ur.

Preiskavo smo dodatno poenostavili še s tem, da posameznih intenzitet odziva nismo razporedili slučajnostno v celotnem času trajanja preiskave, pač pa smo zidove najprej vzbujali s konstantno amplitudo z intenziteto A, nato B in na koncu z intenziteto C. Kot je iz nadaljevanja prispevka razvidno, izbrana razporeditev amplitud vzbujanja v času trajanja preiskave ni vplivala na nastanek in razvoj poškodb pri nepoškodovanih zidovih. Na podlagi opazovanj lahko tudi sklepamo, da bi časovno slučajnostno razporejena porazdelitev intenzitete odziva le v manjši



Slika 1: Izmerjene hitrosti nihanja v vodoravni smeri na stanovanjski hiši med prevozom praznega 3-osnega 12-tonskega tovornjaka (Žnidarič, 2000)



Slika 2: Mejne vrednosti za kratkotrajne nestacionarne vibracije [DIN 4150/3]

meri pospešila razvoj poškodb pri začetno poškodovanih zidovih.

Čeprav smo merili odziv v vseh treh smerih, smo kot merilo za nastavitev frekvence vzbujanja upoštevali amplitude vibracij, izmerjene v smeri dolžine zidu (smer y). V tej smeri je bil na zid pritrjen tudi vibrator. Okvirno trajanje vzbujanja s posameznimi amplitudami, ocenjeno na

podlagi predpostavk o intenziteti težkega prometa, smo prilagodili delovnemu času (sobote, nedelje). Dejansko trajanje vzbujanja posameznih zidov s posameznimi intenzitetami navajamo v preglednici 1, primer časovnega poteka dinamičnega vzbujanja, kjer smo čas trajanja vzbujanja z intenziteto A skrajšali, podaljšali pa čas trajanja vzbujanja z intenziteto B, pa je prikazan na sliki 5. Analiza je pokazala,

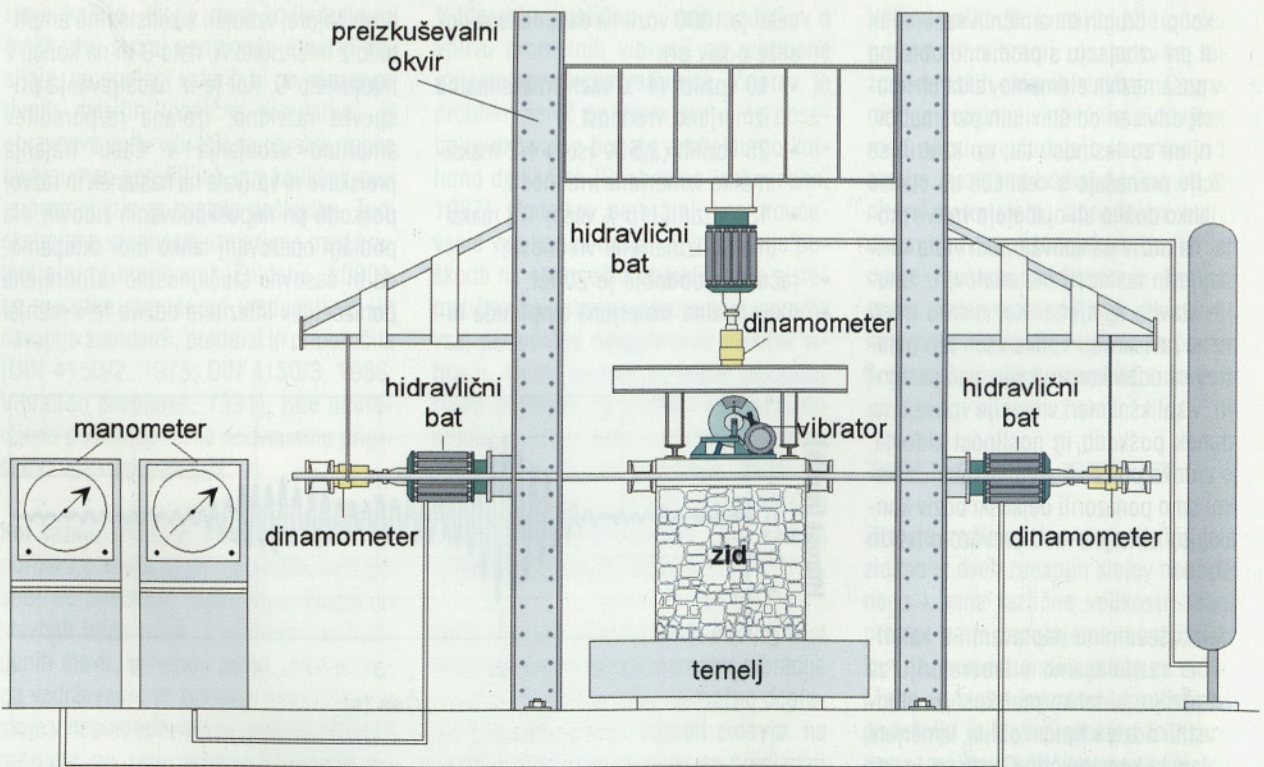
da spremembe niso vplivale na rezultate.

PREIZKUSNI ZIDovi IN POSTOPEK PREISKAVE

Trdnostne in deformabilnostne lastnosti zidovja določajo naslednji parametri:

- tlačna trdnost zidovja, f_c ,
- natezna trdnost zidovja, f_t ,
- modul elastičnosti, E ,
- strižni modul, G , in
- mejni faktor duktilnosti, μ_u .

Da bi raziskali, ali in v kolikšni meri vibracije zaradi prometa povzročajo spremembe teh parametrov oziroma povzročajo upadanje nosilnosti in togosti zidov, smo v laboratoriju za konstrukcije sezidali 8 preizkusnih zidov. Zidovi dimenzij 100/50/110 cm (dolžina / debelina / višina) so bili sezidani na tradicionalni način. Za zidanje je bil uporabljen



Slika 3: Shematični prikaz naprave za preiskavo zidov s ciklično vodoravno obtežbo

lomljen kamen, mešanica apnenca in peščenjaka, odvzet iz obstoječe stavbe, ki jo je poškodoval potres v Bovcu leta 1998. Zidove smo sezidali z apneno malto 1:9 (apno : pesek 0-8 mm), tipično za zidanje na območju, s katerega je bil pripeljan kamen, ki je imela tlačno trdnost 2,11 MPa. Preizkusni zidovi so bili sezidani na amiranobetonskih temeljnih blokih, zgoraj pa so bili zaključeni z amiranobetonskimi vezmi. Da bi med preiskavo lažje opazovali nastanek in širjenje razpok in drugih poškodb, smo zidove ometali z apnenim ometom in jih belo prepleskali.

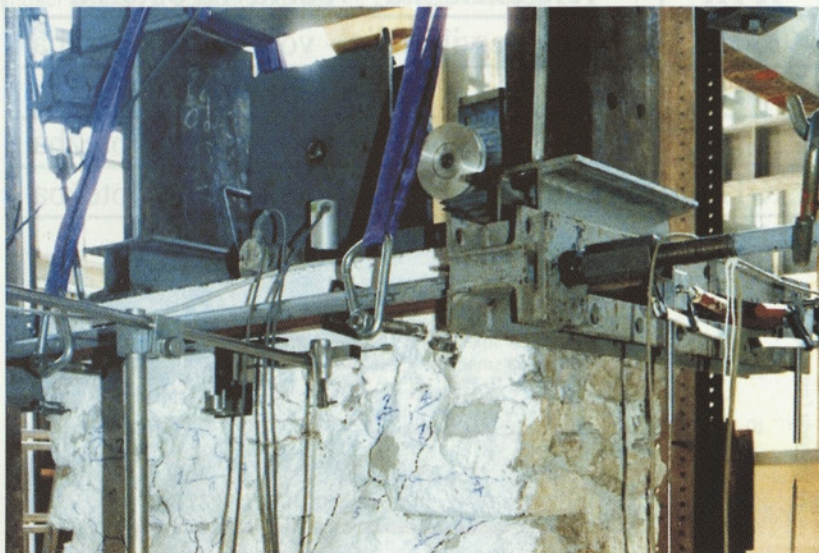
Da bi ugotovili mehanske lastnosti kamnitega zidovja v osnovnem stanju, smo po programu tri zidove preiskali kot referenčne preizkušance. En zid smo s stopnjema povečujočo se silo preiskali na tlak, dva pa smo pri konstantni osni sili preiskali s ciklično vodoravno obtežbo v obliki programiranih vsiljenih pomikov s stopnjema naraščajočo amplitudo (slika 3).

Potek preiskave pri preostalih petih preizkušancih pa je bil tak:

- 1. faza: z udarcem s kladivom smo določili lastno frekvenco nihanja zidu.
- 2. faza: zidovi so bili izpostavljeni prometnim vibracijam (intenzitete A, B in C). Z rednim opazovanjem smo vizualno ugotavljali nastanek morebitnih razpok, vsaki 2 uri pa smo analizirali morebitne spremembe lastnih frekvenc nihanja. Na koncu 2. faze smo z udarcem s kladivom ponovno določili lastno frekvenco nihanja zidu.
- 3. faza: s ciklično vodoravno obtežbo do pomika $\pm 2,5$ mm smo zidove zmereno poškodovali. Nato smo jih ponovno izpostavili prometnim vibracijam in ponovili 2. fazo preiskave (intenzitete A, B in C). Opazovali smo napredovanje poškodb in vsaki 2 uri analizirali spremembe lastnih frekvenc nihanja. Na koncu 3. faze smo z udarcem s kladivom določili lastno frekvenco nihanja zidu.
- 4. faza: po končanem vzburjanju s prometnimi vibracijami smo zidove

Zid	Čas trajanja vzburjanja					
	Nepoškodovan zid			Poškodovan zid		
	A	B	C	A	B	C
K-V2	5 dni	1 dan	10 ur	6 dni	2 dni	10 ur
K-V3	5 dni	2 dni	10 ur	4 dni	3 dni	10 ur
K-H2	6 dni	1 dan	10 ur	5 dni	3 dni	10 ur
K-H4	4 dni	2 dni	10 ur	5 dni	2 dni	10 ur
K-H5	6 dni	2 dni	10 ur	4 dni	3 dni	10 ur

Preglednica 1: Čas trajanja vzburjanja zidov s posamezno intenziteto



Slika 4: Vibrator in merilniki hitrosti, pritrjeni

preiskali bodisi na tlak (dva zidova) bodisi s ciklično vodoravno obtežbo (trije zidovi) vse do porušitve.

Oznake preizkusnih zidov in program preiskav prikazuje preglednica 2.

V vseh fazah preiskave s prometnimi vibracijami in preiskave s ciklično vodoravno obtežbo so bili zidovi obteženi s konstantno navpično silo $V = 150$ kN, ki je v zidovju povzročala tlačne napetosti v velikosti $\sigma_0 = 0,30$ MPa, kar ustreza tlačnim napetostim v zidovih tipične dvonadstropne podeželske stanovanjske hiše. Kot že rečeno, smo za vzburjanje vibracij

uporabili enostaven vibrator z ekscentrično maso in elektronsko regulacijo števila vrtljajev, ki smo ga pritrčili na zaključno amiranobetonsko vez (slika 4). Velikost ekscentrične mase smo izbrali tako, da smo z elektronsko regulacijo vrtljajev vibratorja na zidu izmerili amplitude hitrosti, enake programiranim pri posameznih intenzitetah vzburjanja oziroma odziva zidov.

Vse preizkusne zidove smo opremili z merilniki pomikov (LVDT) in deformacij. Z merilniki pomikov smo med preiskavo merili pomike v navpični in vodoravni smeri, z merilniki deformacij pa smo

merili stisnjenje zidu v navpični smeri in razslojevanje zidu (spremembe debeline zidu) v vodoravni smeri, pravokotno na ravnino zidov. Med preiskavo s ciklično vodoravno obtežbo smo merili tudi deformacije v obeh diagonalnih smereh zidov. Z merilniki hitrosti, pritrjenimi na zaključno armiranobetonsko vez, smo merili hi-

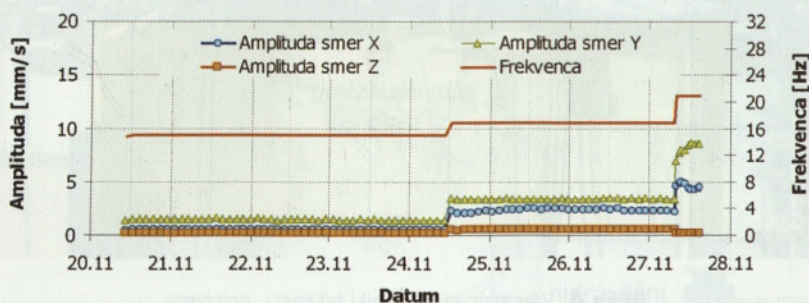
trosti induciranih vibracij zidov v obeh vodoravnih (v vzdolžni in prečni smeri zidu) in navpični smeri.

Med celotnim trajanjem dinamičnega dela preiskave smo podatke na vsakem merilnem kanalu zajemali s frekvenco 512 odčitkov na sekundo. Za analizo

sprememb dinamičnih lastnosti preizkusnih zidov smo vsaki 2 uri na disk računalnika shranili 20 s dolge signale, na podlagi katerih smo z Danielson-Lanczosovo FFT metodo ovrednotili frekvenčne spektre lastnih nihanj zidu. V analizi smo zabeleženi signal razdelili na 4 s dolga okna, za vsako okno posebej izračunali frekvenčni spekter lastnih nihanj, spektre pa nato povprečili v frekvenčnem območju med 0 in 256 Hz. Za analizo smo razvili poseben računalniški program.

Zid	Način preiskave
K-V1	referenčni zid - tlačna preiskava
K-V2	prometne vibracije - tlačna preiskava
K-V3	prometne vibracije - tlačna preiskava
K-H1	referenčni zid - vodoravna obtežba
K-H2	prometne vibracije - vodoravna obtežba
K-H3	referenčni zid - vodoravna obtežba
K-H4	prometne vibracije - vodoravna obtežba
K-H5	prometne vibracije - vodoravna obtežba

Preglednica 2: Oznake zidov in program preiskav



Slika 5: Frekvenca vzbujanja in odziv poškodovanega zidu KH-5 (3. faza preiskave)

Zid	V_{max} (kN)	f (MPa)	E (MPa)	$\epsilon_{V,max}$ (‰)	$\epsilon_{H,max}$ (‰)
K-V1*	583	1.21	539	37	70
KV-2	516	0.98	853	26	26
KV-3	613	1.23	989	21	69

*Referenčni zid

V_{max} - maksimalna navpična sila

$\epsilon_{V,max}$ - maksimalna navpična deformacija

$\epsilon_{H,max}$ - maksimalna vodoravna deformacija v bočni smeri (razslojevanje)

Preglednica 3: Rezultati tlačne preiskave zidov in vrednosti mehanskih lastnosti kamnitega zidovja, ki določajo obnašanje zidovja pri tlaku

REZULTATI PREISKAV

DINAMIČNE PREISKAVE

Med 2. fazo preiskave na predhodno nepoškodovanih zidovih nismo opazili vidnih poškodb. Spremljanje dinamičnih lastnosti zidov pa je pokazalo, da so v zidovih nastale nevidne poškodbe, mikro razpoke in drobljenje malte, kar je imelo za posledico mikro spremembe zidne strukture, na zunaj odražene v opaznih spremembah izmerjenih amplitud hitrosti pri enaki frekvenci vzbujanja z vibratorjem (slika 5). V nadaljevanju preiskave, ko smo z enakimi vsiljenimi vibracijami kot v 2. fazi preiskovali zid, ki smo ga predhodno poškodovali s ciklično vodoravno obtežbo, pa smo poleg tega, da smo za doseganje programiranih amplitud odziva morali spremeniti frekvence vzbujanja, ugotovili tudi vidno napredovanje obstoječih razpok, čeprav njihova širina ni presegla 0,05 mm (slika 6). Tipični frekvenčni spektri lastnega nihanja, ovrednoteni s FFT analizo odziva zidov na udarec s klavivom pred 2. fazo oziroma po 3. fazi preiskave, ki so prikazani na slikah 7 in 8, kažejo opazne spremembe frekvenčne sestave.

PREISKAVE MEHANSKIH LASTNOSTI

Odvisnosti med navpično silo in navpičnimi pomiki (stisnjenjem), dobljene s tlačno preiskavo zidov in ovojnice odvisnosti med vodoravno silo in vodoravnimi pomiki, dobljene s preiskavo s ciklič-

Zid	H_{\max} (kN)	d_{\max} (mm)	R_{\max} (%)	f_t (MPa)	G (MPa)	μ_u	$e_{H,\max}$ (‰)
K-H1*	52.4	43.5	3.9	0.047	254	9.1	56
K-H2	61.7	15.4	1.4	0.059	318	4.7	40
K-H3*	45.8	22.4	2.1	0.034	657	6.2	84
KH-4	56.7	-	-	0.042	390	-	-
KH-5	59.4	19.6	1.9	0.054	551	7.0	67

*Referenčna zidova

H_{\max} - maksimalna vodoravna sila

d_{\max} - maksimalni vodoravni pomik

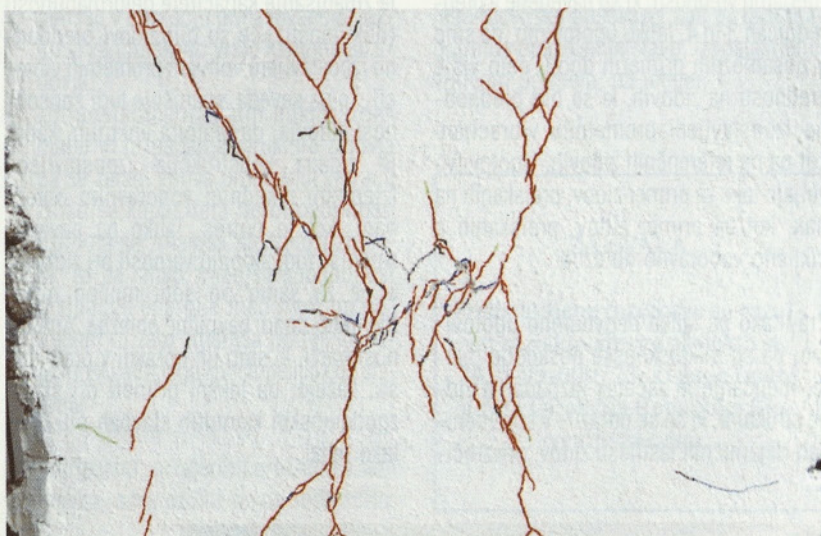
R_{\max} - maksimalni zasuk ($R_{\max} = d_{\max}/h$)

Preglednica 4: Rezultati preiskav zidov s ciklično vodoravno obtežbo in vrednosti mehanskih lastnosti zidovja, ki določajo obnašanje zidovja pri strigu

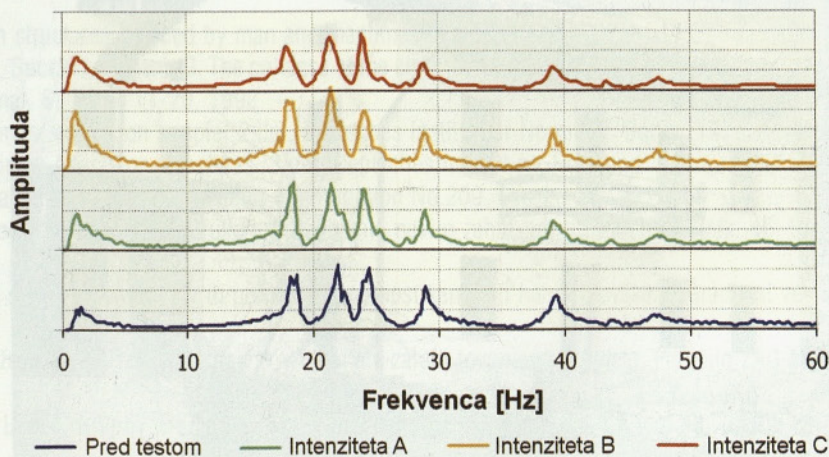
no vodoravno obtežbo, so prikazane na slikah 9 in 10. Rezultati preiskav so za zidove, preiskane na tlak, zbrani tudi v preglednici 3, za zidove, preiskane s ciklično vodoravno obtežbo, pa v preglednici 4. Kot kažejo dobljeni rezultati, se vrednosti ključnih mehanskih lastnosti preiskanega zidovja dobro ujema z vrednostmi, ki smo jih na enaki vrsti zidovja dobili s preiskavami na terenu, o katerih smo že poročali [Tomažević in sod., 1999]. Dobro ujemanje potrjuje tudi praktično uporabnost te študije. Odstopanja vrednosti trdnosti so posledica neizogibne nehomogenosti kamnitega zidovja zaradi tradicionalnega načina zidanja. Ugotovimo pa lahko, da se vse vrednosti gibljejo v okviru pričakovane raztrosa rezultatov pri tovrstnem zidovju in da razlike niso posledica izpostavljenosti prometnim vibracijam.

VPLIV PROMETNIH VIBRACIJ NA NOSILNOST ZIDANIH KONSTRUKCIJ

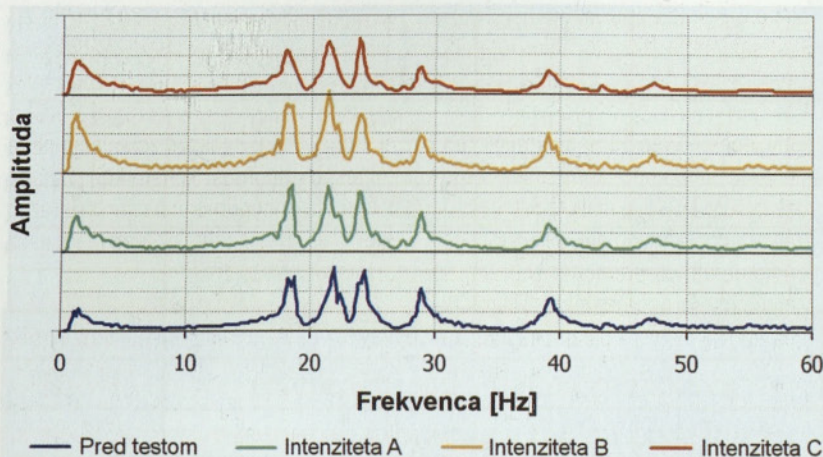
Na podlagi primerjave vrednosti tlačne in natezne trdnosti, dobljenih na referenčnih zidovih in na zidovih, izpostavljenih vplivom simuliranih prometnih vibracij, lahko ugotovimo, da so razlike bolj posledica nehomogenosti zidanja kot pa izpostavljenosti prometnim vibracijam. Če pri-



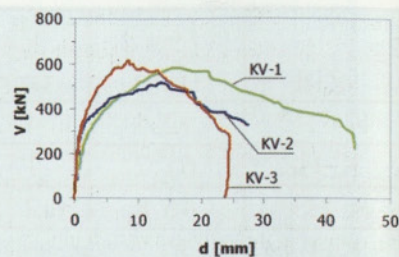
Slika 6: Širjenje razpok med vzbujanjem predhodno poškodovanega zidu s prometnimi vibracijami



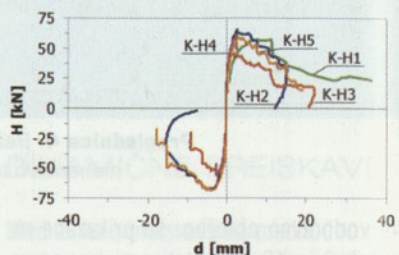
Slika 7: Frekvenčni spektri lastnih nihanj nepoškodovanega zidu KV-3



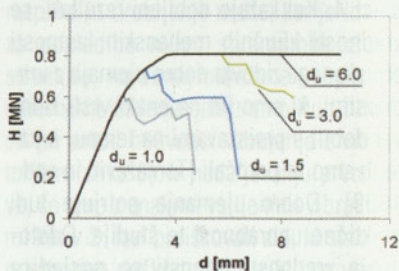
Slika 8: Frekvenčni spektri lastnih nihanj zidu KV-3 po 3. fazi preiskave



Slika 9: Odvisnosti med navpično silo in pomiki, dobljene s tlačno preiskavo zidov



Slika 10: Odvisnosti med vodoravno silo in pomiki, dobljene s preiskavo zidov s ciklično vodoravno obtežbo



Slika 12: Etažne ovojnice potresne odpornosti za hišo s slike 12, izračunane za različne faktorje duktilnosti zidov

merjamo vrednosti, ki so navedene v preglednicah 3 in 4, lahko ugotovimo, da smo v posameznih primerih dobili celo višje vrednosti na zidovih, ki so bili predhodno izpostavljeni prometnim vibracijam kot pa na referenčnih zidovih. Ugotovitve veljajo tako za primer zidov, preiskanih na tlak, kot za primer zidov, preiskanih s ciklično vodoravno obtežbo.

Prav tako pa lahko nedvoumno ugotovimo, da so mikroskopske poškodbe malte, mehčanje in začetek razpadanja zidne strukture, ki so se odrazile v spremembah dinamičnih lastnosti zidov, povzročijo

le zmanjšanje kapacitete deformabilnosti (duktilnosti), če so bili zidovi predhodno izpostavljeni vplivom prometnih vibracij. To pa seveda zmanjšuje tudi sposobnost zidovja, da disipira energijo, kadar je zidana konstrukcija izpostavljena izjemnim cikličnim vodoravnim obtežbam, kot je potres, lahko pa nevarno zmanjša tudi stopnjo varnosti pri zidovju, ki je že samo po sebi močno obremenjeno zaradi navpične obtežbe. Analize nosilnosti, ki smo jih opravili v preteklosti, kažejo, da takšni primeri pri starih zgodovinskih kamnitih stavbah niti niso tako redki.



Slika 11: Tipična dvonadstropna podeželska kamnita zidana hiša

Za koliko lahko spremembe kapacitete deformabilnosti (duktilnosti), ki so rezultat neugodnega vpliva dolgotrajne izpostavljenosti prometnim vibracijam, vplivajo na potresno odpornost, smo raziskali na primeru tipične dvonadstropne podeželske kamnite zidane hiše (slika 11). Z metodo, ki smo jo razvili za preverjanje potresne odpornosti zidanih stavb [Tomažević, 1997], smo izračunali ovojnico potresne odpornosti stavbe pri različnih mejnih duktilnostih konstruktivnih zidov (slika 12). Kot je jasno videti, zmanjšanje kapacitete deformabilnosti zaradi izpostavljenosti prometnim vibracijam vidno vpliva tako na odpornost kot na sposobnost disipacije energije. Vred-

nosti obeh parametrov se namreč zmanjšata, če se zmanjša mejni faktor duktilnosti zidov.

SKLEPI

Raziskovali smo vpliv prometnih vibracij na nastanek poškodb in spremembe mehanskih lastnosti zgodovinskega kamnitega zidovja. V laboratoriju smo preiskali 8 kamnitih zidov, sezidanih na tradicionalen način iz materiala, odvzeta iz dejanske podeželske hiše. Zidove smo najprej izpostavili simuliranim prometnim vibracijam, nato pa preiskali njihovo nosilnost na tlak in s ciklično vodoravno obtežbo. Na podlagi analize dobljenih rezultatov lahko ugotovimo:

- prometne vibracije niso povzročile vidnih poškodb na zidovih. Prometne vibracije so povzročile širjenje poškodb (razpok) le v primerih, ko so bili zidovi predhodno že poškodovani;
- prometne vibracije so povzročile nevidne spremembe strukture zidov, kot so mikroskopsko drobljenje malte ter s tem povezano mehčanje in razpadanje zidovja. Kljub raztrosu vrednosti mehanskih lastnosti preiskanega kamnitega zidovja je opazen trend upadanja frekvence lastnega nihanja, pa tudi sprememb dimenzij v navpični

smeri in smeri pravokotno na ravnino (stisnjenje in razslojevanje zidov) pri konstantnih pogojih zunanje obtežbe;

- po izpostavitvi nekaj sto tisočem ciklov vibracij (več 10 tisoč vozil) z amplitudo, večjo od 2 mm/s, smo z meritvami ugotovili vidne spremembe lastnosti zidov, kar pomeni, da sta za vrednotenje vpliva prometnih vibracij na nosilnost in deformabilnost kamnitega zidovja bistvena parametra tudi amplituda vibracij in čas trajanja izpostavljenosti;
- prometne vibracije niso povzročile bistvenih sprememb trdnostnih lastnosti zidovja. Vrednosti, dobljene na referenčnih zidovih in na zidovih, predhodno izpostavljenih prometnim vibracijam, so v območju pričakovanega raztrosa za preiskano vrsto kamnitega zidovja;
- kot posledica nastalih mikrorazpok malte in razpadanja strukture zidovja pa se zaradi vpliva prometnih vibracij zmanjša kapaciteta deformabilnosti oziroma se zmanjša duktilnost zidovja. To pa lahko zmanjša sposobnost disipacije energije med možnim potresom in zato zmanjša potresno odpornost celotnega konstrukcijskega sistema.

S preiskavami, o katerih poročamo v tem prispevku, smo dobili jasno indikacijo,

da prometne vibracije v primeru tradicionalno sezidanega kamnitega zidovja zmanjšujejo že tako majhno sposobnost kapacitete deformabilnosti in disipacije energije. S tem pa lahko zmanjšajo ne le potresno odpornost konstrukcij, pač pa lahko v mejnih primerih nevarno ogrozijo tudi stabilnost nosilnih elementov stavb pri navpični obtežbi.

Seveda pa na podlagi omejenega števila preiskav še ni mogoče zanesljivo določiti mejnih vrednosti za dopustne frekvence in amplitude vibracij, pri katerih tudi kljub dolgotrajni izpostavljenosti še ne bi prišlo do upadanja nosilnosti in togosti ter zmanjšanja disipacije energije. Za to so potrebne ne samo dodatne sistematične laboratorijske preiskave, pač pa tudi dolgotrajna opazovanja stavb, izpostavljenih vplivom prometa, na terenu.

ZAHVALA

Predstavljene raziskave so rezultat raziskovalnega projekta št. 2415-99-000773, ki ga je financirala Direkcija Republike Slovenije za ceste.

LITERATURA

- Bachmann, H., Ammann, W. Vibrations in structures induced by man and machines. IABSE in ETH, Zürich, 1987.
- Binda, L., Gatti, G., Mangano, G., Poggi, C., Succhi Landriani, G. The collapse of the civic tower in Pavia: a survey of the material and structure. The Masonry Society Journal, 6, 1, str. 11-20, 1992.
- DIN 4150/2. Structural vibration in buildings; effects on people. 2.del. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1975.
- DIN 4150/3. Structural vibration in buildings; effects on structures. 3.del. Deutsches Institut für Normung. Berlin, 1986.
- Vibration problems in structures. Practical Guidelines. CEB Bulletin d'information No.209. Lausanne, 1991.
- Tomažević, M. Preverjanje potresne odpornosti zidanih konstrukcij: prilagajanje novim zahtevam. Gradbeni vestnik, 46, 9-10, str. 254-266, 1997.
- Tomažević, M., Klemenc, I., Lutman, M. In situ preiskave zidov in potresna odpornost kamnitih hiš na Bovškem. Gradbeni vestnik, 48, 8-9-10, str. 198-208, 1999.
- Žnidarič, A. Poročilo o meritvah vibracij župnijske hiše na Sostrski 1 v Ljubljani zaradi tovrnega prometa. Poročilo ZAG št. P 132/2000-670/1. Ljubljana, 2000.
- Žnidarič, A., Tomažević, M., Klemenc, I., Lavrič, I. Vpliv prometnih vibracij na zidane stavbe. zaključno poročilo. Zavod za gradbeništvo Slovenije. Ljubljana, 2000.

TOLMAČ KARTE POTRESNE NEVARNOSTI SLOVENIJE

SEISMIC HAZARD MAP OF SLOVENIA - EXPLANATORY TEXT

STROKOVNI ČLANEK

UDK 550.343.4 (497.12) : 006.8 (4) EC8

JANEZ LAPAJNE, BARBARA ŠKET MOTNIKAR, POLONA ZUPANČIČ

P O V Z E T E K Temeljna karta potresne nevarnosti Slovenije je karta projektne pospeška tal za povratno dobo 475 let, ki je izdelana v skladu z zahtevami evropskega predstandarda Eurocode 8 (EC8). Uporablja se skupaj s slovenskim predstandardom Eurocode 8 – Projektiranje potresno odpornih konstrukcij, ki ga je izdal Slovenski inštitut za standardizacijo (2001). Slovenski predstandard Eurocode 8, Karta projektne pospeška tal in Tolmač skupaj dopolnjujejo predpise o potresno odporni gradnji v Sloveniji. Geodetska osnova Karte projektne pospeška tal je pregledna karta Slovenije v merilu 1 : 500.000.

V Tolmaču so pojasnjeni strokovni termini, ki jih uporabljamo ob karti projektne pospeška tal. Na kratko so opisani vhodni podatki in postopek za izračun karte. Posebej so navedena območja z največjo potresno nevarnostjo. Še vedno je v veljavi tudi Seizmološka karta SFRJ, zato so poudarjene razlike med obema kartama. Prispevek zaključujejo štiri dopolnilne karte potresne nevarnosti Slovenije, ki pa so le informativne.

S U M M A R Y The basic seismic hazard map of Slovenia is the design ground acceleration map for the return period of 475 years. It is prepared in accordance with the European prestandard Eurocode 8 (EC8). The Slovenian Prestandard Eurocode 8 (2001), the design ground acceleration map of Slovenia and its explanatory text supplement the earthquake resisting legislation in Slovenia.

The explanatory text interprets the technical terms and describes the input data and the methodology used. The areas with the largest seismic hazard in Slovenia are presented. As the Seismic hazard map of SFRJ is still in the official use, the main differences between the two maps are pointed out. Four informative seismic hazard maps of Slovenia: design ground acceleration map for the return period of 1,000 and 10,000 years, and 1.0 s and 0.3 s spectral acceleration are presented.

Avtorji:

dr. Janez Lapajne,
dr. Barbara Šket Motnikar,
Polona Zupančič, MOP – Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo, Dunajska 47 / VII, 1000 Ljubljana

UVOD

Konec leta 2001 je Slovenski inštitut za standardizacijo izdal slovenski predstandard Eurocode 8 – Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. S tem je začela veljati tudi nova karta potresne nevarnosti Slovenije, to je karta projektnega pospeška tal za povratno dobo 475 let. Karta je bila objavljena v Gradbenem vestniku (junij, 2001), tokrat pa predstavljamo Tolmač karte in še štiri dopolnilne karte potresne nevarnosti, ki pa so le informativne: karti pospeška tal za povratni dobi 1000 in 10.000 let ter karti spektralnega pospeška pri nihajnem času 0,3 s in 1,0 s.

POJASNILA H KARTI PROJEKTNEGA POSPEŠKA TAL

– Projektni pospešek tal, angl. design ground acceleration, je po EC8 enak vršnemu (ali največjemu) pospešku tal, angl. peak ground acceleration (PGA). To je največja absolutna vrednost zapisa pospeška na prostem površju. Zapis pospeška je korigiran tako, da so izločeni šum in napake instrumenta.

– Projektni pospešek tal je določen za povratno dobo 475 let, ki ustreza verjetnosti 90 %, da vrednosti na karti ne bodo presežene v 50 letih (kar je predvidena življenjska doba navadnih objektov). Povratna doba je povprečen čas med prekoračitvami vrednosti projektnega pospeška tal na dani lokaciji.

– Vrednosti projektnega pospeška tal na karti veljajo za tla vrste A (trdna tla). Po EC8 je vrsta tal A skala ali druga geološka formacija, v kateri je hitrost strižnega valovanja vsaj 800 m/s in na kateri je največ 5 m slabšega površinskega materiala. Za druge vrste tal je treba projektni pospešek tal pomnožiti z ustreznim koeficientom tal S , angl. soil coefficient. Vrednosti koeficienta S za različne vrste tal so določene v EC8.

– Ozemlje Slovenije je razdeljeno na območja, v katerih se potresna nevarnost v skladu z EC8 ne spreminja. Vrednosti projektnega pospeška tal so zato razvrščene v razrede, zgornja vrednost vsakega razreda pa je pripisana ustreznemu območju. Območja enake potresne nevarnosti so na karti označena z isto barvo. Kraje na mejah območij je treba uvrstiti v območja z večjo vrednostjo projektnega pospeška tal.

VHODNI PODATKI IN POSTOPKI

Za izdelavo karte smo uporabili postopek verjetnostnega ocenjevanja potresne nevarnosti in dvostopenjsko Gaussovo glajenje nadžarišč potresov. Izvirni postopek (enostopenjskega) Gaussovega glajenja nadžarišč potresov je bil razvit in uporabljen pri izdelavi kart potresne nevarnosti ZDA [Frankel, 1995]. Ta postopek smo metodološko in numerično izpopolnili [Lapajne, 2000; Lapajne in drugi, 1997, 2001; Šket Motnikar in drugi, 2000], da vključuje statistični seizmotektonski model in model pojemanja, ki temelji na najkrajši oddaljenosti od preloma. Oblikovali smo pet modelov porazdelitve nadžarišč. Dva modela temeljita na številu potresov, trije pa na sproščeni potresni energiji, ki poudarja vpliv večjih zgodovinskih potresov na oceno potresne nevarnosti.

Temeljni vir seizmoloških podatkov je poenoten katalog Slovenije in sosednjih dežel, ki zajema obdobje od leta 567 do leta 1998 in površino okoli 100.000 km². Privzeli smo Poissonovo časovno porazdelitev potresov in smo zato iz kataloga izločili pred-in popotrese. Za magnitudo smo privzeli dvojno odrezano eksponentno porazdelitev. Geološko-tektonski vhod izračuna je količinski seizmotektonski model obravnavanega ozemlja [Poljak in drugi, 2000]. Model pojemanja pospeška tal temelji na italijanskih zapisih močnih potresov, od katerih jih je polovica iz Furlanije [Sabetta in Pugliese, 1996]. Potresno nevarnost smo izračunali

s prirejenim Cornellovim postopkom [Cornell, 1968], za celoten postopek pa smo izdelali in uporabili lasten računalniški program OHAZ [Zabukovec, 2000].

POTRESNA NEVARNOST SLOVENIJE

Slovenija je država s srednjo potresno nevarnostjo. Čeprav potresi pri nas ne dosegajo prav velikih vrednosti magnitude, so lahko njihovi učinki dokaj hudi zaradi razmeroma plitvih žarišč.

Pas večje potresne nevarnosti poteka po osrednjem delu Slovenije od severozahoda proti jugovzhodu države. Z oddaljevanjem od tega pasu proti severovzhodu in jugozahodu se potresna nevarnost vidno zmanjšuje. Izstopajo tri območja z največjo potresno nevarnostjo:

– Območje zahodne Slovenije. Tu so se tla v preteklosti najmočneje tresla. Leta 1511 je na tem območju nastal doslej največji potres z žariščem na slovenskih tleh, potres leta 1998 v zgornjem Posočju pa je bil eden od dveh največjih potresov v 20. stoletju z žariščem na ozemlju Slovenije. Sicer pa so velike vrednosti projektnega pospeška tal na tem območju predvsem posledica velikih in pogostih potresov v bližnji Furlaniji, kjer so bili zadnji veliki potresi leta 1976.

– Območje Ljubljane in okolice. Šibkejši potresi so tu razmeroma pogosti, pa tudi nekoliko močnejši potresi niso redkost. Največji znani potres na tem območju je bil veliki ljubljanski potres leta 1895. K večji potresni nevarnosti na tem območju (posebej na njegovem zahodnem delu) prispeva tudi potres na Idrijskem leta 1511.

– Območje Brežic. K dokaj velikim vrednostim projektnega pospeška tal prispevajo tu številni razmeroma šibki in redki močnejši potresi. Najmočnejši znani potres je bil tu leta 1917, ki je bil eden od dveh največjih potresov v 20. stoletju z žariščem na ozemlju Slovenije. K potre-

sni nevarnosti tega območja prispevajo tudi potresi na hrvaški strani meje in močnejši potresi severno od Zagreba.

VZPOREDNA UPORABA SEIZMOLOŠKE KARTE SFRJ

V Sloveniji je za potresno odporno projektiranje še vedno v veljavi tudi jugoslovanski pravilnik o tehničnih normativih za graditev objektov visoke gradnje na seizmičnih območjih [Ur. l. SFRJ 31/1981, 49/1982, 52/1990], ki predpisuje za projektiranje "navadnih stavb" uporabo karte potresne intenzitete za povratno dobo 500 let [Seizmološka karta SFRJ Jugoslavije in tolmač, 1987]. Za projektiranje po jugoslovanskem pravilniku je tako treba uporabiti karto intenzitete za ozemlje Slovenije, medtem ko je za projektiranje po EC8 obvezna uporaba

karte projektnega pospeška tal.

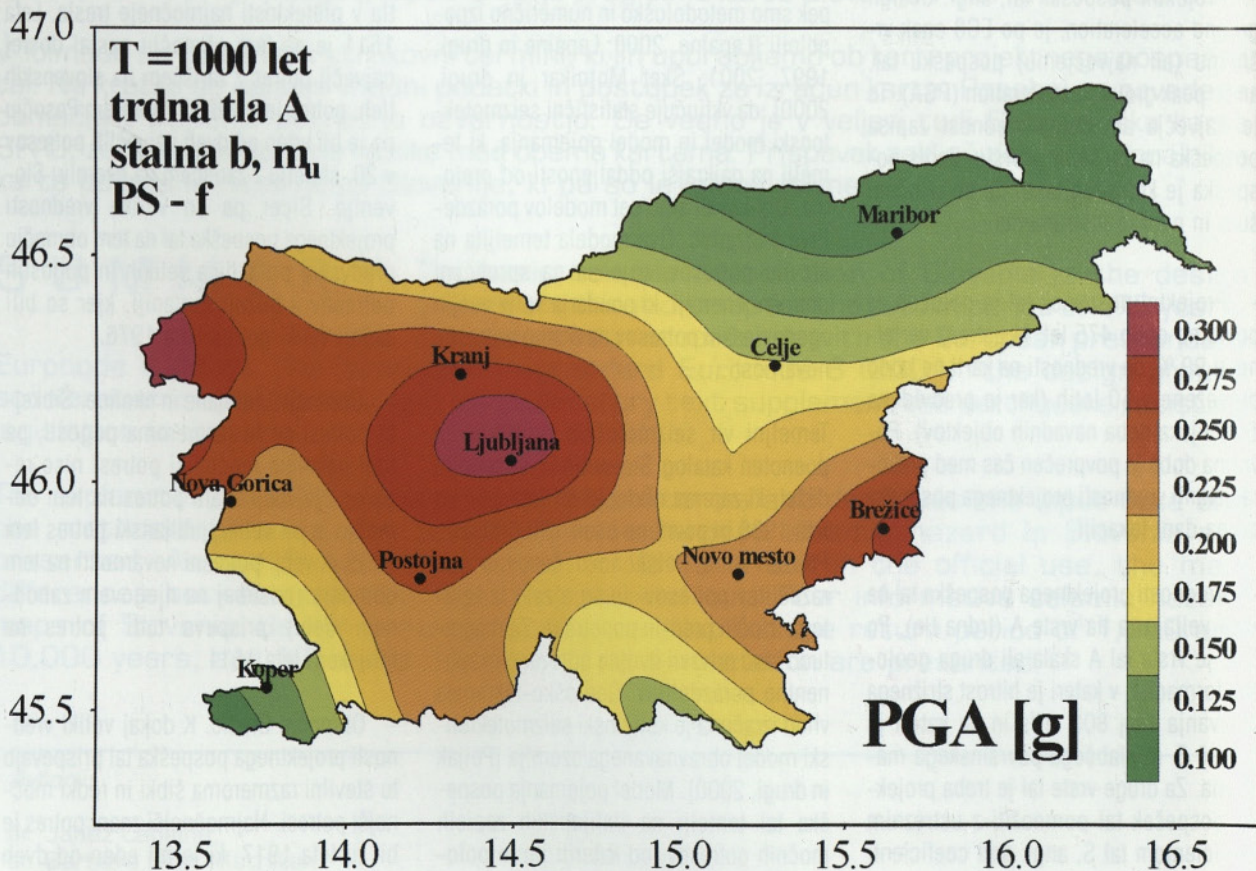
RAZLIKE MED KARTAMA POTRESNE NEVARNOSTI

Intenziteta daje pretežno opisno oceno potresnih učinkov na objekte, ljudi in naravo, pospešek tal pa je instrumentalno merljiva fizikalna veličina, ki omogoča neposreden izračun potresnih sil oziroma obremenitev. Karta potresne intenzitete je izdelana za "srednja tla" (opredeljena v pravilniku iz leta 1981) in za povratno dobo 500 let, karta projektnega pospeška pa za trdna tla A po EC8 (opredeljena kot "dobra tla" v pravilniku iz leta 1981) in za povratno dobo 475 let. Dodatne razlike med kartama so posledica različne metodologije ocenjevanja potresne nevarnosti in deloma različnih vhodnih podatkov ter subjektivnih ocen.

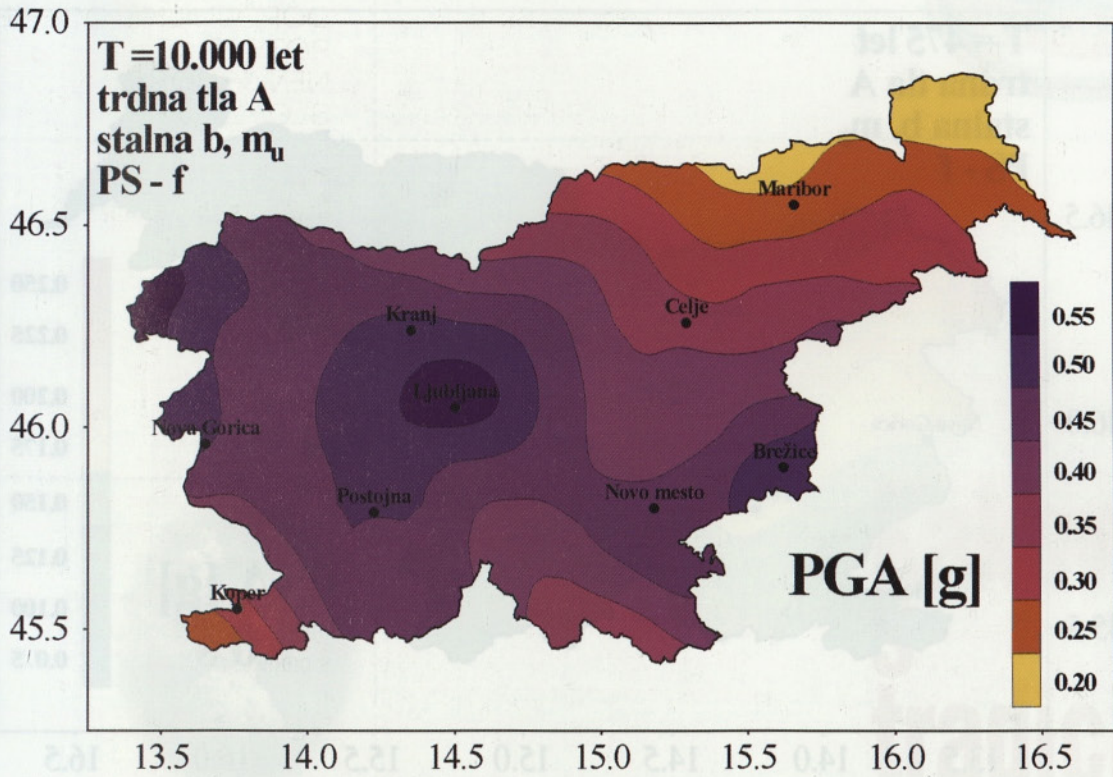
DOPOLNILNE OCENE POTRESNE NEVARNOSTI SLOVENIJE

Oceno potresne nevarnosti Slovenije dopolnjujejo še štiri tematske karte:

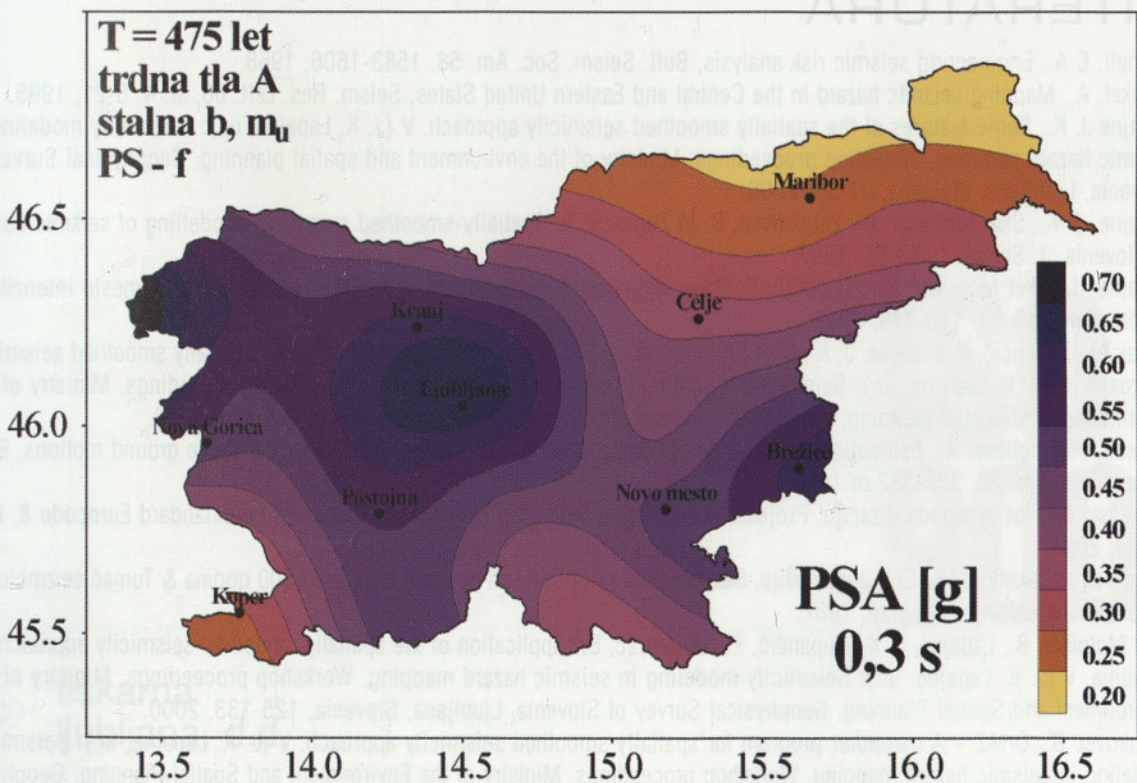
- karta pospeška tal za povratno dobo 1000 let (slika 1),
 - karta pospeška tal za povratno dobo 10.000 let (slika 2),
 - karta spektralnega pospeška pri nihajnem času 0,3 s in 5 % kritičnem dušenju za povratno dobo 475 let (slika 3),
 - karta spektralnega pospeška pri nihajnem času 1,0 s in 5 % kritičnem dušenju za povratno dobo 475 let (slika 4).
- Vse štiri karte so informativne. Karti spektralnega pospeška nista povsem združljivi s projektnimi spektri v EC8.



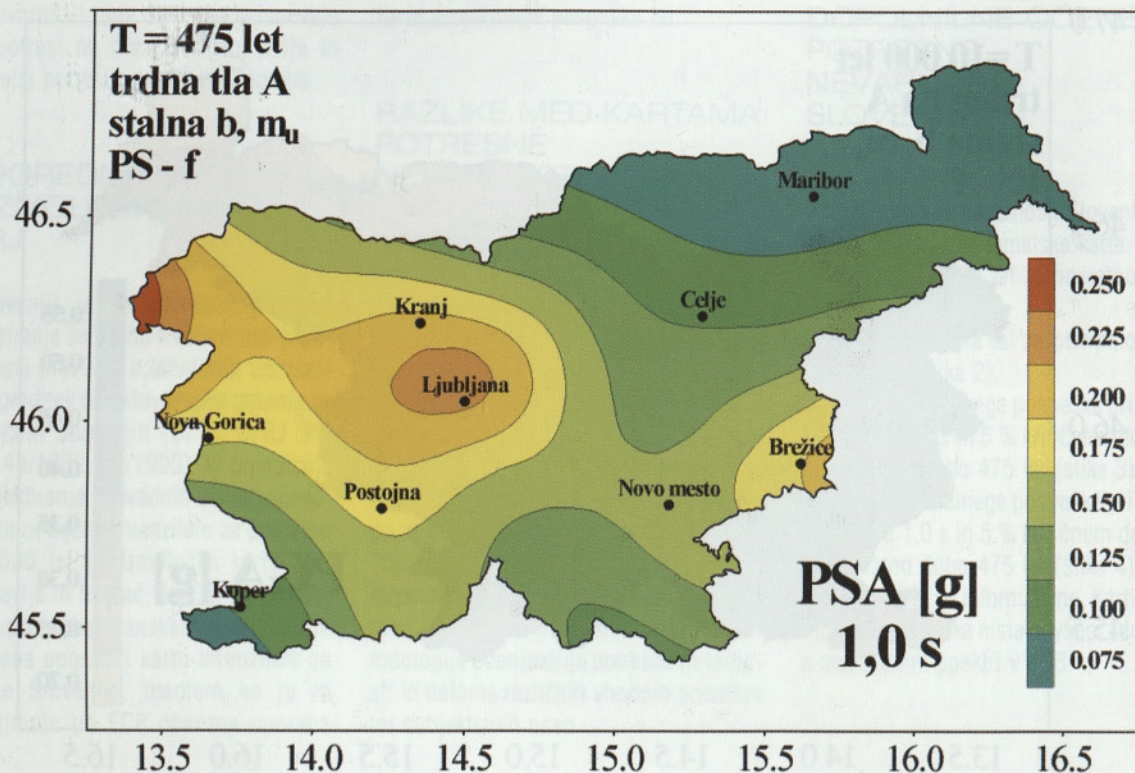
Slika 1: Karta pospeška tal za povratno dobo 1000 let



Slika 2: Karta pospeška tal za povratno dobo 10.000 let



Slika 3: Karta spektralnega pospeška pri nihajnem času 0,3 s.



Slika 4: Karta spektralnega pospeška pri nihajnem času 1,0 s.

LITERATURA

- Cornell, C.A., Engineering seismic risk analysis, Bull. Seism. Soc. Am. 58, 1583-1606, 1968.
- Frankel, A., Mapping seismic hazard in the Central and Eastern United States, Seism. Res. Lett. 66, št. 4, 8-21, 1995.
- Lapajne J. K., Some features of the spatially smoothed seismicity approach. V (J. K. Lapajne, ur.): Seismicity modeling in seismic hazard mapping, Workshop proceedings, Ministry of the environment and spatial planning, Geophysical Survey of Slovenia, Ljubljana, Slovenia, 27-33, 2000.
- Lapajne, J. K., Šket Motnikar, B., Zabukovec, B. in Zupančič P., Spatially-smoothed seismicity modelling of seismic hazard in Slovenia, J. Seism. 1, 73-85, 1997.
- Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P., Nova karta potresne nevarnosti – projektni pospešek tal namesto intenzitete. Gradbeni vestnik 50, 140-149, 2001.
- Poljak M., Zupančič, P., Lapajne, J. K., Šket Motnikar, B., Zabukovec, Seismotectonic input for spatially smoothed seismicity approach. V (J. K. Lapajne, ur.): Seismicity modeling in seismic hazard mapping, Workshop proceedings, Ministry of the environment and spatial planning, Geophysical Survey of Slovenia, Ljubljana, Slovenia, 117-124, 2000.
- Sabetta, F., Pugliese, A., Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions, Bull. Seism. Soc. Am. 86, 337-352, 1996.
- Slovenski inštitut za standardizacijo, Projektiranje potresno odpornih konstrukcij. Slovenski predstandard Eurocode 8, Ljubljana, 2001.
- Zajednica za seizmologiju SFR Jugoslavije, Seizmološka karta SFRJ za povratni period od 500 godina & Tumač seizmološke karte SFR Jugoslavije, Beograd, 1987.
- Šket Motnikar, B., Lapajne, J. K., Zupančič, P., Zabukovec, B., Application of the spatially smoothed seismicity approach for Slovenia. V (J. K. Lapajne, ur.): Seismicity modeling in seismic hazard mapping, Workshop proceedings, Ministry of the Environment and Spatial Planning, Geophysical Survey of Slovenia, Ljubljana, Slovenia, 125-133, 2000.
- Zabukovec B., OHAZ – A computer program for spatially smoothed seismicity approach. V (J. K. Lapajne, ur.): Seismicity modeling in seismic hazard mapping, Workshop proceedings, Ministry of the Environment and Spatial Planning, Geophysical Survey of Slovenia, Ljubljana, Slovenia, 135-140, 2000.



**Kakovost
S
tradicijo**

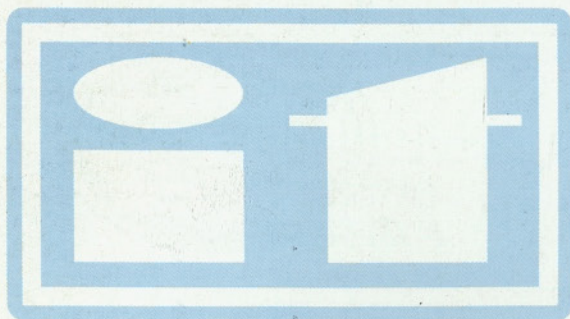
**ISO
9001**



tiskarna
ljubljana, d.d.

1000 Ljubljana, Tržaška 42,
SLOVENIJA
telefon: ++386 1 423 15 15
telefax: ++386 1 257 14 61, 423 41 23
e-mail: tiskarna.ljubljana@mrak.si





PRIPRAVLJALNI SEMINARJI ZA STROKOVNI IZPIT V GRADBENIŠTVU, ARHITEKTURI IN KRAJINSKI ARHITEKTURI V LETU 2002

MESEC	SEMINAR	IZPITI		
		GRADBENIKI	ARHITEKTI	KRAJINARJI
Marec	18.-22.	pisni: 16.3. ustni: 25. - 28.3.		
April	15.-19.			
Maj	13.-17.			pisni: 18.5. ustni: 27. - 30.5.
Junij		pisni: 1.6. ustni: 10. - 14.6.		
September	23.-27.			
Oktober	21.-25.	pisni: 26.10.		
November	18.-22.	ustni: 4. - 7.11. pisni: 23.11.		pisni: 9.11. ustni: 18. - 21.11.
December	16.-20.	ustni: 2. - 5.12.		

A. PRIPRAVLJALNE SEMINARJE

organizira **Zveza društev gradbenih inženirjev in tehnikov Slovenije (ZDGITS)**, Karlovška 3, 1000 Ljubljana (telefon/fax: 01 / 422-46-22), E-mail: gradb.zveza@siol.net

Seminar za GRADBENIKE poteka 5 dni (46 ur) in pripravlja kandidate za splošni in posebni del strokovnega izpita, Cena seminarja znaša 90.000,00 SIT z DDV.

Seminar za ARHITEKTE IN KRAJINSKE ARHITEKTE poteka (prve) 3 dni in jih pripravlja za splošni del strokovnega izpita. Cena seminarja je 45.600,00 SIT z DDV.

K seminarju vabimo tudi kandidate, ki so že opravili strokovni izpit po določeni stopnji izobrazbe, pa so si pridobili višjo in morajo opravljati dopolnilni strokovni izpit.

Ponujamo jim predavanje iz področja "Investicijski procesi in vodenje projektov". Cena predavanja in literature je 12.600,00 SIT z DDV.

Seminar ni obvezen! Izvedba seminarja je odvisna od števila prijav (najmanj 20 kandidatov). Udeleženca prijavi k seminarju plačnik (podjetje, družba, ustanova, sam udeleženec ...). Prijavo v obliki dopisa je potrebno poslati organizatorju **najkasneje 20 dni** pred pričetkom določenega seminarja. Prijava mora vsebovati: priimek, ime, poklic (zadnja pridobljena izobrazba), in naslov prijavljenega kandidata ter naslov in davčno številko plačnika. Samoplačnik mora k prijavi priložiti kopijo dokazila o plačilu. Poslovni račun ZDGITS je 02017-0015398955; davčna številka 79748767.

B. STROKOVNI IZPITI

potekajo pri **Inženirski zbornici Slovenije (IZS)**, Dunajska 104, 1000 Ljubljana. Informacije je mogoče dobiti pri Ge. Terezi Rebernik od 10.00 do 12.00 ure, po telefonu 01 / 568-52-76.