



2009.  
GODINA  
LII



# MATERIJALI 3-4 | KONSTRUKCIJE

## MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA  
JOURNAL FOR RESEARCH OF MATERIALS AND STRUCTURES





# MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

# MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA  
JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

---

**IZDAVAČ:**

Društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija Srbije

**GLAVNI I ODGOVORNI UREDNIK:**

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,  
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

**REDAKCIONI ODBOR:**

Prof. dr Radomir FOLIĆ, dipl.inž.,  
glavni i odgovorni urednik  
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Prof. dr Mirjana MALEŠEV, dipl.inž.,  
zamenik odgovornog urednika,  
Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, dipl.inž.,  
Beograd, Vrnjačka 9

Prof. dr Aleksandar PROKIĆ, dipl.inž.,  
Građevinski fakultet, Subotica

Dr Ksenija JANKOVIĆ, dipl.inž.,  
Institut IMS, Beograd

Dr Zoran BAČKALIĆ, dipl.inž.tehn.  
"Polet", Novi Bečej

Mr Branislav VOJINOVIĆ, dipl.inž.,  
Braće Ribnikar br. 15, Beograd

Dr Gordana Topličić-Čurčić, dipl.inž.  
Građevinsko-arhitektonski fakultet, Niš

**ADRESA REDAKCIJE:**

Društvo za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija Srbije  
11000 Beograd, Kneza Miloša 9  
Telefon: 011/3242-589

**RECENZENTI:**

Konačnu recenziju izvršio je Redakcioni odbor časopisa na osnovu recenzentskih izveštaja

**TEHNIČKI UREDNIK:**

Stoja TODOROVIĆ

**NASLOVNA STRANA:**

Ispitivanje statičkog modula elastičnosti i Poasonovog koeficijenta na kernu izvađenom iz betona gravitacione brane »Zvornik« prema ASTM C 469 – 94

TIRAŽ: 200 primeraka

Štampanje ovog broja pomogla je Inženjerska komora Srbije.

Ovaj časopis primaju članovi Društva za ispitivanje i istraživanje materijala i konstrukcija Srbije

**PUBLISHER:**

Society for Materials and Structures Testing of Serbia

**EDITOR AND CHIEF:**

Prof. dr Radomir FOLIC, Civ.Eng.,  
Faculty of Technical Science, Novi Sad

**EDITORIAL BOARD:**

Prof. dr Radomir FOLIC, Civ.Eng.,  
editor and chief  
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Prof. dr Mirjana MALESEV, Civ.Eng.,  
Faculty of Technical Science, Novi Sad

Prof. Lazar JOVANOVIĆ, Civ.Eng.,  
Belgrade, Vrnjacka 9

Prof. dr Aleksandar PROKIC Civ.Eng.,  
Faculty of Civil Engineering, Subotica

Dr Ksenija JANKOVIC, Civ.Eng.,  
Institute IMS, Belgrade

Dr Zoran BAČKALIĆ, dipl.inž.tehn.  
"Polet", Novi Bečej

Mr Branislav VOJINOVIĆ, dipl.inž.,  
Braće Ribnikar br. 15, Beograd

Dr Gordana Toplicic-Curcic, Civ.Eng.,  
Faculty of Civil Engineering and Architecture, Nis

**THE ADDRESS OF THE EDITORIAL-STAFF:**

Society for Materials and Structures Testing of Serbia  
11000 Belgrade, Kneza Miloša 9  
Telephone: 381 11/3242-589

**REVIEWERS:**

The review of papers done by the Editorial Board on the reviewer's report

**TECHNICAL EDITOR:**

Stoja TODOROVIĆ

**COVER:**

Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio Examination on Core Sample, Obtained From Concrete of Gravitational Dam »Zvornik«, According to ASTM C 469 – 94

CIRCULATION: 200 examples

This number was published thanks to the financial support of the Engineering Chamber of Serbia.

This Journal receive all the members of Society for Materials and Structures Testing of Serbia

DRUŠTVO ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE MATERIJALA I KONSTRUKCIJA SRBIJE  
 SOCIETY FOR MATERIALS AND STRUCTURES TESTING OF SERBIA

# MATERIJALI I KONSTRUKCIJE

# MATERIALS AND STRUCTURES

ČASOPIS ZA ISPITIVANJE I ISTRAŽIVANJE U OBLASTI MATERIJALA I KONSTRUKCIJA  
 JOURNAL FOR RESEARCH IN THE FIELD OF MATERIALS AND STRUCTURES

## SADRŽAJ

<b>Dušan MILOVIĆ</b> <b>Mitar ĐOGO</b> ANALIZA FUNDIRANJA NA PLOČI SA ŠIPOVIMA <b>Originalni naučni rad</b> .....	3
<b>Jasmina DRAŽIĆ</b> KONCEPTUALNO PROJEKTOVANJE ASEIZMIČKE KONSTRUKCIJE -VREDNOVANJE PROJEKTNIH REŠENJA <b>Originalni naučni rad</b> .....	21
<b>Anja TERZIĆ</b> <b>Ljubica PAVLOVIĆ</b> <b>Zagorka RADOJEVIĆ</b> VEZA IZMEĐU MEHANIČKIH SVOJSTAVA I MIKROSTRUKTURE VATROSTALNIH KOMOZITA ODREĐENA NEDESTRUKTIVNIM METODAMA ISPITIVANJA <b>Originalni naučni rad</b> .....	35
<b>Srđa ALEKSIĆ</b> <b>Duško LUČIĆ</b> <b>Biljana ŠČEPANOVIĆ</b> EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE "CENTRO 2009" <b>Originalni naučni rad</b> .....	47
<b>Naida ADEMOVIĆ</b> <b>Mustafa HRASNICA</b> PROCJENA OŠTEČENJA NOSIVE KONSTRUK- CIJE ZGRADE AMBASADE REPUBLIKE TURSKE U SARAJEVU, OŠTEĆENE NAKON ZEMLJOTRESA, 31.03.2009. GODINE <b>Stručni rad</b> .....	62
<b>Uputstvo autorima</b> .....	75

## CONTENTS

<b>Dušan MILOVIC</b> <b>Mitar DJOGO</b> ANALYSIS OF PILED RAFT FOUNDATIONS <b>Original scientific paper</b> .....	3
<b>Jasmina DRAZIC</b> CONCEPTUAL DESIGNING OF ASEISMIC STRUCTURES – EVALUATION OF DESIGN SOLUTIONS <b>Original scientific paper</b> .....	21
<b>Anja TERZIC</b> <b>Ljubica PAVLOVIC</b> <b>Zagorka RADOJEVIC</b> CORRELATION BETWEEN MECHANICAL PROPERTIES AND MICROSTRUCTURE OF REFRACTORY COMPOSITES DETERMINED USING NON-DESTRUCTIVE TESTING METHOD <b>Original scientific paper</b> .....	35
<b>Srdja ALEKSIC</b> <b>Dusko LUCIC</b> <b>Biljana SCEPANOVIC</b> EXPERIMENTAL RESEARCH "CENTRO 2009" <b>Original scientific paper</b> .....	47
<b>Naida ADEMOVIC</b> <b>Mustafa HRASNICA</b> DAMAGE ASSESSMENT OF THE TURKEY EMBASSY'S BUILDING IN SARAJEVO AFTER THE 31, MARCH 2009 EARTHQUAKE <b>Professional paper</b> .....	62
<b>Preview Report</b> .....	75

# ANALIZA FUNDIRANJA NA PLOČI SA ŠIPOVIMA

## ANALYSIS OF PILED RAFT FOUNDATIONS

Dušan MILOVIĆ  
Mitar ĐOGO

ORIGINALNI NAUČNI RAD  
UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Pri projektovanju temelja najčešće se koriste ploče, grupe šipova i ploče sa šipovima, da prime opterećenje od konstrukcije i da ga prenesu na temeljno tlo. Kada se kao temelj koristi samo ploča, vrlo često nastaju prevelika sleganja i tada grupe šipova predstavljaju rešenje koje odgovara zahtevima projekta, uprkos činjenice da je taj način fundiranja skuplji od temeljne ploče. U ovakvim slučajevima, kada sama ploča ne predstavlja zadovoljavajuće rešenje, moguće je poboljšati njen efekat dodavanjem šipova. Ograničen broj dodatnih šipova, strateški raspoređenih, može poboljšati i graničnu nosivost i smanjiti veličine ukupnih i diferencijalnih sleganja temeljne ploče sa šipovima. Posle više uspešnih primena u praksi, ovaj sistem fundiranja je priznat kao moguća ekonomski povoljnija alternativa konvencionalnom fundiranju na šipovima, pošto šipovi ne moraju da prodru do većih dubina, već se mogu završiti na višim kotama. Ovakvi temelji se više sležu od temelja na grupi šipova a manje od temeljne ploče bez šipova.

Poslednjih godina sprovedena su opsežna teorijska proučavanja problema određivanja sleganja ploče sa šipovima, pri čemu su razvijene razne teorijske metode sa vrlo složenim modelima tla i efektima interakcije tlo-temelj-konstrukcija.

Da bi se proširilo saznanje o prednostima i nedostacima ovog novog koncepta fundiranja i proučio uticaj frikcionih šipova na smanjenje ukupnih i diferencijalnih sleganja, bilo je analizirano više slučajeva iz prakse, publikovanih u raznim zemljama.

---

Akademik profesor dr Dušan MILOVIĆ, dipl. inž. građ.  
Vanredni profesor dr Mitar ĐOGO, dipl. inž. građ.  
Fakultet tehničkih nauka  
Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, Srbija

### 1 INTRODUCTION

In foundation design rafts, pile groups and piled rafts are commonly used to support structures and to transfer the applied load to the subsoil. When using a raft alone as a foundation, very often the excessive settlement occur, and the pile groups represent the reasonable solution despite the fact that this type of foundation in general is more expensive than the raft alone. In this situation, when a raft does not satisfy the design requirements, it may be possible to enhance the performance of the raft by the addition of piles. The use of limited number of piles, strategically located, may improve both the ultimate bearing capacity and to reduce the total and differential settlement of the raft. After several successful applications in practice, piled raft foundation was recognized to be able to become a cost effective alternative to conventional pile foundation, because the number of piles is reduced and they do not have to penetrate the full depth, but they can be terminated at higher elevations. Such piled raft foundation undergoes more settlement than the pile foundation and less than the raft foundation without piles.

In the past decades extensive research work has been carried out and considerable effort has been devoted to the procedures and methods for the evaluation of the settlement of piled foundations, involving very complex models of soil and effects of interaction soil-foundation-structure.

In order to enlarge knowledge about advantages and disadvantages of this new concept of foundation and to

---

Academician Prof. Dušan MILOVIĆ, Ph.D.  
Prof. Mitar ĐOGO, Ph.D.  
Faculty of Technical Sciences  
Trg Dositeja Obradovića 6, Novi Sad, Serbia

Pre svega, da bi se pokazalo da je bilo opravdano koristiti pri fundiranju temeljnu ploču sa šipovima, prethodno su bile određene veličine očekivanih ukupnih i diferencijalnih sleganja ploče bez šipova. Pri tome se napominje da su u ovim analizama korišćeni isti podaci o temeljima i mehaničkim osobinama slojeva tla, koji su bili prikazani u odgovarajućim člancima. Proračuni ukupnih i diferencijalnih sleganja za sve analizirane slučajeve bili su izvršeni pomoću rešenja dobijenog metodom konačnih razlika; Milović i Đogo [11]. Računska sleganja upoređena su sa veličinama dobijenim za ploču sa šipovima i sa izmerenim veličinama sleganja.

## 2 METODE ANALIZE PLOČE SA ŠIPOVIMA

Projektovanje temelja na ploči sa šipovima zahteva rešavanje više problema, među koje spadaju granična nosivost, maksimalno sleganje, diferencijalno sleganje, naginjanje temelja, momenti i smicanja u temeljnoj ploči, momenti i vertikalne sile koje deluju na šip.

Dosadašnji radovi ukazuju da su se najčešće obrađivali problemi ponašanja ploče sa šipovima pri dejstvu vertikalnog opterećenja. Međutim, u nekim slučajevima momenti preturanja, nastali usled dejstva vetra ili seizmičkih sila, morali bi takođe biti predmet proučavanja.

Najčešće korišćene metode u ovim analizama su kratko opisane sa njihovim osnovnim pretpostavkama.

### 2.1 Uprošćene metode analize

U ovim metodama u znatnoj meri su uvedena uprošćenja, koja se odnose na modeliranje tla i opterećenja ploče. Krutost ploče i grupe šipova određena je pomoću teorije elastičnosti. Krutost pojedinačnog šipa određena je takođe pomoću teorije elastičnosti, pa se pomoću nje određivala i krutost grupe šipova množenjem faktorom efikasnosti grupe (Poulos i Davis [13], Randolph [19]). Može se smatrati da nelinearnost nema većeg uticaja na ponašanje šipova, ako se u analizu uvede početni tangenti modul tla.

### 2.2 Aproksimativne metode analize

Ove metode koriste postupak u kome je temeljna ploča predstavljena nizom trakastih temelja, dok su šipovi modelirani oprugama odgovarajućih krutosti (Poulos [14]). U metodi koju je razvio Poulos [16] ploča je modelirana kao tanka elastična ploča, tlo kao elastičan kontinuum i šipovi kao interaktivne opruge. U analizi je za ploču korišćena metoda konačnih razlika. Na aproksimativan način ovom metodom može da se uvede u analizu i nelinearnost tla. Međutim, ovom metodom se ne mogu odrediti torzioni momenti.

### 2.3 Metoda graničnih elemenata

Pomoću metode graničnih elemenata, zasnovanoj na teoriji elastičnosti, razmatrano je ponašanje temeljne ploče sa šipovima u Mindlin – ovom homogenom i linearno elastičnom poluprostoru, (Kuwabara [6], Sinha [21]). U analizi ploča je bila tretirana kao serija

clarify the role of the friction piles in reducing the total and differential settlements, several case histories published in various countries have been analyzed.

First of all, in order to assess the feasibility of using piled raft foundation, the values of the expected total and differential settlements of a raft foundation without piles has been determined. It is to note that in this analysis the same data related to the foundation and to mechanical properties of soil layers, have been used as reported in the corresponding papers. The computation for all case histories has been performed by means of the solution obtained by finite difference method; Milović and Đogo [11]. The predicted settlements have been compared with the values obtained for the piled raft and with the measured values of settlement.

## 2 METHODS OF ANALYSIS OF PILED RAFT

As with any foundation system a design of a piled raft foundation requires the consideration of several problems, including the ultimate bearing capacity, maximum settlement, differential settlement, tilting of the foundation, moments and shears in the raft, pile loads and moments.

In the published papers emphasis has been placed on the behaviour of structure under vertical load. However, in some cases the overturning moments, caused by the action of wind or seismic forces, have also to be taken into consideration.

Methods most frequently used in these analyses are briefly described with their basic assumptions.

### 2.1 Simplified methods of analysis

These methods involve a number of simplifications in relation to the modelling of soil and the loading of the raft. The stiffness of the raft and the pile groups was determined by means of the elastic theory. Single pile stiffness can also be determined by elasticity, and then use the elastic solution for a group stiffness efficiency factor (Poulos and Davis [13], Randolph [19]). It can be considered that the nonlinearity has not greater influence on the pile behaviour, if the initial tangent modulus of soil is involved in the analysis.

### 2.2 Approximate methods of analysis

In these methods the raft is presented by a series of strips and the supporting piles by springs, Poulos [14]. In the method developed by Poulos [16] the raft is modelled as a thin elastic plate, the soil as elastic continuum and piles as interactive springs. In the analysis the finite difference method was used. In the approximate manner this method can take into account non linearity of soil. On the other hand, by this method the torsional moments can not be determined.

### 2.3 Boundary elements method

Using the boundary elements method based on elastic theory, the behaviour of pile raft foundation has been examined (Kuwabara [6], Sinha [21]). In the

pravougaonih elemenata a šipovi kao serija elemenata omotača i baze. U analizi je bila uključena i interakcija između ploče i tla.

## 2.4 Metoda konačnih elemenata

Ova metoda je najmoćnije sredstvo za analizu ploče sa šipovima. Ona zahteva da se i ploča i šipovi, kao i tlo, predstave diskretnim elementima.

Metodu konačnih elemenata su koristili Katzenbach i Reul [5] za trodimenzionalnu nelinearnu analizu ponašanja ploče sa šipovima. Šipovi su bili modelirani trodimenzionalnim izoparametarskim konačnim elementima, a tlo kao Coulomb – Mohr – ova sredina. Trodimenzionalna mreža, koja je bila korišćena za analizu ploče sa šipovima, izložena vertikalnom opterećenju, bila je podeljena na 34468 elemenata sa 40026 nodalnih tačaka. Jedan od glavnih problema sa praktične tačke gledišta je vreme, koje je potrebno da se dobije rešenje, pošto je za nelinearnu analizu bilo potrebno više dana, čak i pri korišćenju najsavremenijih računara.

Reul i Randolph [20] su prikazali trodimenzionalnu elasto plastičnu metodu konačnih elemenata, u kojoj je tlo bilo modelirano heksagonalnim elementima a šipovi trougaonim prizmatičnim elementima. U analizi je usvojeno da je kontakt između ploče i tla i između šipova i tla potpuno rapav.

Maharaj i Gandhi [7] su prikazali nelinearan metod konačnih elemenata, povezujući inkrementalni iterativni postupak sa Newton – Raphson – ovom metodom, radi rešavanja nelinearnih jednačina u plastičnoj analizi. U metodi je usvojeno da su ploča, šipovi i tlo predstavljeni diskretnim brik elementima sa 8 nodalnih tačaka. Takođe je usvojeno da su ploča i šipovi linearno elastični, pri čemu su nelinearno ponašanje tla modelirano Drucker – Prager – ovim kriterijumom.

## 2.5 Kombinovane metode konačnih elemenata i graničnih elemenata

Sinha [21] je opisao kombinovanu metodu, u kojoj je za modeliranje ploče koristio metodu konačnih elemenata a za modeliranje šipova metodu graničnih elemenata. Pri tome je usvojeno da je tlo elastično i homogeno. Dobijeno rešenje omogućava i analizu nelinearnog ponašanja temeljne ploče sa šipovima.

Mandolini i Viggiani [8] su prikazali postupak za proračun sleganja temeljne ploče sa šipovima, pomoću koga se može uključiti interakcija tlo – konstrukcija i nelinearno ponašanje na kontaktu šip – tlo. Šipovi su analizirani metodom graničnih elemenata, dok je ploča tretirana metodom konačnih elemenata, kao i interakcija između šipova, pri čemu su ploča i tlo bili predstavljeni linearno elastičnim modelom. Za analizu nelinearnog ponašanja usvojen je hiperbolički odnos opterećenje – sleganje za pojedinačni šip.

Franke i dr. [3] su razvili kombinovanu metodu, zasnovanu na konačnim elementima i na graničnim elementima, kojom je analizirana trodimenzionalna nelinearna ploča sa šipovima. Konačnim elementima je modelirana krutost superstrukture, dok su šipovi i tlo modelirani nelinearnim elastičnim oprugama, povezanim za svaku nodalnu tačku mreže konačnih elemenata

analysis the soil was modelled as Mindlin's linear elastic and homogeneous half space. The raft was discretized into a series of rectangular elements and the pile into a series of shaft and base elements. The interaction between the raft and soil was involved in the analysis.

## 2.4 Finite elements method

This method is one of the most powerful tools for the analysis of piled rafts. It requires the discretation of raft, piles and soil. Katzenbach and Reul [5] have employed the finite element method for the three dimensional non linear analysis. The piles were modelled by three dimensional isoparametric finite elements and the soil as Coulomb-Mohr's material. Three dimensional mesh which was used for the analysis of the behaviour of piled raft, subjected to vertical load, was divided into 34468 elements with 40026 nodal points. One of the main problems, from the practical point of view, is the time involved in obtaining a solution, in that a non linear analysis of a piled raft foundation can take several days, even if the most powerful computer is used.

Reul and Randolph [20] presented a three dimensional elasto plastic finite elements method for the analysis of the piled raft foundations. The soil was modelled by hexahedron elements and the piles by triangular prism elements. The interfaces between the raft and soil and between the pile and soil were assumed to be perfectly rough.

Maharaj and Gandhi [7] developed non linear finite elements method, combining an incremental iterative procedure with a Newton-Raphson method to solve the non linear equations, involved in a plasticity analysis. In the analysis the raft, piles and soil were presented by discret brick elements with 8 nodal points. The raft and piles were assumed to be linearly elastic and the non linear behaviour of the soil was modelled by the Drucker-Prager criterion.

## 2.5 Combined finite elements and boundary elements methods

Sinha [21] described the combined method using the finite elements to model the raft and the boundary elements to model the piles, assuming that the soil is homogeneous elastic soil mass. The obtained solution makes possible to analyze the non linear behaviour of the piled raft.

Mandolini and Viggiani [8] presented the solution to predict the settlement of piled raft foundations, capable of taking into account soil-structure interaction and non linear behaviour of the pile-soil interface. The piles were analyzed by the boundary elements method, the raft by the finite elements method, as well as the interaction between the piles. The raft and the soil were represented by linear elastic model. For the analysis of the non linear behaviour a hyperbolic load-settlement relationship for a single pile was assumed.

Franke et al. [3] developed the combined method based on the finite elements and boundary elements methods, to analyze the three dimensional non linear piled raft. Finite elements were used to model the stiffness of the superstructure, whereas the piles and soil were modelled by non linear elastic springs, attached to

ploče. Nelinearni odgovor bio je opisan hiperboličkim odnosom smičući napon – smičuća deformacija, dok je pomoću rešenja dobijenog graničnim elementima određena raspodela bočnog trenja.

### 3 SLUČAJEVI IZ PRAKSE

Glavni cilj ove studije je da se uporede računska očekivana sleganja, dobijena raznim teorijskim rešenjima, sa izmerenim veličinama, kako bi se dobijenim rezultatima pokazalo koliko kompleksnost korišćenih teorijskih metoda može da doprinese boljem slaganju računskih i izmerenih sleganja temeljne ploče sa šipovima.

Osim toga, u većini raspoloživih slučajeva ploča bez šipova će biti analizirana, da bi se razmotrilo da li su šipovi sa razlogom bili korišćeni radi smanjenja sleganja. Proračun sleganja ploče bez šipova izvršen je sa svim istim podacima, koji su dati u odgovarajućim objavljenim člancima.

Veličine ukupnih sleganja, diferencijalnih sleganja i momenata dobijene su pomoću metode konačnih razlika (Milović i Đogo [11]).

#### 3.1 Pretpostavljen slučaj fundiranja na ploči sa šipovima

U ovom slučaju je usvojeno da su dimenzije temeljne ploče  $B \times L = 6 \times 10$  m i da je ploča debljine  $d = 0.50$  m. Totalno vertikalno opterećenje koje deluje na ploču iznosi  $P = 12$  MN, ispod koje je ugrađeno 9 armirano betonskih šipova prečnika  $D = 0.50$  m i dužine  $L = 10$  m. Temeljna ploča podeljena je na 273 elementa. Usvojeno je da je ponašanje šipova elasto plastično, pri čemu su krutost i karakteristike interakcije šipova bili računati za linearni kontinuum; Poulos [18].

Proračun veličina ukupnog sleganja, diferencijalnih sleganja, momenata i raspodele opterećenja na ploču i šipove sproveden je sledećim metodama:

1. aproksimativna metoda; Poulos, Davis i Randolph [13, 16];
2. traka na oprugama; Poulos [14];
3. ploča na oprugama; Poulos [16];
4. metoda konačnih elemenata i metoda graničnih elemenata; Ta i Small [23];
5. metoda konačnih elemenata i graničnih elemenata; Sinha [21]
6. dvodimenzionalna analiza metodom konačnih elemenata; Desai [1];
7. trodimenzionalna nelinearna analiza metodom konačnih elemenata; Katzenbach i Reul [5].

Veličine ukupnih sleganja, diferencijalnih sleganja i momenata isto tako su bile sračunate za ploču bez šipova pomoću metode konačnih razlika; (Milović i Đogo [11]).

U tablici 1 prikazane su veličine ukupnih sleganja, diferencijalnih sleganja  $\Delta w$ , maksimalnih momenata  $\max M$  i opterećenja podeljenog između ploče i šipova, za totalno opterećenje  $P = 12$  MN.

each node of the finite elements mesh of the raft. The non linear response was described by a hyperbolic shear stress-shear strain relationship, and by the boundary elements the distribution of skin friction was determined.

### 3 CASE STUDIES

The main objective of this study is to compare the calculated expected settlements obtained by means of various theoretical solutions, with the measured values. The obtained results will show how the complexity of the used theoretical methods can contribute to better agreement of calculated and measured settlements for piled raft foundations. Besides, in the majority of the available cases, the raft without piles will be analysed, in order to discuss whether the piles were reasonably used as a reducers of settlements. These calculations were carried out with the same data reported in the related published articles.

The values of total settlements, differential settlements and moments have been obtained by finite difference method (Milović and Đogo [11]).

#### 3.1 Hypothetical case – piled raft foundation

In this case it was assumed that the dimensions of the raft were  $B \times L = 6 \times 10$  m and the thickness  $d = 0.50$  m. The total vertical load was  $P = 12$  MN on the raft, supported by 9 reinforced concrete piles with  $D = 0.50$  m and  $L = 10$  m.

The foundation raft was divided into 273 elements. It was assumed that the behaviour of piles was elasto plastic. The stiffness and interaction characteristics of piles were calculated assuming the nonlinear continuum; Poulos [18].

The calculation of the total settlement, differential settlement, maximum moment and load sharing between the raft and the piles has been carried out by the following analysis methods:

1. simplified method; Poulos, Davis and Randolph [13, 16];
2. strip on springs analysis; Poulos [14];
3. plate on springs analysis; Poulos [16];
4. finite element and boundary element method; Ta and Small [23];
5. finite element and boundary element method; Sinha [21]
6. two dimensional analysis by finite element method; Desai [1];
7. three dimensional non linear analysis by finite element method; Katzenbach and Reul [5].

The total settlement, differential settlement and max moment have also been calculated for the raft without piles, using the finite difference method (Milović and Đogo [11]).

In Table 1 are presented the values of the total settlement  $w$ , differential settlement  $\Delta w$ , maximum moment  $\max M$  and load sharing between the raft and the piles, for total load  $P = 12$  MN.



Tablica 1. Rezultati dobijeni raznim metodama; Poulos [18]  
Table 1. Results obtained by various methods; Poulos [18]

metoda proračuna method of calculation	w, cm	$\Delta w$ , cm	maxM, MNm/m	silu u šipovima, % load on piles, %
1	3.68			77
2	3.38	0.48	0.56	65
3	4.00	0.80	0.68	65
4	3.20	0.60	0.57	59
5	4.50	0.70	0.77	79
6	6.60		0.28	79
7	4.00		0.33 (0.48)	58
ploča bez šipova, konačne razlike, Milović i Đogo, [11] raft without piles finite difference	5.10	1.36	0.37	

Na osnovu dobijenih rezultata moglo bi se reći da se svi rezultati, dobijeni za ploču sa šipovima, kreću u uskim granicama  $w = 3.2 - 4.5$  cm, izuzev veličine  $w = 6.6$  cm, dobijene dvodimenzionalnom metodom konačnih elemenata. Isto tako, sleganje ploče bez šipova  $w = 5.1$  cm je zanemarljivo veće od onih vrednosti, dobijenih za ploču sa šipovima, što ukazuje da šipovi u ovom slučaju ne bi bili od većeg značaja. Međutim, treba imati na umu da se tačnost raznih metoda može ustanoviti samo upoređenjem teorijskih sa izmerenim veličinama. Takva upoređenja će biti prikazana u sledećim slučajevima.

### 3.2 Trospratna stambena zgrada, Hakome, Japan; Yamashita i dr. [26]

Armiranobetonska trospratna zgrada opterećuje tlo sa prosečnim pritiskom od  $p = 71$  kPa. Temeljno tlo sastoji se od meke gline do dubine od  $\sim 27$  m, ispod koje se nalazi čvrsta šljunkovita glina do dubine od 40 m, i ispod nje raspadnuti andezit. Temeljna ploča dimenzija  $B = 12.4$  m i  $L = 33.8$  m oslonjena je na 15 šipova prečnika  $D = 0.40$  m, dužine 10 i 15 m. Kada je ploča projektovana sa debljinom  $d = 0.80$  m i bez šipova, računsko sleganje iznosilo je  $w = 6$  cm i ugao nagiba temelja  $\delta = 1/500$ . Kako projektanti nisu prihvatili ove veličine sleganja i nagiba temelja, usvojeno je da se izvede 15 šipova prečnika  $d = 0.40$  m.

U aproksimativnoj metodi tlo i šipovi su predstavljeni interaktivnim oprugama odgovarajuće krutosti, dok su elementi ploče analizirani metodom konačnih elemenata. Nelinearnost tla je takođe razmatrana pomoću metode graničnih elemenata i bilinearnog odnosa opterećenje – pomeranje. Poznato je, međutim, da je nelinearnost uglavnom koncentrisana na kontaktu šipova i tla, dok se interakcija šip – šip, šip – ploča i ploča – tlo mogu predstaviti linearnim modelom sa dovoljnom tačnošću (Mandolini i Viggiani [8]).

Na slici 1 prikazane su izmerene veličine sleganja ploče sa šipovima.

Kao što je pokazano na slici 1, posle završetka gradnje sleganja su dostigla veličinu  $w = 3.8 - 5.0$  cm. Međutim, treba zapaziti da diferencijalna sleganja nisu znatnije smanjena.

Računske veličine sleganja ploče bez šipova dobijene su metodom konačnih razlika; Milović i Đogo [11].

On the basis of the obtained results one may say that all results for the piled raft vary between the narrow limits  $w = 3.2 - 4.5$  cm, except the value  $w = 6.6$  cm, calculated by two dimensional finite element method. Also, the settlement of raft without piles  $w = 5.1$  cm is negligibly higher than those values obtained for the piled raft. Consequently, one may say that the piles in this case were needless. However, the validity of various methods can only be proven by the comparison of the theoretical and measured values. Such comparison will be made in the next cases.

### 3.2 Three story residential building in Hakone, Japan; Yamashita et al. [26]

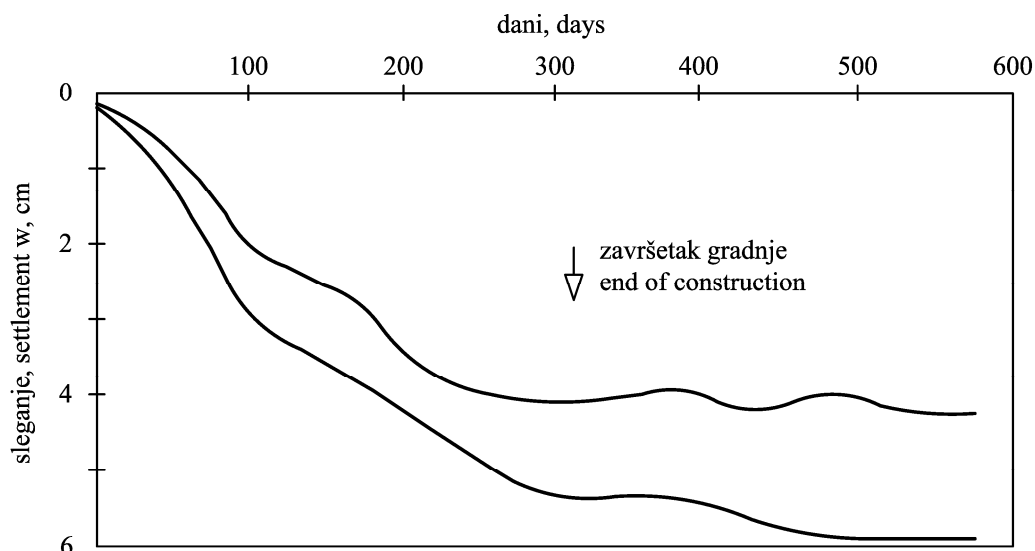
Three story building is a reinforced concrete structure, with the average contact pressure on soil  $p = 71$  kPa. The soil profile is made of soft clay layer up to a depth of  $\sim 27$  m. Under this layer a hard gravely clay layer appears to a depth of 40 m, and in greater depths a weathered andesit occurs.

The foundation raft with  $L = 33.8$  m and  $B = 12.4$  m is supported with 15 piles of diameter  $D = 0.40$  m, with length  $L=10 / 15$  m. When the foundation was designed, the raft of thickness  $d = 0.8$  m without piles was assumed, but the calculated settlement reached  $w = 6$  cm and the angle of inclination of foundation was  $\delta = 1/500$ . As these values of settlement and inclination could not be accepted, a total of 15 piles of 0.4 m in diameter were performed.

In the approximate method, soil and piles were represented by interacting springs of appropriate stiffness, whereas the finite element method was used to analyse the raft members. Non linearity of soil was also considered using the boundary element analysis and bilinear load - displacement relationship. It is known, however, that nonlinearity is mainly concentrated at the pile - soil interface, while the interaction pile - pile, pile - raft and raft - soil may be represented by the linear model with sufficient accuracy (Mandolini and Viggiani [8]).

In Figure 1 are shown the measured settlements of the piled raft.

As shown in Figure 1, after completion of the building the settlement reached the values  $w = 3.8 - 5.0$  cm. It is of interest to note that the differential settlement was not considerably reduced.



Slika 1. Izmerena sleganja  
Figure 1. The measured settlements

Tablica 2. Računska i izmerena sleganja; ploča sa šipovima i ploča bez šipova  
Table 2. Calculated and measured settlements; piled raft and raft without piles

ploča bez šipova računski sleganja Milović i Đogo [11] raft without piles calculated settlements	modul tla, soil modulus $E_s = 18 \text{ MPa}$		
	$w_c = 4.6 \text{ cm}$	$\Delta w = 1.78 \text{ cm}$	$\delta = 1 / 940$
	modul tla, soil modulus $E_s = 15 \text{ MPa}$		
	$w_c = 5.5 \text{ cm}$	$\Delta w = 2.14 \text{ cm}$	$\delta = 1 / 782$
ploča sa šipovima izmerena sleganja Yamashita et al. [26] piled raft measured settlements	$w_c = 3.8 - 5.0 \text{ cm}$		

U tablici 2 prikazani su dobijeni rezultati za ploču sa šipovima i za ploču bez šipova.

Na osnovu dobijenih rezultata moglo bi se zaključiti da šipovi nisu značajnije smanjili ukupna i diferencijalna sleganja. Prema tome, temeljna ploča bez šipova je prihvatljivo rešenje u odnosu na ukupna sleganja, diferencijalna sleganja i ugaone distorzije.

### 3.3 Petospratna stambena zgrada; Urawa, Japan; Yamashita i dr. [25]

Yamashita i dr. [25] su prikazali slučaj fundiranja na ploči sa šipovima za petospratnu stambenu zgradu na čvrstoj glini. Temelj se sastojao od ploče sa stranama  $B \times L = 23 \times 24 \text{ m}$ , sa 20 bušenih betonskih šipova prečnika  $D = 0.7-0.8 \text{ m}$  i dužine  $L = 15.8 \text{ m}$ . Prosečni kontaktni napon na tlo iznosio je  $p = 84 \text{ kPa}$ .

Tlo do dubine od 6 m sačinjeno je od čvrste prekonsolidovane gline, ispod koje se do dubine od 19 m ispod površine tla pojavljuje sloj srednje zbijenog peska. Ispod ovog sloja više slojeva gline i prašine javljaju se do dubine od 42 m, posle kojih se nalaze slojevi zbijenog peska i šljunka.

Yamashita i dr. su najpre analizirali mogućnost fundiranja objekta na ploči bez šipova. Koristeći Steinbrenner – ovo rešenje, proračunom su dobili da je tada veličina sleganja  $w = 6 \text{ cm}$  u središtu ploče i da je

The predicted values of settlements for the raft without piles have been calculated by finite difference method; Milović and Đogo [11].

In Table 2 are summarised the obtained results for piled raft and for the raft without piles.

Table 2. Calculated and measured settlements; piled raft and raft without piles

On the basis of the obtained results one may conclude that the piles did not reduce significantly the overall and the differential settlement. Consequently, the foundation on the raft without piles is acceptable solution in terms of total settlements, differential settlements and angular distortion.

### 3.3 Five story residential building, Urawa, Japan; Yamashita et al. [25]

Yamashita et al. [25] have presented the case of piled raft foundation for a five story building on stiff clay. The structure is supported on a piled raft foundation. The raft is  $24 \times 23 \text{ m}$  in plan,  $0.30 \text{ m}$  thick, supported by 20 bored piles, which are  $15.8 \text{ m}$  long and have a diameter of  $0.7 - 0.8 \text{ m}$ . The average contact stress is  $p = 84 \text{ kPa}$ .

The soil profile up to a depth of 6 m is made of stiff overconsolidated clay. From this depth to 19 m below ground surface a medium to dense sand appears. Under this layer a number of clay and silt layers appear to a

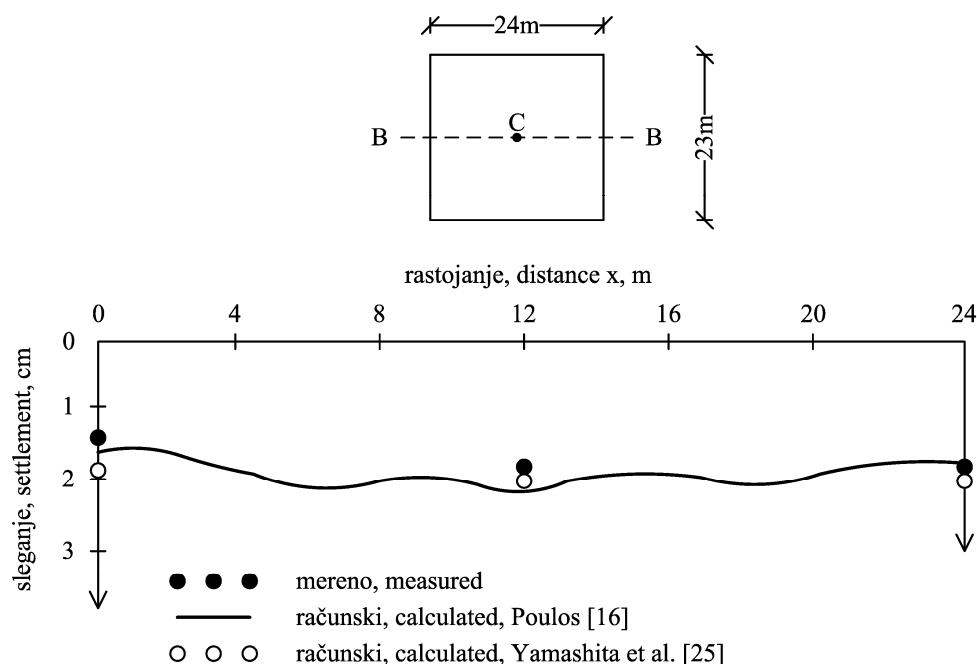
ugao nagiba temelja  $\delta = 1/300$ . Smatrajući da su ove vrednosti suviše velike i da ne mogu biti prihvaćene, usvojili su fundiranje na ploči sa šipovima, pri čemu je debljina ploče iznosila  $d = 0.30$  m i oslanjala se na 20 bušenih šipova, kako bi se smanjila sleganja. Za usvojeni način fundiranja računске veličine sleganja bile su određene metodom ploče na oprugama i faktorima interakcije za šipove (Poulos [16]) i metodom konačnih elemenata (Yamashita i dr. [25]). Dobijeni rezultati upoređeni su sa izmerenim veličinama, kao što je pokazano na slici 2.

Koristeći iste podatke o konstrukciji i temeljnom tlu analizirana je i temeljna ploča bez šipova. Za ploču debljine  $d = 0.30$  m,  $0.75$  m,  $1.0$  m i  $1.5$  m sleganja, diferencijalna sleganja, momenti i ugaone distorzije sračunate su pomoću metode konačnih razlika; Milović i Đogo [11, 12]. U nekim slučajevima sleganja su bila sračunata pomoću rešenja dobijenog Fourier-ovim redovima; Milović i Tournier [9, 10].

depth of 42 m, followed by the layers of dense sand and gravel.

In assessing the feasibility of using piled raft foundation, Yamashita et al. first analysed the behaviour of a raft foundation without piles. Using Steinbrenner's solution, they found that the settlement of the raft without piles reached 6 cm at the center and that the inclination of the foundation was  $\delta = 1/300$ . They concluded that these values are too large and could not be accepted. In order to reduce the settlement, a piled raft foundation was assumed, with the thickness of the raft  $d = 0.30$  m, supported by 20 bored piles.

For the assumed type of foundation, the calculated values of settlement were obtained using the method of the raft on sprigs, and the interaction factors for piles (Poulos [16]), and the finite element method (Yamashita et al. [25]). The obtained results were compared with the measured values, as shown in Figure 2.



Slika 2. Računska i izmerena sleganja za ploču sa šipovima  
Figure 2. Calculated and measured settlements for piled raft

Ploča je bila podeljena na 100 elemenata sa 121 nodalnom tačkom. U svakoj od njih sleganje je bilo sračunato za sve četiri vrednosti debljine ploče.

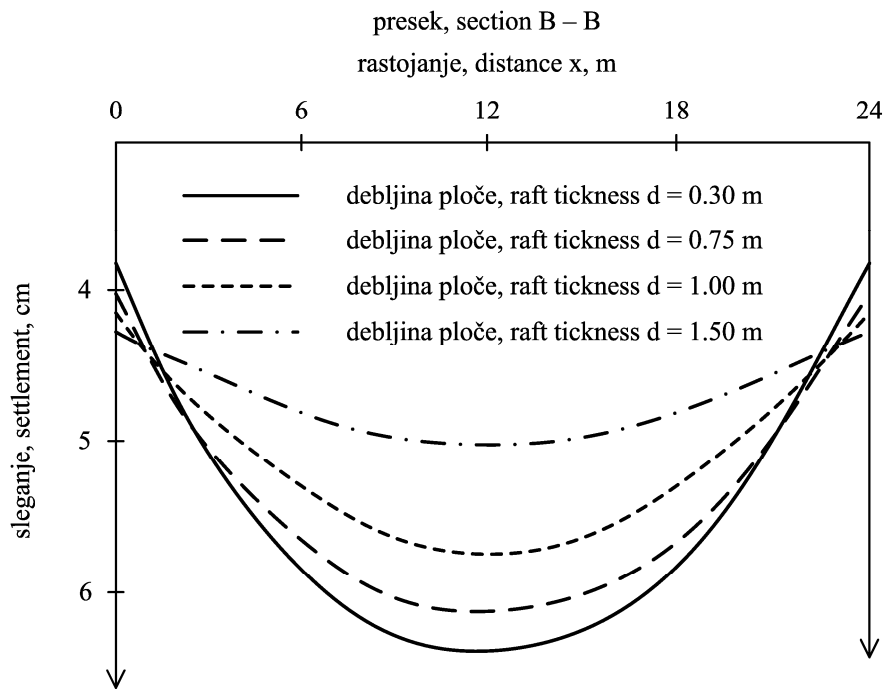
Na slici 3 prikazane su veličine sleganja u preseku B - B za razne debljine ploče.

Na slici 4 prikazane su veličine sleganja centralne tačke C u preseku B - B, u zavisnosti od debljine ploče.

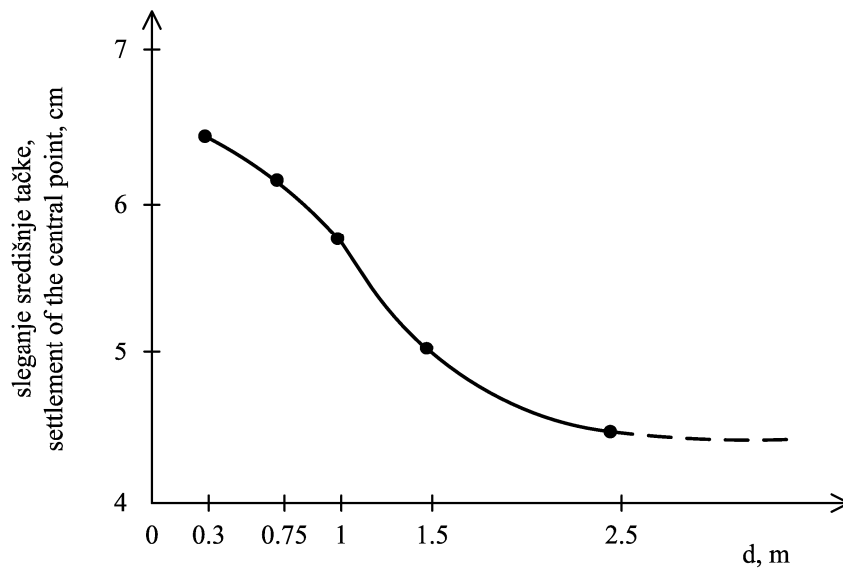
Using the same data for building an for soil properties, the raft foundation without piles was considered. For the raft thickness  $d = 0.30$  m;  $0.75$  m;  $1.0$  m and  $1.5$  m, the total settlement, differential settlement, moment and angular distortion were calculated by means of the finite difference method (Milović and Đogo [11, 12]). In some cases settlements were also calculated by Fourier's series (Milović and Tournier [9, 10]).

The raft was divided into 100 elements with 121 nodal points. In each nodal point settlement was calculated for four various values of raft thickness. In Figure 3 are shown calculated settlements in section B - B.

In Figure 4 are presented the values of settlements of the central point C in the section B - B, in function of the thickness  $d$  of the raft.



*Slika 3. Računska sleganja ploče bez šipova*  
*Figure 3. Calculated settlements in section B – B for the raft without piles*



*Slika 4. Sleganje centralne tačke C za razne debljine ploče d*  
*Figure 4. Settlements of the central point C for various values of d*

Na slici 5 prikazane su veličine momenata za razne debljine ploče  $d$ .

U tablici 3 date su veličine sleganja  $w$ , diferencijalnih sleganja  $\Delta w$ , ugaonih distorzija  $\delta$  i momenata  $\max M_y$ , za ploču bez šipova.

Na osnovu dobijenih rezultata za ploču sa šipovima i za ploču bez šipova moglo bi se reći:

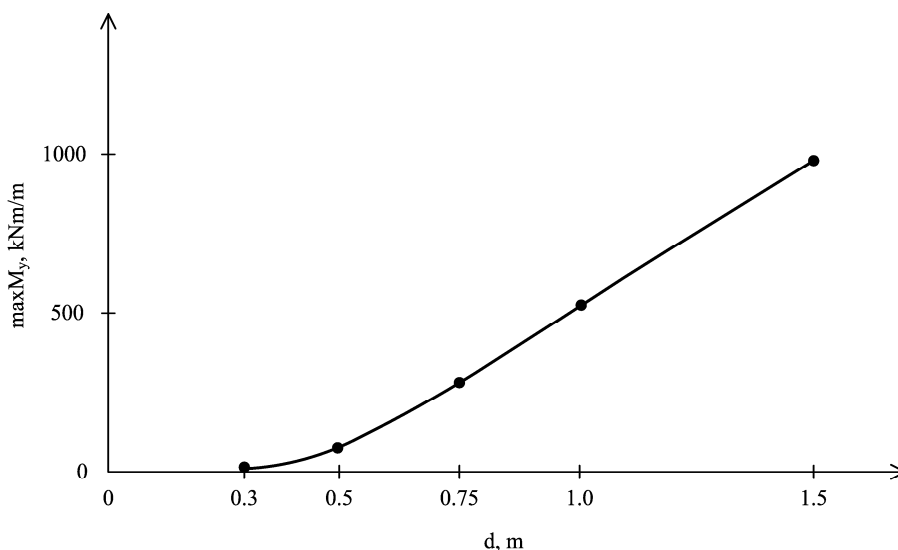
- za ploču sa šipovima sleganja, diferencijalna sleganja i maksimalni momenti su manji nego za ploču bez šipova;
- za ploču bez šipova sleganja su reda veličine  $w = 5.7 - 6.0$  cm za ploču debljine  $d = 0.75 - 1.0$  m, sa ugaonom distorzijom  $\delta = 1/600 - 1/800$ ;
- veličine sleganja, diferencijalnih sleganja i ugaonih distorzija za ploču bez šipova su prihvatljive i ne zahtevaju primenu šipova.

In Figure 5 are shown the values of moments in function of the raft thickness.

In Table 3 are summarized the values of total settlement  $w$ , differential settlement  $\Delta w$ , angular distortion and moment  $\max M_y$ .

On the basis of the obtained results for the piled raft and the raft without piles one may say that:

- for the piled raft settlements, differential settlements and max moments are smaller than for the raft without piles;
- for the raft without piles the settlements are of the order  $w = 5.7 - 6.0$  cm for the raft thickness  $d = 0.75 - 1.0$  m, with the angular distortion from  $1/600$  to  $1/800$ ;
- the values of settlements, differential settlements and inclination for the raft without piles are acceptable, and it is not necessary for the piles to be carried out.



Slika 5. Veličine momenata za razne debljine ploče  $d$   
Figure 5. Values of moments for various values of raft thickness

Tablica 3. Računske veličine sleganja, diferencijalnih sleganja, naginjanja i momenata za razne debljine ploče  $d$   
Table 3. Calculated values of  $w$ ,  $\Delta w$ ,  $\delta$  and  $\max M_y$  for the raft without piles

debljina ploče $d$ , m raft tickness $d$ , m	$w$ , cm	$\Delta w$ , cm	$\delta$	$\max M_y$ , kNm/m
0.30	6.45 Fourier 6.60	2.76	1/435	14
0.75	6.18 Fourier 6.40	2.08	1/577	273
1.00	5.76	1.56	1/770	532
1.50	5.04	0.80	1/1500	977

### 3.4 Silos za zrnaste materijale, Ghent, Belgija; Goossens i Van Impe [4]

Silos sa 40 cilindričnih armiranobetonskih ćelija unutrašnjeg prečnik 8 m, ukupne visine 52 m. i debljine zidova 0.18 m, fundiran je na ploči sa šipovima. Temelj se sastoji od ploče dužine  $L = 84$  m, širine  $B = 34$  m, i debljine  $d = 1.2$  m, koja se oslanja na 697 pobijenih armirano betonskih Franki šipova, dužine  $L = 13.4$  m, prečnika  $D = 0.52$  m i prečnika proširene baze 0.80 m.

### 3.4 Grain silo, Ghent, Belgium; Goossens and Van Impe [4]

The grain silo with 40 cylindrical reinforced concrete cells with inner diameter of 8 m, the total height 52 m and the wall thickness 0.18 m, is founded on piled raft. The foundation consists of a raft with length  $L = 84$  m, width  $B = 34$  m and a thickness  $d = 1.2$  m, resting on 697 driven reinforced concrete Franki piles, with  $L = 13.4$  m,  $D = 0.52$  m and a diameter of the expanded base of 0.80 m.

Temeljno tlo se sastoji od glinovitog peska debljine ~17 m, čvrste gline debljine 5 m, zbijenog peska debljine 4 m i 13 m tercijarne gline, ispod koje se javlja vrlo zbijeni pesak. Na osnovu rezultata opita statičke penetracije i terenskog opita probnog opterećenja šipa, usvojeno je da je modul elastičnosti prvog, drugog, trećeg i četvrtog sloja  $E_1 = 188$  MPa,  $E_2 = 27.8$  MPa,  $E_3 = 105$  MPa i  $E_4 = 65.3$  MPa, respektivno. Proračun sleganja bio je sproveden za kontaktni napon  $p = 430$  kPa.

Na slici 6 pokazane su veličine sleganja određene linearnom i nelinearnom analizom, i upoređene sa izmerenim veličinama.

Kao što se može videti, nelinearna analiza daje praktično identične rezultate sa onima koji su dobijeni linearnom analizom, i sleganje ovih rezultata sa izmerenim vrednostima je potpuno zadovoljavajuće. Takođe se može zapaziti da su računski sleganja za nelinearni kontinuum sa faktorima interakcije (Poulos [15]) znatno veća od onih koja su dobijena merenjem.

Da bi se odredilo ponašanje temelja bez šipova, sprovedena je detaljna analiza, koristeći isti model tla kao i u prethodnim proračunima, osim što je ploča bila debljine 2 m. Ploča je bila podeljena na 250 elemenata sa 286 nodalnih tačaka. Računske veličine sleganja i momenata dobijene su metodom konačnih razlika, kojom se mogu odrediti sleganja, diferencijalna sleganja, momenti savijanja, torzioni momenti, smičuće sile i kontaktni naponi u bilo kojoj tački ploče, za bilo koju relativnu krutost ploče, kao i za neravnomerno opterećenje (Milović i Đogo [11, 12]).

Nodalne tačke u kojima su vršena merenja sleganja prikazane su na slici 7.

U tablici 4 prikazane su računski veličine sleganja i momenata, u preseku 6 - 281, za debljinu ploče  $d = 2.0$  m.

The subsoil consists of a clayey sand ~17 m thick, stiff clay of 5 m, dense sand of 4 m and tertiary clay of 13 m thick, underlain by a very dense sand. On the basis of the static penetration tests and field load test of a pile, it is assumed that the elastic modulus of first, second, third and fourth layer is  $E_1 = 188$  MPa,  $E_2 = 27.8$  MPa,  $E_3 = 105$  MPa and  $E_4 = 65.3$  MPa. The settlement calculation is carried out for the contact stress  $p = 430$  kPa.

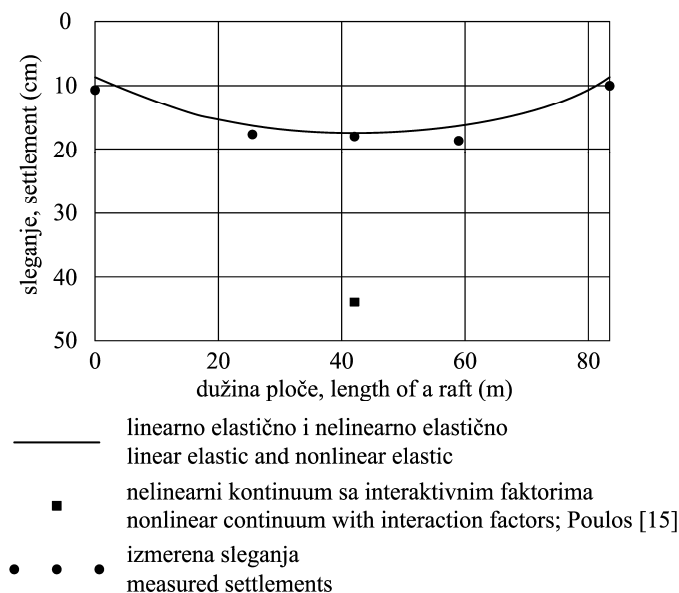
In Figure 6 are shown the values of settlements determined by linear and nonlinear analysis, and compared with the measured values.

It may be seen that the nonlinear analysis gives practically identical results with those obtained by linear analysis, and that the agreement with the measured values is quite satisfactory. It can also be noticed that the settlements predicted for nonlinear continuum with interaction factors (Poulos [15]) are considerably greater than the measured values.

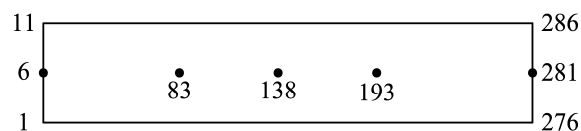
In order to assess the performance of a raft foundation without piles, the detailed behaviour analysis has been made, using the same soil model as in the previous calculations for piled raft, but with the raft thickness  $d = 2.0$  m. The raft was divided into 250 elements with 286 nodal points. The calculated values of settlements and moments have been obtained by finite difference method (Milović and Đogo [11, 12]). This method makes possible the determination of settlements, differential settlements, bending moments, torsional moments, shear forces and contact pressures in any point of the raft, and for any relative stiffness of the raft.

In Figure 7 are shown the nodal points where the settlements were measured.

In Table 4 are presented the values of the calculated settlements and moments for the raft thickness  $d = 2.0$  m, in the section 6 - 281.



Slika 6. Upoređenje predviđenih i izmerenih sleganja; Mandolini i Viggiani [8]  
Figure 6. Comparison between predicted and measured settlements; Mandolini and Viggiani [8]



Slika 7. Tačke u kojima su vršena merenja sleganja  
Figure 7. Nodal points where settlements are measured

Tablica 4. Računske veličine sleganja i momenata u preseku 6 – 281, za ploču bez šipova; Milović i Đogo [11]  
Table 4. Calculated settlements and moments in the section 6 – 281, for the raft without piles; Milović and Đogo [11]

tačka point	d = 2.0 m	
	w (cm)	M <sub>y</sub> (kNm)
6	11.87	4445
28	15.11	5482
50	17.44	5924
83	19.19	6178
105	19.63	6235
138	19.80	6254
160	19.78	6251
193	19.46	6213
226	18.22	6044
259	15.11	5482
281	11.87	4445
$\delta = 1 / 550$		

U tablici 5 prikazane su veličine izmerenih sleganja za ploču sa šipovima.

Na slici 8 prikazano je upoređenje računskih sleganja ploče bez šipova sa izmerenim sleganjima ploče sa 697 šipova.

Prikazani rezultati pokazuju da je fundiranje na ploči bez šipova prihvatljivo rešenje, pošto su sleganja praktično istog reda veličine kao i ploča sa šipovima. Relativno veliki broj izvedenih šipova nije znatno smanjio očekivana sleganja.

### 3.5 Kula Messeturm, Frankfurt, Germany; Sommer i dr. [22], Tamaro [24], Reul i Randolph [20]

Ova zgrada je jedna od prvih koja je projektovana da bude fundirana na ploči sa šipovima. Objekat ima 60 spratova i visok je 256 m, ploča je kvadratnog oblika sa stranama od 58.8 m, koja se oslanja na 64 bušena šipa prečnika 1.3 m i dužine L = 26.9 m (28 šipova), L = 30.9 m (20 šipova) i L = 34.9 m (16 šipova). Šipovi su raspoređeni u tri koncentrična kruga ispod ploče.

In Table 5 are shown the measured settlements for piled raft.

Figure 8 compares the calculated settlements of the raft without piles with the measured settlements of piled raft, with 697 piles.

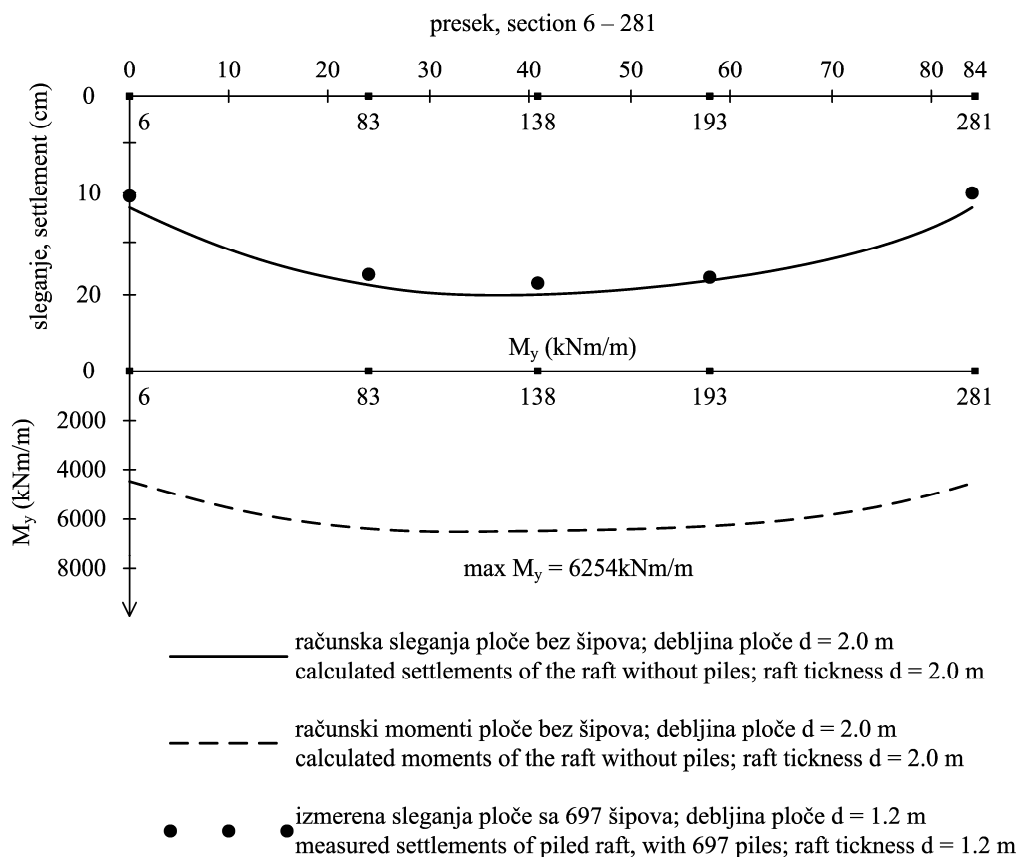
The presented results indicate that the raft foundation without piles is an acceptable solution and may be considered satisfactory for engineering purposes, because the settlements are practically of the same order of magnitude as the piled raft. A relatively great number of piles does not considerably reduce the expected values.

### 3.5 Messeturm Tower, Frankfurt, Germany; Sommer et al. [22], Tamaro [24], Reul and Randolph [20]

This building is one of the pioneering structure designed to be supported on a piled raft foundation. The structure is 256 m high, with 60 stories, and comprises 64 bored piles and a square raft with the side of 58.8 m. The diameter of piles is D = 1.3 m and the lengths are L<sub>1</sub> = 26.9 m (28 piles), L<sub>2</sub> = 30.9 m (20 piles) and L<sub>3</sub> = 34.9 m (16 piles). They are arranged in three concentric circles below the raft.

Tablica 5. Izmerena sleganja za ploču sa šipovima; Goossens i Van Impe [4]  
Table 5. Measured settlements of piled raft; Goossens and Van Impe [4]

tačka point	sleganje w (cm) settlement	$\delta$
6	10.00	1 / 455
83	18.50	
138	19.22	
193	19.35	
281	10.00	



Slika 8. Računske veličine sleganja i momenta ploče bez šipova (Milović i Đogo [11]), i izmerene veličine sleganja ploče sa 697 šipova (Goossens i Van Impe [4])  
Figure 8. Calculated settlements of raft without piles (Milović and Đogo) and measured settlements of piled raft (Goossens and Van Impe)

Temeljno tlo sačinjava sloj peska i šljunka do dubine od 10 m, ispod koga se nalazi sloj frankfurtske prekonsolidovane gline do dubine od oko 75 m ispod površine terena. Ispod sloja gline pojavljuje se krečnjak, sa usvojenim modulom elastičnosti  $E = 2$  GPa.

Maksimalno opterećenje iznosi  $P = 1880$  MN, tako da se posle iskopa za temelj, na tlo prenosi opterećenje  $p = 454$  kPa.

Pre svega prikazaće se rezultati za ploču bez šipova i za ploču sa šipovima, koje su dobili Reul i Randolph [20]. Proračun sleganja sproveden je pomoću trodimenzionalne analize konačnim elementima, sa interacijama šip – šip, šip – ploča, ploča – ploča, šip – tlo i baza šipa – omotač šipa. Pri proračunu je korišćen modul elastičnosti frankfurtske gline  $E_s = 90.5$  MPa i Poisson-ov koeficijent  $\mu_s = 0.15$ . Za modul elastičnosti betonske ploče usvojen je modul elastičnosti  $E_c = 34$  GPa i  $\mu_c = 0.20$ .

U tablici 6 su prikazane računске i izmerene veličine ukupnog sleganja  $w$ , diferencijalnog sleganja  $\Delta w$  i ugao- ne distorzije  $\delta$ , za ploču bez šipova i za ploču sa 64 šipa.

Koristeći isti skup parametara tla, sprovedena je analiza ponašanja ploče bez šipova. Veličine ukupnih sleganja, diferencijalnih sleganja, momenta, poprečnih sila i kontaktnih napona određene su pomoću metode konačnih razlika (Milović i Đogo [11, 12]), za tri vrednosti Poisson – ovog koeficijenta.

The subsoil consists of sand and gravel layers up to a depth of 10 m, underlain by the Frankfurt overconsolidated clay up to a depth  $\sim 75$  m below ground level. Below the clay layer the limestone appears, with the assumed modulus  $E = 2$  GPa.

The maximum load amounts  $P = 1880$  MN. After excavation the load applied to the soil is taken to be  $p = 454$  kPa.

The settlement calculation for the raft without piles and, after that, for the piled raft (Reul and Randolph [20]) was carried out with the elastic modulus of Frankfurt clay  $E_s = 90.5$  MPa and the Poisson's ratio  $\mu_s = 0.15$ . Modulus of elasticity for the raft was assumed to be  $E_c = 34$  GPa and  $\mu_c = 0.20$ . The settlement was determined by the three dimensional finite elements analyses, with interactions pile – pile, pile – raft, raft – raft, pile – soil and pile base – pile skin.

In Table 6 are summarized the calculated and measured values of the settlement  $w$ , differential settlement  $\Delta w$  and angular distortion  $\delta$ , for the raft without piles and for the piled raft with 64 piles.

Using the same set of soil parameters, the analysis of the behaviour of the raft without piles has been made (Milović and Đogo [11, 12]). The values of the total and differential settlements, moments, shear forces and contact stresses have been determined by means of the finite difference method. For three values of the Poisson's ratio.



Tablica 6. Računska i izmerena sleganja; Reul i Randolph [20]  
 Table 6. Calculated and measured settlements; Reul and Randolph [20]

ploča bez šipova raft without piles	w = 27.8 cm $\Delta w = 3.9$ cm $\delta = 1/754$	konačni elementi finite elements
ploča sa 64 šipa raft with 64 piles $E_s = 90.5$ MPa $\mu_s = 0.15$	w = 17.4 cm $\Delta w = 3.0$ cm $\delta = 1/980$	konačni elementi finite elements
	w = 14.4 cm $\Delta w = 4.6$ cm $\delta = 1/639$	mereno 8 godina posle završene gradnje measured 8 years after the end of construction

Na slici 9 prikazane su neke nodalne tačke u mreži konačnih razlika, koja je korišćena u analizi.

U tablici 7 date su računске veličine sleganja ploče bez šipova.

Na slici 10 skupno su prikazana računska i merena sleganja.

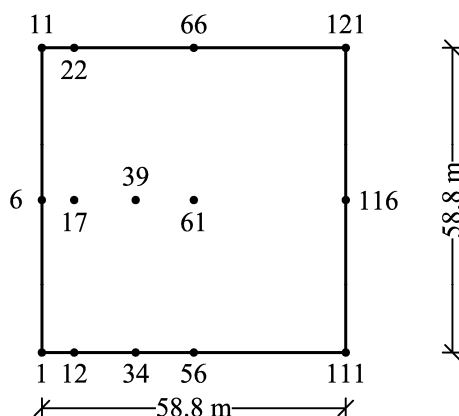
Na osnovu prikazanih rezultata moglo bi se zaključiti da su sleganja ploče bez šipova vrlo bliska vrednostima dobijenim za ploču sa šipovima. Takođe je od interesa zapaziti da je sleganje ploče bez šipova u vrlo dobroj saglasnosti sa izmerenim veličinama, ukoliko se za gline opravdano usvoji Poisson-ov koeficijent  $\mu_s = 0.30 - 0.35$ . Takođe je vredno pomenuti da je u analizi konačnim razlikama uzeto u razmatranje da je debljina deformabilnog sloja gline ograničena prisustvom krute baze praktično nestišljivog krečnjaka.

In Figure 9 are shown some nodal points in the finite difference mesh, used in the analysis.

In Table 7 are given the calculated settlements of the raft without piles, for three values of the Poisson's ratio.

In Figure 10 are summarized the calculated and measured settlements

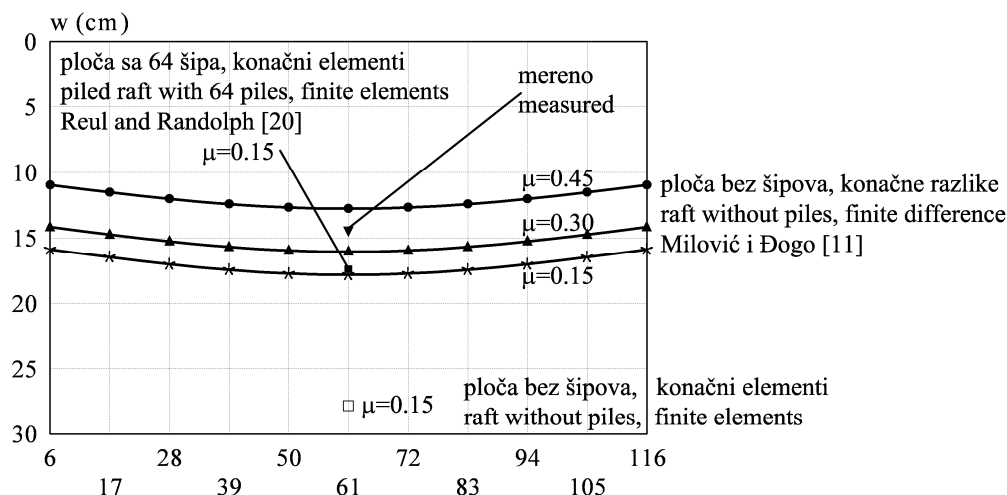
From the above results one may conclude that the settlements of the raft without piles are very close to those obtained for piled raft. It is also of interest to notice that the settlement of the raft without piles is in a very good agreement with the measured value, for the reasonable values of Poisson's ratio  $\mu_s = 0.30 - 0.35$ . Also, it is worth mentioning that in the finite difference analysis the layer of clay was of limited thickness, due to the presence of the limestone, which was in fact the incompressible rigid base.



Slika 9. Neke karakteristične nodalne tačke u mreži konačnih razlika  
 Figure 9. Some nodal points in the finite difference mesh

Tablica 7. Računska sleganja, konačne razlike; Milović i Đogo [11]  
 Table 7. Calculated settlements; finite difference; Milović and Đogo [11]

ploča bez šipova raft without piles	$E_s = 90.5$ MPa $\mu_s = 0.15$	$E_s = 90.5$ MPa $\mu_s = 0.30$	$E_s = 90.5$ MPa $\mu_s = 0.45$
	w = 17.81 cm $\Delta w = 1.93$ cm $\delta = 1/1523$	w = 16.04 cm $\Delta w = 1.88$ cm $\delta = 1/1564$	w = 12.76 cm $\Delta w = 1.80$ cm $\delta = 1/1633$



Slika 10. Računska i izmerena sleganja  
Figure 10. Calculated and measured settlements

### 3.6 Westend 1, Frankfurt, Nemačka; Franke i dr. [2], Poulos [18], Reul i Randolph [20]

Administrativna zgrada Westend 1 je visoka 208 m i ima 51 sprat. Fundirana je na ploči sa šipovima dimenzija  $B \times L = 47 \times 62$  m, sa debljinom ploče  $d = 3 - 4.65$  m. Ploča leži na 40 bušenih šipova, dužine 30 m i prečnika 1.3 m. Ploča je izvedena na dubini od 14.5 m ispod površine terena.

Maksimalno opterećenje koje deluje na ploču iznosi  $P = 968$  MN, pa je prosečan pritisak na tlo ispod ploče  $p = 323$  kPa, sa kojim je vršen proračun sleganja.

Profil tla sastoji se od kvartarnih slojeva debljine 8.5 m, ispod koga se nalazi prekonsolidovana frankfurtska glina visoke plastičnosti debljine ~68 m. Na ovoj dubini se javlja krečnjak debljine ~32 m.

Modul elastičnosti gline  $E_s = 62.4$  MPa bio je određen terenskim presiometarskim opitom (Franke i dr. [2]), dok su Reul i Randolph [20] povratnom analizom dobili vrednost  $E_s = 90$  MPa. Za Poisson-ov koeficijent gline bila je usvojena vrednost  $\mu_s = 0.15$ .

Pomoću trodimenzionalne nelinearne analize konačnim elementima Reul i Randolph [20] su dobili da je sleganje ploče sa šipovima  $w = 10.9$  cm i diferencijalno sleganje  $\Delta w = 8.7$  cm. Za ploču bez šipova ove vrednosti su iznosile  $w = 18.4$  cm i  $\Delta w = 14.1$  cm.

U tablici 8 prikazano je upoređenje izmerenog sleganja centralne tačke sa prognoznim sleganjima, proračunatim pomoću raznih metoda (Poulos i dr. [17]).

Kao što je pokazano u tablici 8, računski sleganja se nalaze u granicama  $w = 10.5 - 15.2$  cm a izmerena u granicama  $w = 10.5 - 12.0$  cm.

U analizi ponašanja ploče bez šipova, veličine sleganja  $w$ , diferencijalnih sleganja  $\Delta w$  i ugaone distorzije  $\delta$  bile su određene metodom konačnih razlika (Milović i Đogo [11]). U ovim proračunima bili su korišćeni moduli elastičnosti gline  $E_s = 90$  MPa (Reul i Randolph [20]) i  $E_s = 62.4$  MPa (Franke i dr. [2]).

### 3.6 Westend 1, Frankfurt, Germany; Franke et al. [2], Poulos [18], Reul and Randolph [20]

The office building Westend 1 is 208 m high, with 51 stories. It is founded on the piled raft with the dimensions  $B \times L = 47 \times 62$  m and with a thickness of  $3 - 4.65$  m. The raft is supported by 40 bored piles with the length of 30 m and a diameter of 1.3 m. The bottom of the raft lies 14.5 m below ground level.

The maximum load above the raft is  $P = 968$  MN and the average pressure on the soil surface below the raft  $p = 323$  kPa is assumed for settlement calculation.

The soil profile consists of quartar layer 8.5 m thick, underlain by the overconsolidated Frankfurt clay of high plasticity with the thickness of ~68 m. Below this layer a limestone appears, with the thickness of ~32 m.

Modulus of elasticity of clay  $E_s = 62.4$  MPa was determined by field pressuremeter test (Franke et al. [2]), whereas Reul and Randolph [20] obtained by back analysis the value  $E_s = 90$  MPa. For the Poisson's ratio of the clay  $\mu_s = 0.15$  was assumed.

By means of the three dimensional non linear finite element analysis Reul and Randolph [20] obtained that the settlement for the piled raft is  $w = 10.9$  cm and the differential settlement  $\Delta w = 8.7$  cm. For the raft without piles these values were  $w = 18.4$  cm and  $\Delta w = 14.1$  cm.

In Table 8 is presented the comparison of the measured settlement of centre point with the results of predicted settlements, calculated by various methods (Poulos et al. [17]).

As shown in Table 8, the calculated settlements are situated between the limits  $w = 10.5 - 15.2$  cm and the measured values between the limits  $w = 10.5 - 12.0$  cm.

In the analysis of the behaviour of the raft without piles, the values of settlement  $w$ , differential settlement  $\Delta w$  and angular distortion  $\delta$  were determined by the finite difference method (Milović and Đogo [11]). In these calculations the values of the modulus elasticity of clay  $E_s = 90$  MPa (Reul and Randolph [20]) and  $E_s = 62.4$  MPa (Franke et al. [2]) were used.

Tablica 8. Računska i izmerena sleganja, ploča sa šipovima; Poulos i dr. [17]  
Table 8. Calculated and measured settlements, piled raft; Poulos et al. [17]

	metod, method	sleganja settlements
1	uprošćena metoda; simplified method; Poulos and Davis [13]	w=13.2cm
2	trake na oprugama; strip on springs; Poulos [14]	w=13.2cm
3	ploča na oprugama; plate on springs; Poulos [16]	w=10.5cm
4	konačni elementi i granični elementi; finite element and boundary element; Ta and Small [23]	w=11.5cm
5	konačni elementi i granični elementi; finite element and boundary element; Sinha [21]	w=15.2cm
6	trodimenzionalna nelinearna analiza konačnim i graničnim elementima; three dimensional nonlinear finite element and boundary element analysis; Franke et al. [2]	w=11.0cm
7	trodimenzionalna elasto plastična analiza konačnim elementima; three dimensional elasto plastic finite element analysis; Reul and Randolph [20]	w=10.9cm
8	trodimenzionalna elasto plastična analiza konačnim elementima, redukovano bočno trenje; three dimensional elasto plastic finite element analysis, reduced skin friction; Reul and Randolph [20]	w=11.4cm
9	mereno posle završetka gradnje; measured after the end of construction; Poulos [18]	w=10.5cm
10	mereno 2 ½ godine posle završetka gradnje; measured 2 ½ years after the end of construction; Reul and Randolph [20]	w=12.0cm

U tablici 9 prikazani su rezultati za ploču bez šipova, dobijeni metodom konačnih razlika

I u ovom slučaju, kao i u prethodnim, može se opravdano postaviti pitanje da li je primenom šipova postignut osnovni cilj, koji podrazumeva znatno smanjenje veličine sleganja. Dobijeni rezultati jasno pokazuju koliko značajno parametri tla utiču na veličine sleganja. Stoga, moglo bi se reći da je izbor parametara tla značajniji za uspešno predviđanje veličina sleganja nego metod analize.

In Table 9 are shown the results for the raft without piles, obtained by finite difference method.

The obtained results clearly show how considerably the soil parameters influence on the settlement values. Therefore, one may say that the selection of soil parameters appears to be more important to the success of settlement prediction than the method of analysis.

Tablica 9. Računske veličine za ploču bez šipova, konačne razlike; Milović i Đogo [11]  
Table 9. Calculated values for the raft without piles, finite difference; Milović and Đogo [11]

$E_s = 90\text{MPa}$	$\mu_s = 0.15$	w=12.72cm	$\Delta w=2.46\text{cm}$	$\delta=1/1240$
	$\mu_s = 0.30$	w=11.51cm	$\Delta w=2.33\text{cm}$	$\delta=1/1309$
	$\mu_s = 0.45$	w=9.16cm	$\Delta w=2.05\text{cm}$	$\delta=1/1488$
$E_s = 62.4\text{MPa}$	$\mu_s = 0.15$	w=18.35cm	$\Delta w=3.55\text{cm}$	$\delta=1/859$
	$\mu_s = 0.30$	w=16.60cm	$\Delta w=3.36\text{cm}$	$\delta=1/908$
	$\mu_s = 0.45$	w=13.21cm	$\Delta w=2.96\text{cm}$	$\delta=1/1030$

#### 4 DISKUSIJA I ZAKLJUČCI

- U poslednjih nekoliko godina došlo je do porasta priznanja da korišćenje šipova radi smanjenja ukupnih i diferencijalnih sleganja ploče čini rešenje ekonomičnijim, bez ugrožavanja sigurnosti i projektovanog ponašanja temelja.

- Generalno je prihvaćeno da usled ugradnje strategijski raspoređenih šipova, maksimalna sleganja mogu biti smanjena do 50 – 60 % od onih koja se dobijaju za ploču bez šipova; oni više smanjuju diferencijalna sleganja nego ukupna.

- Pozitivan efekat ploče sa šipovima sastoji se i u smanjenju momenata savijanja u ploči.

#### 4 DISCUSSION AND CONCLUSIONS

- In the past few years there has been an increasing recognition that the use of piles to reduce settlements and differential settlements can lead to considerable economy without compromising the safety and performance of the foundations.

- It is generally accepted that owing to the installation of strategically located piles, the maximum settlements of the foundation can be reduced to 50 – 60 % of those of the equivalent unpiled raft; they reduce much more differential settlements than the total ones.

- The favourable effect of piled raft foundation consists in the reduction of bending moments in the raft.

- Debljina ploče mnogo više utiče na veličinu diferencijalnog sleganja nego na totalno sleganje.

- Značajna povoljnost fundiranja na ploči sa šipovima dolazi do izražaja u slučaju u kome je velika razlika u visini sa susednim objektom manjih dimenzija, usled čega nastaje ekscentrično opterećenje.

- Povoljne okolnosti za ploču sa šipovima su kada temeljno tlo sačinjavaju tvrde gline, relativno zbijen pesak ili kada ne nastaje kretanje tla usled spoljnih uzroka.

- Nepovoljne okolnosti za ploču sa šipovima su kada se pojavljuju meke gline ili rastresiti peskovi blizu površine terena, kada se pojavljuje stišljivi sloj na većim dubinama, kada može da nastane konsolidaciono sleganje, kada se pojavljuje pomeranje tla usled bubrenja, kada su lebdeći šipovi završeni u sloju peska, koji bi lako mogao da bude zahvaćen likvifikcijom usled dejstva seizmičkih sila.

- U nekim slučajevima registrovano je znatno povećanje sleganja posle završetka građenja, usled primarne konsolidacije i puzanja. Ova dugotrajna sleganja bi mogla da izazovu oštećenja konstrukcije.

- Neka upoređenja su izvršena između sleganja zgrada fundiranih na ploči sa šipovima i na ploči bez šipova. Rezultati pokazuju da je odnos između sleganja na kraju građenja i konačnog ukupnog sleganja bio 0.40 – 0.70, i da nije bilo značajnije razlike između ova dva tipa fundiranja.

- Odnos računskog maksimalnog sleganja ploče sa šipovima i maksimalnog sleganja ploče bez šipova se koristi da se pokaže da li se ploča sa šipovima može opravdano smatrati optimalnim rešenjem. Ukoliko ovaj odnos teži ka jedinici, dodatni šipovi nisu bili potrebni.

- Za neke slučajeve iz prakse, prikazane u poglavlju 3, dobijene veličine sleganja, diferencijalnih sleganja i nagiba temeljne ploče bez šipova, upućuju na zaključak da bi se ovaj način fundiranja mogao smatrati prihvatljivim rešenjem.

- Poslednjih godina bio je prikazan veći broj numeričkih metoda za analizu temelja na ploči sa šipovima. Razni pristupi ilustrovani su slučajevima iz prakse i primerima primene. Da bi se uporedile vrednosti sleganja određene raznim metodama, sleganja su bila računata uprošćenim metodama, aproksimativnim metodama, konačnim elementima, graničnim elementima, kombinovanim metodama konačnih i graničnih elemenata i trodimenzionalnom nelinearnom metodom konačnih i graničnih elemenata. Dobijeni rezultati se kreću u vrlo uskim granicama. Uprkos činjenice da su neke metode vrlo jednostavne i aproksimativne, dobijeni rezultati su u vrlo dobroj saglasnosti sa rezultatima mnogo kompleksnijih numeričkih analiza, pa se mogu smatrati prihvatljivim sa praktične tačke gledišta. U tom smislu vredno je pomenuti internacionalni aerodrom Kansai u Japanu, koji je sagrađen na veštačkom ostrvu, udaljenom 5 km od kopna. Računsko sleganje sloja pleistocenske gline određeno je pomoću hiperboličke metode, koju je predložio Kondner još 1963. godine. Konsolidaciono sleganje sračunato jednostavnom analizom sa 3 parametra bilo je u vrlo dobroj saglasnosti sa sleganjem sračunatim mnogo strožijom analizom sa 6 parametara.

- U mnogim slučajevima se pokazalo da je za uspešno predviđanje sleganja od najvećeg značaja što

- The raft thickness effects differential settlements much more than total settlements.

- Considerable advantages of the piled raft foundation are in the case of great difference in height in close vicinity with neighbouring low side buildings. In this case the extreme load eccentricities occur.

- The favourable circumstances for the piled raft foundations are when the foundation soil is made up by relatively stiff clays and dense sands or when the soil movements do not occur due to external forces.

- The unfavourable circumstances for the piled raft is the appearance of soft clays or loose sands near the surface, when the layers in depth are compressible, when the consolidation settlement or swelling movements may occur, when floating piles are embedded in sand layer, which might fall into the group considered to be easily liquefied, due to the action of seismic forces.

- In some cases a considerable increasing of settlement after the end of construction due to primary consolidation and creep has been registered. These long term settlements could potentially cause the damage of the structure.

- Some comparisons between the settlement of the buildings founded on the piled raft and unpiled raft have been made. The results have shown that the ratio between the settlement at the end of construction and the total settlement was 0.4 – 0.7, and that there was no remarkable difference between these two types of foundations.

- The ratio of predicted maximum settlement of the piled raft and the maximum settlement of the unpiled raft is generally used to show whether the piled raft could be considered as justifiable solution. As far as the value of this ratio tends to unity, one may say that the addition of piles is not needed.

- For some case histories presented in chapter 3, the obtained values of settlement, differential settlement and inclination of foundation, for the raft without piles suggest the conclusion that the raft without piles could be acceptable solution.

- In recent years a range of numerical methods for the analysis of behaviour of piled raft foundations have been presented. The various approaches are illustrated through case histories and example applications. In order to compare the settlement values obtained by various methods, the predicted settlements were determined by simplified methods, approximate methods, finite element method, boundary element method, combined finite element and boundary element method and three dimensional non linear finite element and boundary element method. All the obtained results are situated between the narrow limits. Despite the simple and approximate nature of some approaches, the obtained results are in a good agreement with those obtained by more sophisticated numerical analyses, and they are acceptable for the engineering practice. From the same point of view it is of interest to mention the offshore International Airport Kansai in Japan, which was constructed on the artificial island, at a distance of 5 km from the shore. The calculated settlement of the pleistocene clay layer was determined by means of the hyperbolic method, proposed by Kondner at 1963. Consolidation settlement calculated by simple analysis

realnije određivanje geotehničkih parametara. Na tačnost predviđanja ponašanja ploče sa šipovima više utiču realno određeni parametri tla nego i sama metoda analize.

- Jedan od najznačajnijih koraka pri analizi optimalnog sistema fundiranja je svakako što detaljniji proračun sleganja na ploči bez šipova. Ovaj podatak je osnova za ispravnu procenu opravdanosti usvajanja ploče sa šipovima.

- Dugotrajnim osmatranjem ponašanja objekata fundiranih na ploči sa šipovima može se doći do pouzdanijih saznanja o prednostima i nedostacima koji se pripisuju ovom sistemu fundiranja.

## 5 LITERATURA

- [1] Desai, C. S.: "Numerical Design Analysis for Piles in Sands" Journal Geot. Engng. Division, ASCE, 1000, 1974, pp: 613 – 635.
- [2] Franke, E., Lutz, B. and El – Mossallamy, Y.: "Measurements and numerical modelling of high-rise building foundations on Frankfurt clay" Geotechn. Special Publication 40, ASCE, 1994, pp: 1325 – 1336.
- [3] Franke, E., EL – Mossallamy, Y. and Wittman, P.: "Calculation Methods for Raft Foundation in Germany" Design Applications of Raft Foundation, Ed. Thomas Telford, 2000, pp: 283-322.
- [4] Goossens, D. and Van Impe, W. F.: "Long term settlements of a pile group foundation in sand, overlying a clay layer" Proc. 10<sup>th</sup> ICSMFE, Florence, Vol. 1, 1991, pp: 425 – 428.
- [5] Katzenbach, R. and Reul, O.: "Design and Performance of Piled Rafts" Proc. 14<sup>th</sup> ICSMFE, Hamburg, Vol. 4, 1996, pp: 2253-2256.
- [6] Kuwabara, F.: "An elastic analysis for piled raft foundations in homogeneous soils" Soils and Foundations, Vol. 29, No 1, 1989, pp: 82 – 92.
- [7] Maharaj, D. K. and Gandhi, S. R.: "Non linear Finite Element Analysis of Piled Raft Foundations" Proc. Inst. Civil Engineers, Geotechn. Engineering, No 157, 2004, pp: 107 – 113.
- [8] Mandolini, A. and Viggiani, C.: "Settlement of piled foundations" Géotechnique, 47, No 4, 1997, pp: 791 – 816.
- [9] Milović, D. and Tournier, J. P.: "Stresses and displacements due to rectangular load in a layer of finite thickness" Soils and Foundations, Tokyo, Vol. 11, No 1, 1971, pp: 1 – 27.
- [10] Milović, D. and Tournier, J. P.: "Stresses and displacements due to rigid rectangular foundation in a layer of finite thickness" Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 13, No 4, 1973, pp: 29 – 43.
- [11] Milović, D. i Đogo, M.: "Stresses, settlements and moments due to uniformly loaded rectangular raft foundation of any rigidity" Proceedings IMS Institute, Beograd, No 3, 1995, pp: 3 – 17.

with 3 parameters was in a satisfactory agreement with the settlement calculated by more rigorous analysis with 6 parameters.

- In several case studies it was shown that for successful settlement prediction it is of great importance to determine properly the geotechnical parameters. The methods of analysis are likely to have less effect on the predicted behaviour than the geotechnical parameters of the site.

- One of the most important step in the analysis of the economical solution of foundation problem is the detailed analysis of the unpiled raft foundation. These results are the basis for further study related to the adoption of piled raft.

- Long term settlement observation of structures founded on piled raft could provide very useful information about the advantages and disadvantages of this type of Foundation.

## 5 REFERENCES

- [12] Milović, D. and Đogo, M.: "Rectangular raft of any rigidity on the layer of limited thickness" 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, Germany, 1997, pp: 857 – 858.
- [13] Poulos, H. G. and Davis, E. H.: "Pile foundation analysis and design" John Wiley, New York, 1980, pp: 1 – 397.
- [14] Poulos, H. G.: "Analysis of piled strip foundations" Comp. methods and advances in geomechanics, Balkema, Rotterdam, 1991, pp: 183-191
- [15] Poulos, H. G.: "Settlement prediction for bored pile groups" Proc. BAP II, Ghent, 1993, pp: 183-191
- [16] Poulos, H. G.: "An approximate numerical analysis of pile – raft interaction" Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 18 (2), 1994, pp: 73 – 92.
- [17] Poulos, H. G., Small, J. C., Ta, L. D., Sinha, J. and Chen, L.: "Comparison of some methods for analysis of piled rafts" Proc. 14<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Hamburg 2, 1997, pp: 1119 – 1124.
- [18] Poulos, H. G.: "Piled raft foundations: design and applications" Géotechnique, 51, No 2, 2001, pp: 95 – 113.
- [19] Randolph, M. F.: "Design methods for pile groups and piled raft" Proc. 13<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. New Delhi 5, 1994, pp: 61 – 82.
- [20] Reul, O. and Randolph, M. F.: "Piled raft in overconsolidated clay: comparison of in situ measurements and numerical analyses" Géotechnique, 53, (3), 2003, pp: 301 – 315.
- [21] Sinha, J.: "Pile raft foundations subjected to swelling and shrinking soils" Ph.D. thesis, University Sidney, Australia, 1996.
- [22] Sommer, H., Tamaro, G. and Beneditis, C.: "Messe Turm, foundations for the tallest building in Europe" Proc. 4<sup>th</sup> DFI Conf., 1991, pp: 139 – 145.
- [23] Ta, L. D. and Small, J. C.: "Analysis of piled raft system in layered soils" Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 20, 1996, pp: 57 – 72.
- [24] Tamaro, G. J.: "Foundation engineer: why do we need them ?" 1996 Martin Kapp Lecture, New York,

Amer. Society of Civil Engs, 1996.

- [25] Yamashita, K., Kakurai, M. and Yamada, T.: "Investigation of a piled raft foundation on stiff clay" Proc. 13<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., New Delhi, 2, 1994, pp: 543 – 546.

- [26] Yamashita, K., Yamada, T. and Kakurai, M.: "Simplified method for analysing piled raft foundations" Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Rotterdam, 1998, pp: 457 – 465.

## REZIME

### ANALIZA FUNDIRANJA NA PLOČI SA ŠIPOVIMA

Dušan MILOVIĆ  
Mitar ĐOGO

Fundiranje na temeljnoj ploči sa šipovima je novi koncept, u kome se totalno opterećenje od konstrukcije deli između temeljne ploče, koja je u kontaktu sa tlom, i šipova, koji preostali deo opterećenja primaju preko bočnog trenja po omotaču.

U radu su prikazani publikovani slučajevi iz prakse više zemalja, u kojima je bilo primenjeno fundiranje na temeljnoj ploči sa šipovima. Prognozne veličine sleganja bile su određene pomoću rešenja dobijenih raznim teorijskim metodama, kao što je metoda konačnih elemenata, metoda graničnih elemenata, kombinovana metoda konačnih i graničnih elemenata, trodimenzionalna nelinearna analiza kombinovanom metodom konačnih i graničnih elemenata, trodimenzionalna elasto plastična metoda konačnih elemenata i trodimenzionalna elasto plastična metoda konačnih elemenata sa redukovanim bočnim trenjem.

Za sve prikazane slučajeve sprovedena je analiza očekivanih sleganja pomoću metode konačnih razlika, uz pretpostavku da su objekti fundirani na temeljnoj ploči bez šipova. Upoređenjem dobijenih veličina sleganja ploče bez šipova sa rezultatima dobijenim za ploču sa šipovima utvrđeno je da su razlike zanemarljive, što ukazuje da lebdeći šipovi često ne umanjuju sleganja u onoj meri u kojoj se to očekuje. Stoga se može postaviti pitanje da li je bilo neophodno dodavanje šipova. Tim pre, što su veličine sleganja ploče bez šipova u potpuno zadovoljavajućoj saglasnosti sa izmerenim sleganjima.

**Ključne reči:** ploča sa šipovima, ploča bez šipova, računaska sleganja, izmerena sleganja

## SUMMARY

### ANALYSIS OF PILED RAFT FOUNDATIONS

Dušan MILOVIĆ  
Mitar ĐOGO

Piled raft foundation is a new concept in which the total load from the superstructure is partly shared by the raft through the contact with soil, and the remaining load is shared by piles through skin friction.

In the paper are presented the published history cases in several countries, in which piled rafts have been applied. The predicted values of settlements have been calculated, using the solutions obtained by various theoretical methods such as finite elements method, boundary elements method, combined finite elements and boundary elements method, three dimensional non linear analysis with combined finite elements and boundary elements method, three dimensional elasto plastic finite elements method and three dimensional elasto plastic finite elements method with reduced lateral friction.

For all presented cases the analysis of the expected settlements have been performed by means of the finite difference method, supposing that these structures have been founded on rafts without piles. Comparing the settlement of the raft without piles with the settlement of piled raft, it has been established that the differences are practically negligible, which indicates that the friction piles do not reduce settlements to the degree that is expected. Therefore, one could inquire as to the necessity of the addition of piles in the considered cases. Besides, the predicted settlements of raft without piles are in a reasonable agreement with the measured values.

**Key words:** piled raft, raft without piles, calculated settlements, measured settlements

# KONCEPTUALNO PROJEKTOVANJE ASEIZMIČKE KONSTRUKCIJE - VREDNOVANJE PROJEKTNIH REŠENJA

## CONCEPTUAL DESIGNING OF ASEISMIC STRUCTURES – EVALUATION OF DESIGN SOLUTIONS

Jasmina DRAŽIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD  
UDK: 552.1:691.21 = 861

### 1 UVOD

Zaštita ljudskih života i materijalnih dobara od prirodnih katastrofa, uslovljava način građenja u seizmičkim područjima, koji treba da obezbedi da i kod najvećeg mogućeg zemljotresa ne dođe do ljudskih žrtava, a da se materijalna šteta zadrži u ekonomski prihvatljivim granicama. Ekonomska opravdanost ulaganja u zaštitu od zemljotresa zavisi od mnogih parametara od kojih su najznačajniji učestalost zemljotresa pojedinih intenziteta, troškovi zaštite i ekonomska mogućnost zemlje.

U postupku realizacije objekta konstrukter uglavnom nastupa kada je određena vrsta i tip objekta, kojima nisu prethodile analize usaglašenosti arhitektonskih i konstrukcijskih karakteristika i izbor pogodnog tipa konstrukcije, pa se uloga projektanta konstrukcije svodi na to da za unapred definisan objekat, projektuje seizmički otpornu konstrukciju, nekad i uz značajne troškove seizmičke zaštite.

Analiza međuzavisnosti funkcionalnih i konstrukcijskih karakteristika zgrada za više različitih namena (administrativne, stambene, zdravstvene, školske, industrijske i dr.) i uticaj funkcionalnog rešenja na konfiguraciju zgrade [2], omogućavaju da se predlože pogodni konstrukcijski sistemi, koji će u skladu sa funkcionalnim zahtevima obezbediti potreban stepen fleksibilnosti, ali istovremeno i neophodnu pouzdanost konstrukcije za seizmička dejstva [4]. U radu je predložen model i sastavljen je program za izbor adekvatne konstrukcije saglasno preporukama u EC 8 [5], [6].

---

Jasmina Dražić, docent, dr, dipl.građ.inž.  
Fakultet tehničkih nauka, Univerzitet u Novom Sadu  
Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Srbija  
e-mail:dramina@uns.ns.ac.yu

### 1 INTRODUCTION

The protection of human lives and material goods from natural catastrophes, conditions the way of construction in seismic areas, which should provide that even in the greatest earthquake possible there is no loss of lives, whereas material damage is kept within economically acceptable limits. The economic justification of investing in protection against earthquakes depends on many parameters, and the most important of them are the frequency of occurrence of earthquakes based on intensity, costs of protection and economic capacity of the country.

In the process of realization of the structure the constructor usually steps in when the kind and type of the building are determined, without previous analyses of accordance between architectural and structural characteristics and the selection of the most convenient type of structure; so, the role of the structure designer is to design seismically resistant structure for the building already defined, which is sometimes followed by significant costs of seismic protection.

The analysis of the interdependence between functional and structural characteristics of buildings having more different purposes (administrative, residential, healthcare, educational and industrial, etc.) and the influence of the functional solution on the configuration of the building [2], enable suggesting suitable structural systems, which will according to functional requirements provide a necessary degree of flexibility, together with indispensable reliability of the structure to seismic actions [4]. A model has been proposed in this paper and a programme has been com-

---

Jasmina Dražić, assistant professor, PhD, MSc CivEng  
Faculty of Technical Sciences, University in Novi Sad  
Trg Dositeja Obradovića 6, 21000 Novi Sad, Srbija  
e-mail:dramina@uns.ns.ac.yu

Uspešno i pouzdano građenje u seizmičkim uslovima, čiji je cilj optimalno rešenje, podrazumeva zato, usaglašavanje i harmonizaciju više komponenta, izbor pogodne lokacije i iznalaženje najoptimalnije projektantske, konstrukcijske i izvođačke koncepcije objekta. Vrednovanjem projektnih rešenja na nivou konceptualnog projektovanja omogućeno je arhitekti da u početnim fazama projektovanja sagleda posledice predloženog rešenja na ponašanje konstrukcije pod seizmičkim dejstvima. Dobrom usklađenošću funkcionalnih i konstrukcijskih karakteristika zgrada, izborom povoljnih konfiguracija, u fazi konceptualnog projektovanja aseizmičke konstrukcije, postižu se i dobri ekonomski rezultati u fazi realizacije zgrade.

## 2 PROJEKTOVANJE ASEIZMIČKE KONSTRUKCIJE

Projektovanje konstrukcija građevinskih objekata odvija se u više faza [7]:

- izbor konstrukcijskog rešenja (raspored nosećih elemenata i procena njihovih dimenzija, konceptualno projektovanje, usklađeno sa uslovima lokacije na kojoj se objekat gradi),
- detaljna analiza sila u presecima, napona i deformacija,
- provera najvažnijih rezultata,
- konstruisanje i oblikovanje elemenata i njihovih veza (veza konstrukcijskih elemenata i nenosećih elemenata sa elementima konstrukcije).

### 2.1 Izbor konstrukcijskog sistema u fazi konceptualnog projektovanja

Poznato je da su položaj, dimenzije, oblik konstrukcijskih elemenata i način njihovog povezivanja, karakteristični za pojedine tipove konstrukcijskih sistema, uslov stabilnosti celine, ali istovremeno konstrukcijski elementi mogu unositi veća ili manja ograničenja u organizovanje i oblikovanje prostora. U cilju uspostavljanja međuzavisnosti funkcionalnih i konstrukcijskih karakteristika zgrada kod aseizmičkog projektovanja, analizirani su osnovni funkcionalni zahtevi za više različitih namena zgrada [14], i predložena je opšta šema (model) izbora pogodnih tipova konstrukcijskih sistema [4]. Na slici 1 prikazana je ta šema.

Pri projektovanju aseizmičkih konstrukcija funkcionalni zahtevi (zahtevi organizacije unutrašnjih površina, zahtevi orijentacije objekta, osvetljavanja prostorija i zahtevi vezani za rešavanje komunikacija), direktno utiču na izbor tipa, položaja i dimenzija konstrukcijskih elemenata (stubova, zidova, međuspratnih konstrukcija, elemenata konstrukcije stepeništa), koji definišu ponašanje zgrade pri dejstvu zemljotresa i obezbeđuju potrebnu pouzdanost konstrukcije za seizmička dejstva.

### 2.2 Modeliranje i metode aseizmičkog projektovanja

Konstrukcijsko modeliranje je značajan korak kako u analizi tako i u procesu projektovanja i predstavlja proces kreiranja uprošćenog apstraktnog predstavljanja realnih konstrukcija građevinskih objekata. Model treba

posed for selecting an adequate structure in accordance with the recommendations of EC8 [5], [6].

Successful and reliable constructing in seismic conditions, whose aim is the optimal solution, implies therefore, the accordance and harmonization of several components, selection of a suitable location and finding of the optimal designing, structural and building concept of the structure. Evaluating project solutions on the conceptual designing level provides the architect, in the first design phases, with an insight of the consequences of the proposed solution on the structure behaviour under seismic action. With well-harmonized functional and structural characteristics of the building, and favourable selection of configurations, in the phase of conceptual designing of aseismic structures, good economic results are obtained in the phase of realization of the building.

## 2 DESIGNING OF ASEISMIC STRUCTURE

Designing of structures in civil engineering has several phases [7]:

- Selection of structural solution (arrangement of bearing elements and estimation of their dimensions, conceptual designing, according to the requirements of the location where the structure is to be built);
- Detailed analysis of forces in sections, stresses and strains;
- Check of the most important results; and
- Construction and formation of elements and their joints (joints between structural elements, and between non-bearing elements and structural elements).

### 2.1 Structural system selection in conceptual designing phase

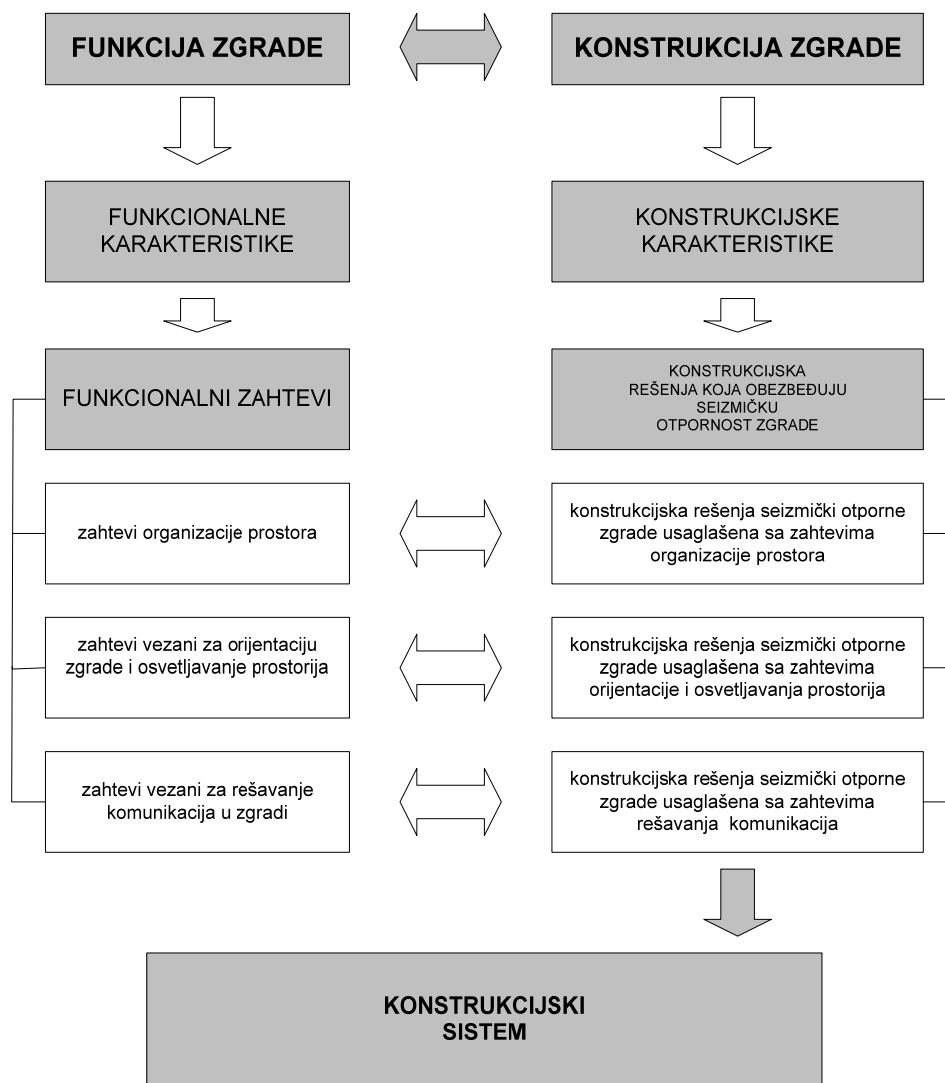
It is known that the position, dimensions, form of structural elements and way of their connection, typical of certain types of structural systems, are the condition for the stability of the whole, but at the same time structural elements can bring smaller or greater limitations in the organization and design of the space. In order to establish the interdependence between functional and structural characteristics of buildings in aseismic designing, the basic functional requirements are analysed for several different purposes of buildings [14], and a general scheme (model) for selection of suitable types of structural systems is suggested [4]. The scheme is given in Figure 1.

In designing aseismic structures functional requirements (requirements of organization of interior surfaces, requirements regarding building orientation and illumination of rooms, and requirements connected with the solution of communications), directly influence on the choice of type, position, and dimensions of structural elements (columns, walls, floor structures, staircase elements), which define the behaviour of the building during earthquake and provide necessary reliability of the structure concerning seismic actions.

### 2.2 Modelling and methods of aseismic designing

Structural modelling is a significant step in the analysis as well as in the designing process that represents





Slika 1. Opšta šema izbora tipa konstrukcijskog sistema [4]

da obezbedi analitičko ili numeričko istraživanje ponašanja realnih konstrukcija koristeći principe Teorije konstrukcija. Pre proračuna konstrukcije potrebno je orijentaciono usvojiti dimenzije poprečnog preseka elemenata, da bi se odredila sopstvena težina. U tu svrhu koriste se približne iskustvene formule. Posle toga se aproksimativnim metodama proračunavaju tačnije dimenzije preseka koje su potrebne za određivanje krutosti i sa tako odabranom konstrukcijom se sprovede neophodni proračuni. Za proračun konstrukcija danas se koriste moćni softverski paketi koji nude mnoštvo opcija, a često se koriste i trodimenzionalni modeli. Pri modeliranju konstrukcije u početnim fazama preporučuje se korišćenje jednostavnijih grubljih modela, a zatim postupno sledi analiza na složenijim modelima [8].

Pri projektovanju se koriste preporuke i tehnički propisi. Raniji propisi su se zasnivali na seizmičkim silama i determinističkom pristupu na osnovu unapred određenih parametara. Stohastička priroda zemljotresa zahteva probabilistički pristup, uzimajući u obzir stepen verovatnoće pojedinih pojava. Značajno je dobro odrediti ulazne podatke, jer kada su ulazni podaci, tj. opterećenja

a process of creating a simplified abstract presentation of real structures in civil engineering. The model should enable the analytic or numeric investigation of behaviour of real structures by using the principles of the structural theory. Prior to the computation of the structure it is necessary to adopt dimensions of the cross-section of elements in general, in order to determine their weight. For that purpose are used approximate experience formulas. After that, through approximate methods more precise dimensions of the sections needed for stiffness determination are calculated, and then with the structure selected in this way necessary calculations are conducted. Nowadays, powerful software packages offering numerous options are used for the computation of the structure, and quite often 3-D models are applied too. In the initial phases of structural modelling it is recommended to use simple rough models, and then gradually follows the analysis on more complex models [8].

In the designing are used recommendations and technical regulations. Earlier regulations were based on seismic forces and a deterministic approach according to

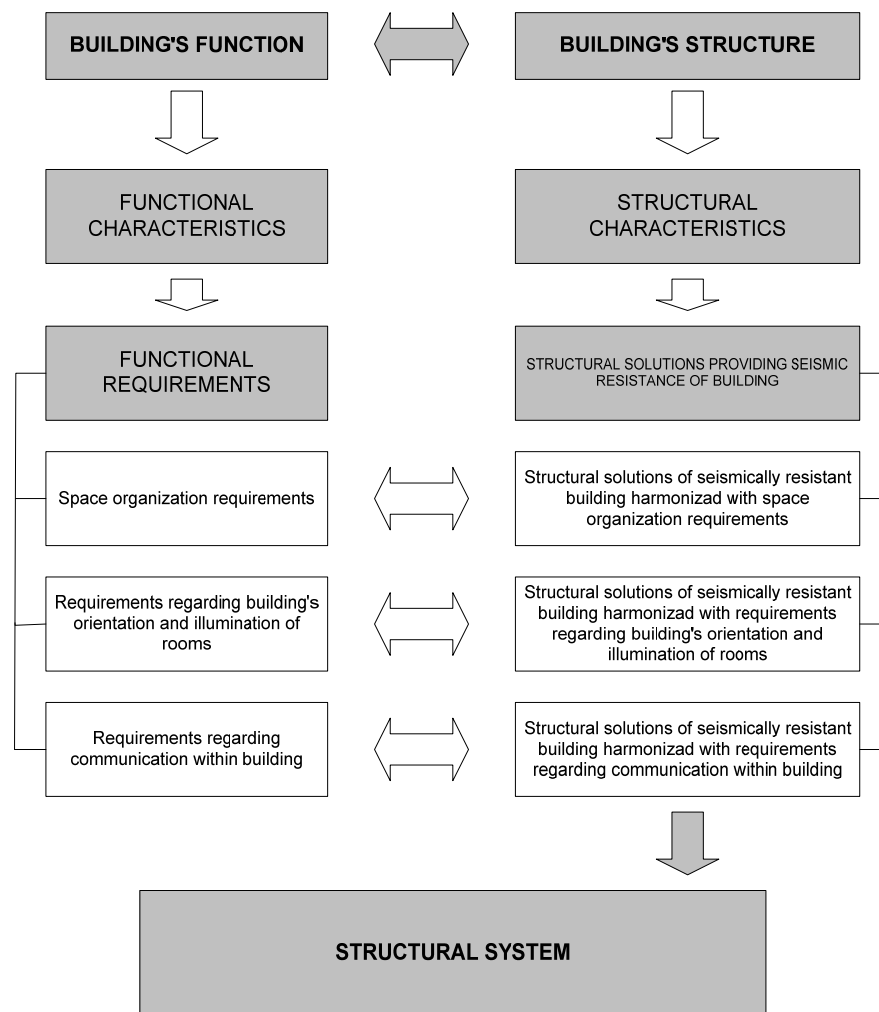


Figure 1. General scheme for type selection of structural system [4]

pogrešno procenjena, uzalud je primenjivati precizne proračune odgovora konstrukcije.

Zadatak zemljotresnog inženjerstva je prvenstveno razvoj adekvatnih metoda projektovanja. Pri rešavanju osnovnog problema teorije zemljotresnog inženjerstva polazi se od izbora matematičkog ili mehaničkog modela i određivanja seizmičkih dejstava za različite objekte.

Za proračun konstrukcije, zavisno od njihovog značaja koristi se više metoda koje su podeljene na [7]:

- analitičke metode za određivanje svojstvenih vrednosti,
- modalna analiza diskretnih i kontinualnih sistema, integracija jednačina kretanja korišćenjem eksplicitnih i implicitnih metoda,
- analiza u frekventnom domenu korišćenjem Fourier-ovih spektara i brze Fourier-ove analize,
- analiza slučajnog odgovora (spektar snage, fizički spektri),
- spektri odgovora, linearni i nelinearni.

Razvoj računarske tehnike omogućio je primenu dinamičkih metoda u zemljotresnom inženjerstvu, naročito osamdesetih i devedesetih godina prošlog veka. Ulazni podaci se uzimaju iz akcelrograma, a jednačine dinamičke ravnoteže se rešavaju numerički tj. vrednosti pomeranja, brzina, ubrzanja i drugi pokazatelji određuju

parameters determined in advance. The stochastic nature of earthquakes requires a probabilistic approach, taking into account degrees of probability for certain phenomena. It is important to determine input data well, because when the input data i.e. loads are not estimated correctly, it is useless to apply precise computations of the response of the structure.

A task of the earthquake engineering is above all the development of adequate designing methods. When resolving the basic problem of the theory of earthquake engineering, the starting point is the selection of the mathematic or mechanical model and the determination of seismic actions for different structures.

For the computation of the structure, depending on their importance several methods are used divided to [7]:

- Analytical methods for determining proper values;
- Modal analysis of discrete and continual systems, integrations of equations of motion by way of explicit and implicit methods;
- Analysis in the frequency domain by using Fourier spectra and fast Fourier analysis;
- Analysis of random response (power spectrum, physical spectra); and
- Response spectra, linear and non-linear.

The development of information technology enabled

se za svaki trenutak vremena.

Za projektovanje novih i procenu postojećih zgrada koriste se [7], [11]:

- linearna statička analiza
- linearna modalno spektralna analiza
- nelinearna statička metoda (poznata pod imenom "pushover")
- nelinearna dinamička (vremenska) analiza.

Naš pravilnik za projektovanje objekata visokogradnje u seizmičkim područjima favorizuje metodu direktnog integranjenja jednačina kretanja [16]. Za poznati akcelerogram u svakom trenutku mogu se odrediti pomeranje, brzina i ubrzanje bilo koje mase sistema, a rezultati su pod velikim uticajem akcelerograma. Rezultati analize po ovoj metodi nedovoljno su pouzdani (matrica krutosti i prigušenja se menjaju u toku zemljotresa, geotehnički problemi i dr.). U EC 8, suprotno regulativi koja se koristi u SAD gde je statička analiza referentna, preporučuje se linearna modalno spektralna analiza kao standardni metod za sve tipove zgrada [9].

Za praktičnu primenu predlaže se uprošćeni neelastični postupak, koji kombinuje nelinearnu (pushover) analizu i metodu spektra odgovora [11]. Suviše složene analize nisu opravdane, zbog nepredvidljive promene ulaznih podataka, koje menjaju odgovor konstrukcije. Kada se obezbedi dovoljna tačnost ulaznih podataka, ponašanje konstrukcije se može dovoljno dobro predvideti pomoću jednostavnih matematičkih modela.

### 2.3 Ponašanje konstrukcije pri zemljotresnom dejstvu

Odgovor konstrukcije na dejstvo zemljotresa predstavlja jedan interaktivni proces u kome ponašanje konstrukcije zavisi od dejstva zemljotresa, ali i seizmičko dejstvo zavisi od ponašanja konstrukcije [13]. Pri dejstvu zemljotresa dolazi do "kontrolisanih" prinudnih horizontalnih pomeranja, pri čemu su ova pomeranja praćena pojavom inercijalnih sila koje izazivaju naprezanja konstrukcije. Pri prinudnom povećanju pomeranja, sile u presečima se približno linearno povećavaju do granice elastičnosti. Nakon dostizanja nosivosti, pri povećanju pomeranja sile rastu sve sporije, a nakon dostizanja maksimalne vrednosti, sile počinju opadati. Na kraju, uz velika horizontalna pomeranja i stalno opadanje sile, nosivost biva iscrpljena i dolazi do rušenja. Do rušenja konstrukcije pri dejstvu zemljotresa dolazi samo kada se dostignu jako velike deformacije [10].

Stabilnost konstrukcije u toku zemljotresa uobičajeno se procenjuje preko deformacija, a mera za sposobnost deformisanja je duktilnost. Treba razlikovati raspoloživu (obezbeđenu) od potrebne (tražene, zahtevane) duktilnosti. Raspoloživa duktilnost predstavlja duktilnost koju konstrukcija poseduje (odnos deformacija na granici rušenja i deformacija na granici elastičnosti). Zahtevana duktilnost predstavlja duktilnost koja se tokom nekog zemljotresa traži (zahteva), a predstavlja odnos maksimalne deformacije i deformacije na granici elastičnosti. Konstrukcija neće doživeti rušenje u toku zemljotresa, ako je zahtevana duktilnost manja od obezbeđene duktilnosti, jer su maksimalne deformacije manje od deformacija na granici rušenja. Konstrukcijama koje imaju veliku obezbeđenu duktilnost, moguće je smanjiti nosivost u većoj meri nego zgradama sa manjom

the application of dynamic methods in earthquake engineering, especially in the 1980s and 1990s. the input data are taken from the accelerogram, and equations of dynamic equilibrium are solved numerically i.e. displacement values, velocity, acceleration and other indicators are determined for every moment of time.

For the designing of new and assessment of existing buildings are used [7], [11]:

- Linear static analysis;
- Linear modal spectral analysis;
- Non-linear static method (known as "pushover"); and
- Non-linear dynamic (time) analysis.

The Serbian regulation book for designing of high-rise construction in seismic areas favours the method of direct integration of equations of motion [16]. For known accelerogram, displacement, velocity, acceleration of any mass of the system can be determined at every moment, and the results are under a great influence of accelerogram. The results of the analysis according to this method are insufficiently reliable (stiffness and dumping matrices change during the earthquake, geotechnical problems etc.). In EC 8, contrary to the regulations used in the USA where the static analysis is referent, linear modal spectral analysis is recommended as a standard method for all types of buildings [9].

For practical application, a non-elastic procedure is recommended, which combines the non-linear (pushover) analysis and the response spectrum method [11]. Too complex analyses are not justified due to unpredictable change of the input data, which change the response of the structure. When a sufficient accuracy of the input data is provided, the behaviour of the structure can be predicted well enough through simple mathematic models.

### 2.3 Behaviour of structure during earthquake

The response of the structure to the earthquake action is an interactive process where the behaviour of the structure depends on the earthquake action, but the seismic action also depends on the behaviour of the structure [13]. During the earthquake there are "controlled" constrained horizontal displacements followed by the occurrence of inertial forces that cause stressing of the structure. During the constrained increase of the displacement the forces in sections increase almost linearly to the limit of elasticity. When the load carrying capacity is reached, the forces grow more slowly during the increase of displacement, and after reaching maximum values, the forces begin falling. Finally, with great horizontal displacements and a constant decrease of the force, the load carrying capacity is exhausted and a collapse occurs. The collapse of the structure during the earthquake action occurs only when extreme deformations develop [10].

The stability of the structure during the earthquake is generally assessed through deformations, and the measure for the ability of deforming is ductility it is necessary to distinguish the available (provided) ductility from the necessary (needed, required) one. The available ductility is the ductility owned by the structure (ratio between deformations on the limit of collapse and deformations on the limit of elasticity). The required ductility is the ductility that is needed (required) during

raspoloživom duktilnošću, tj. balansom između nosivosti i duktilnosti može se iskoristiti nelinearno ponašanje konstrukcije i sprečiti rušenje objekta.

Finansijska ulaganja za postizanje duktilnosti obično su manja od sredstava potrebnih za obezbeđenje velike nosivosti i dok se veća nosivost postiže korišćenjem više materijala, duktilnost se može poboljšati adekvatnom dispozicijom, izborom odgovarajućih materijala, pravilnim konstruisanjem elemenata i detalja. Kod zgrada sa velikom duktilnošću može se u većoj meri smanjiti nosivost, nego kod zgrada sa manjom duktilnošću. Postoji donja granica nosivosti koju mora da ima svaka zgrada, kako bi ostala neoštećena kod malih opterećenja. Kod zgrada sa smanjenom nosivošću, pri jakim zemljotresima može doći do prevelikih deformacija i rušenja zgrade zbog dodatnih uticaja od gravitacionog opterećenja (efekti teorije drugog reda) [12].

Cilj aseizmičkog građenja je ne samo sprečavanje rušenja konstrukcije pri maksimalno mogućem zemljotresu, već i ograničavanje oštećenja objekata tokom slabijih zemljotresa koji se mogu dogoditi više puta u životnom veku objekta. U zavisnosti od očekivanog (željenog) ponašanja konstrukcije pri aseizmičkom projektovanju potrebno je odrediti optimalan balans između potrebne nosivosti, duktilnosti i krutosti konstrukcije. Ovaj balans, karakterisan pre svega vrednošću faktora redukcije, određuje nivo do kojeg se može iskoristiti nelinearno ponašanje konstrukcije, a da ne dođe do rušenja objekta za vreme jakih zemljotresa. Izabrana konstrukcija treba da omogući povoljno ponašanje i za zemljotresna dejstva čija je učestanost različita od projektne [10].

### 3 UTICAJ PROJEKTOG REŠENJA NA KONSTRUKCIJSKI TRETMAN

Poznato je da se dobro koncipirane i kvalitetno izvedene zgrade uspešno suprotstavljaju iznenadnim zemljotresnim udarima [1]. Prednost se daje povoljnim konfiguracijama zgrada, jednostavnim i prostorno uravnoteženim rešenjima, simetričnim u osnovi i po visini [2], [3]. Takva rešenja nisu u suprotnosti sa uspešnim arhitektonskim rešenjima, jer se saradnjom arhitekta i projektanta konstrukcije još na nivou konceptualnog projektovanja, mogu ostvariti funkcionalni i estetski vredni objekti, sa jednostavnim ujednačenim konstrukcijskim sistemima tj. regularne konstrukcije. Težnja za jednostavnim i simetričnim zgradama (povoljne konfiguracije), proizilazi iz činjenice da takve zgrade pri jakim zemljotresima pokazuju, bolje i sigurnije ponašanje, sa manjim oštećenjima [15].

Klasifikacija konstrukcije zgrada, na konstrukcijsko pravilne i konstrukcijsko nepravilne, prema EC 8, pokazuje direktan uticaj na seizmički proračun [5], [6]:

- proračunski model konstrukcije može da bude ili uprošćen ravanski ili prostorni,
- metoda analize, može da bude ili uprošćena linearno elastična analiza (ekvivalentne poprečne sile) ili modalna spektralna analiza,
- vrednost faktora ponašanja  $q$ , može da bude umanjen u zavisnosti od tipa neregularnosti po visini, tj.
  - u slučaju geometrijskih neregularnosti koji prevazilaze preporučene granice,
  - u slučaju neregularne raspodele rezerve

the earthquake, and it is the ratio between the maximum deformation and the deformation on the limit of elasticity. The structure will not collapse during the earthquake, if the required ductility is smaller than the provided ductility, since maximum deformations are smaller than the ones on the limit of collapse. In structures having a great provided ductility it is possible to diminish the load carrying capacity to a greater extent than in buildings with a smaller available ductility, i.e. with the balance between the load carrying capacity and the ductility it is possible to use non-linear behaviour of the structure and prevent the collapse of the building.

Financial investments to achieve ductility are usually smaller than the means necessary to provide great load carrying capacity, and while greater load carrying capacity is achieved by using more material, ductility can be improved by adequate disposition, selection of suitable materials, and proper designing of elements and details. In buildings with great ductility their load carrying capacity can be diminished to a greater extent than in buildings with smaller ductility. There is a bottom limit of load carrying capacity that every building must have to remain undamaged under small loading. In buildings with diminished load carrying capacity, during strong earthquakes exceeding deformations and collapsing can occur due to additional influences from the gravity load (effects of the second-order theory) [12].

The aim of aseismic construction is not only the prevention of the collapse of the structure during the maximum earthquake possible, but also the limitation of damage on the structure during weaker earthquakes that can occur several times in the lifespan of the building. Depending on the expected (desired) behaviour of the structure in aseismic designing it is necessary to determine the optimal balance among the necessary load carrying capacity, ductility and stiffness of the structure. This balance, characterized above all by the value of the reduction factor, determines the level up to which is possible to use the non-linear behaviour of the structure, without collapsing of the structure during strong earthquakes. The selected structure should also enable favourable behaviour for earthquake actions whose frequency is different from the designed [10].

### 3 INFLUENCE OF DESIGN SOLUTION ON STRUCTURAL TREATMENT

It is known that well conceived and well-executed buildings successfully oppose to sudden earthquake strikes [1]. The advantage is given to favourable configurations of buildings, simple and spatially balanced solutions, symmetric in the base and along the height [2], [3]. Such solutions are not in contradiction with successful architectural solutions, because through the collaboration between the architect and the structure designer of the building it is possible, even on the level of conceptual designing, to realize functionally and aesthetically valuable structures, with simple uniform structural systems, i.e. regular structures. The inclination toward simple and symmetrical buildings (with favourable configuration), is due to the fact that such buildings during strong earthquakes show better and more reliable behaviour, with less damage [15].

The classification of structures of buildings to struc-

nosivosti po visini koja prevazilazi granice preporučene kroz kriterijume regularnosti po visini.

Posledice konstrukcijske regularnosti, prema EC 8 za sve četiri kombinacije regularnosti u osnovi i po visini date su u tabeli 1.

Proračun konstrukcije na seizmička dejstva mora da se zasniva na adekvatnom proračunskom modelu. Zgrade

turally regular and structurally irregular, after EC 8, shows a direct influence on the seismic computation [5], [6]:

- The structural model, which can be either simplified planar or spatial;
- The method of analysis, which can be either a simplified response spectrum analysis (lateral force procedure) or a modal one;

*Tabela 1 Posledice konstrukcijske regularnosti na seizmički proračun, prema [6]*

REGULARNOST		DOZVOLJENA UPROŠĆENJA		FAKTOR PONAŠANJA
u osnovi	po visini	model	linearno elastična analiza	(za linearnu analizu)
da	da	ravanski	ekvivalentne poprečne sile	osnovni
da	ne	ravanski	modalno spektralna analiza	umanjen
ne	da	prostorni	ekvivalentne poprečne sile	osnovni
ne	ne	prostorni	modalno spektralna analiza	umanjen

*Table 1 Consequences of structural regularity, on seismic analysis and design, after [6]*

REGULARITY		ALLOWED SIMPLIFICATIONS		BEHAVIOUR FACTOR
Plan	Elevation	Model	Linear-elastic Analysis	(for linear analysis)
Yes	Yes	Planar	Lateral force	Reference value
Yes	No	Planar	Modal	Decreased value
No	Yes	Spatial	Lateral force	Reference value
No	No	Spatial	Modal	Decreased value

simetričnog oblika, mogu se relativno dobro obuhvatiti seizmičkom analizom, a jednostavnije noseće sisteme je lakše modelirati i analizirati. Nasuprot tome, pri projektovanju složenih konstrukcija, često je potrebno da se pri modelovanju i analizi uvedu neopravdana pojednostavljenja koja dovode do grešaka u proceni stvarnog rada konstrukcije pod seizmičkim dejstvima. Loša konstrukcijska koncepcija i/ili suviše uprošćene ili neodgovarajuće pretpostavke proračuna mogu dovesti do nedovoljno pouzdanih ili neekonomičnih rešenja [9].

Predložena konfiguracija (oblik, dimenzije zgrade, odnos dimenzija i karakteristike konstrukcije) utiče na izbor analize, modela konstrukcije i vrednost faktora ponašanja. Za regularne konstrukcije u osnovi i po visini mogu se koristiti ravanski modeli i uprošćena analiza, bez redukcije faktora ponašanja. Nasuprot tome, neregularne konstrukcije u osnovi i po visini zahtevaju korišćenje prostornih modela, linearno modalne spektralne analize i redukciju vrednosti faktora ponašanja  $q$ .

Na slici 2. predstavljen je uticaj arhitektonskih karakteristika zgrada na konstrukcijski tretman (analizu, modeliranje i dimenzionisanje konstrukcije).

Stepen zaštite tj. prihvatljivi seizmički rizik zavisi od ekonomske moći zemlje, a dobija se kombinovanjem parametara seizmičkog hazarda (verovatnoće pojave zemljotresa na određenom području u određenom vremenskom intervalu) i parametara ponašanja konstrukcije i tla.

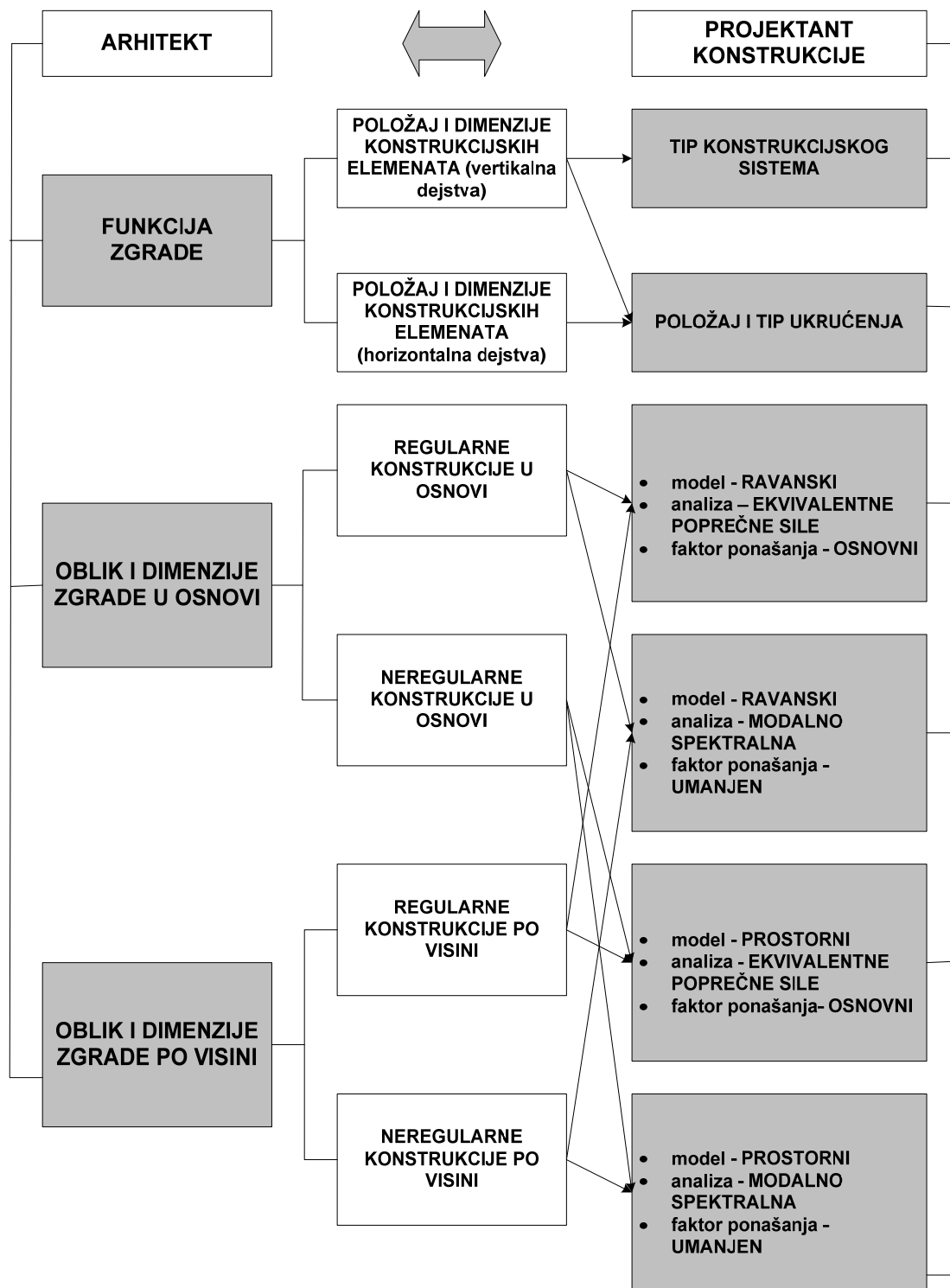
• The value of the behaviour factor  $q$ , which can be decreased depending on the type of non-regularity, i.e.

- In case of geometric non-regularity surpassing recommended limits,
- In case of non-regular distribution of the reserve of load carrying capacity along the height that surpasses the limits recommended through the criteria of regularity along the height.

The consequences of structural regularity, after EC 8, for all four combinations of regularity in the base and along the height are given in Table 1.

The structural computation for seismic actions must be based on an adequate computing model. Buildings symmetric in shape, can be covered relatively well by the seismic analysis, and simpler bearing systems are easier to model and analyse. On the contrary, when designing complex structures, it is frequently necessary to introduce during modelling and analysing unjustified simplifications that lead to errors in the assessment of real response of the structure under seismic actions. A bad structural concept and/or too simplified or inadequate computing assumptions can lead to insufficiently reliable or uneconomic solutions [9].

The suggested configuration (shape, dimensions of the building, ratio of the dimensions and characteristics of the structure) influences on the selection of the analysis, model of the structure and values of the behaviour factor. For structures regular in the base and



Slika 2. Uticaj arhitektonskih karakteristika zgrada na konstrukcijski tretman (analiza, modeliranja i dimenzionisanje konstrukcije) [4]

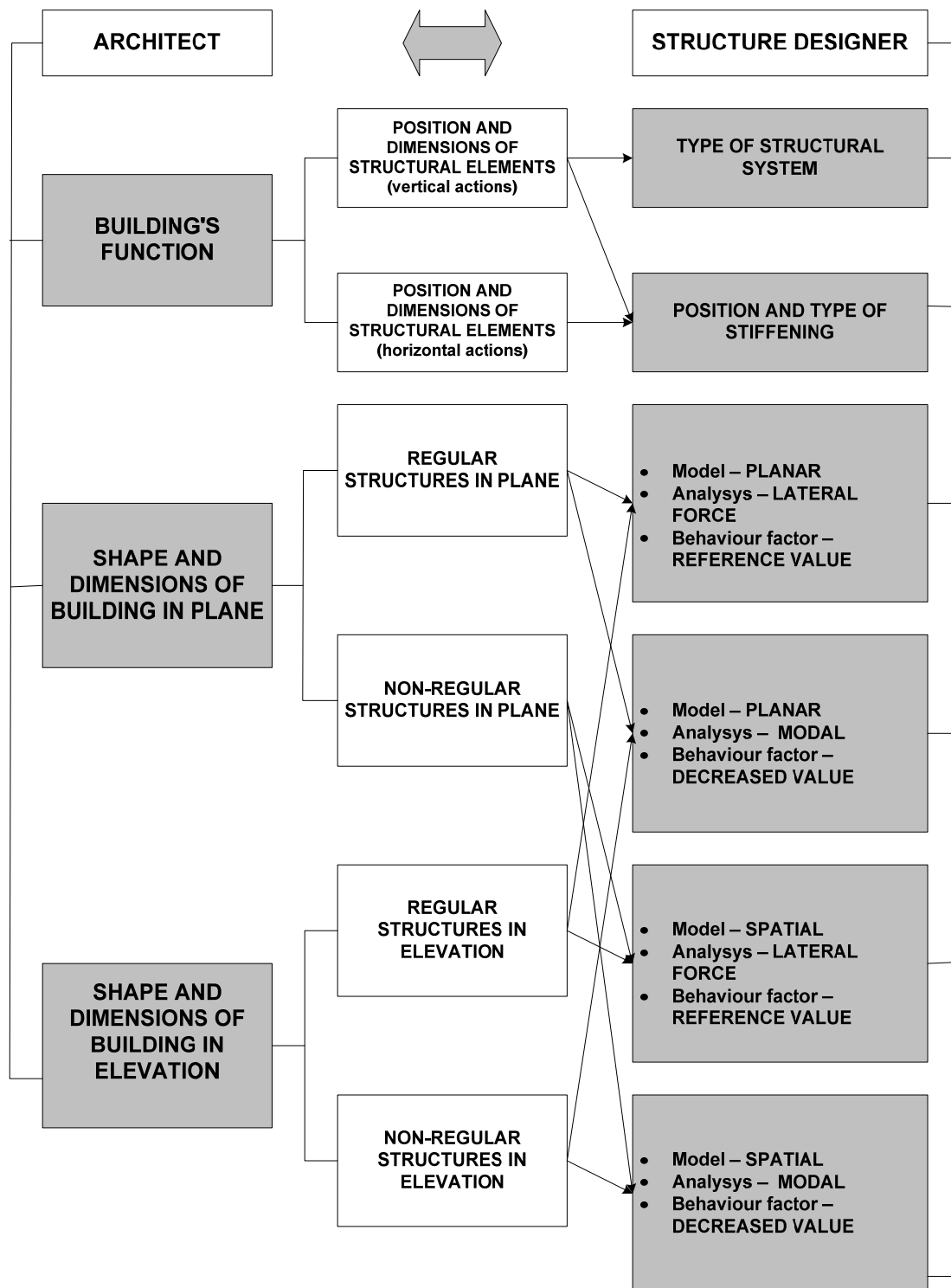


Figure 2. Influence of architectural characteristics of buildings on structural treatment (analysis, modelling and dimensioning of structure) [4]

## 4 VREDNOVANJE PROJEKTNIH REŠENJA

Za brže i kvalitetnije vrednovanje projektnih rešenja predložena je aplikacija ArhPrep [4], sa ciljem da da generalne preporuke za projektovanje zgrada, na nivou konceptualnog projektovanja. Aplikacija za definisanu funkciju, oblik i dimenzije zgrade, predlaže moguće tipove konstrukcijskih sistema i položaj ukrućenja. Ona omogućuje da se na početnom stadijumu projektovanja, sagleda uticaj predložene konfiguracije na ponašanje zgrade, a time i na analizu, modeliranje i dimenzionisanje konstrukcije.

Ulazni podaci aplikacije su: funkcija zgrade, spratnost zgrade, oblik i dimenzije zgrade u osnovi, oblik i dimenzije zgrade po visini. Baze aplikacije definisane su za konstrukcijske sisteme armiranobetonskih i zidanih zgrada, za spratnost objekata do 25 etaža. Program je razrađen za nekoliko funkcija zgrada, administrativne, stambene, zdravstvene, školske i industrijske. Korisniku aplikacije je data mogućnost izbora pet karakterističnih oblika osnove zgrade, pravougaona, L-oblika, T-oblika, U-oblika i u obliku krsta. Na svakoj osnovi su označena dva karakteristična preseka (presek 1-1 i presek 2-2) i za svaki od njih je u vertikalnom preseku otvorena mogućnost variranja po pet različitih oblika zgrade. Na taj način je moguće u vertikalnoj ravni za oba pravca (presek 1-1 i presek 2-2) birati iste, ili različite oblike zgrade, čime se proširuje broj mogućih oblikovnih rešenja.

### 4.1 Način korišćenja aplikacije

Startovanjem aplikacije ArhPrep, na ekranu se pojavljuje "prozor", za ubacivanje ulaznih podataka, u šest koraka.

- KORAK 1 - definisanje funkcije zgrade
- KORAK 2 - izbor spratnosti zgrade
- KORAK 3 - izbor tehničke regulative
- KORAK 4 - izbor oblika zgrade u osnovi
- KORAK 5 - izbor oblika zgrade, presek 1-1
- KORAK 6 - izbor oblika zgrade, presek 2-2

along the height can be used planar models and a simplified analysis, without a reduction of the behaviour factor. In contrast, structures irregular in the base and along the height require the application of spatial models, linear modal spectral analyses and a reduction of values of the behaviour factor  $q$ .

Figure 2 presents the influence of architectural characteristics of the building on the structural treatment (analysis, modelling and dimensioning of the structure).

The degree of protection i.e. an acceptable seismic risk depends on the economic capacity of the country, and it is obtained by combining the parameters of seismic hazard (probability of earthquake occurrence in a certain area in a certain time interval) and the parameters of behaviour for the structure and the soil.

## 4 EVALUATION OF DESIGN SOLUTIONS

For a faster and better evaluation of design solutions the application ArhPrep [4] is suggested, in order to give general recommendations for the designing of buildings, on the conceptual designing level. For a defined function, shape and dimensions of the building the application suggests possible types of structural systems and stiffening positions. In the initial stage of the designing it enables to view the influence of the suggested configuration on the behaviour of the building, and at the same time on the analysis, modelling and dimensioning of the structure.

The input data for the application are: function of the building, number of its floors, shape and dimensions of the building in the base, shape and dimensions of the building along the height. Databases of the application are defined for structural systems of reinforced concrete and masonry buildings, for multi-storey structures of up to 25 floors. The application is developed for several, functions of buildings, such as administrative, residential healthcare, educational and industrial. The user of the application can choose from five typical shapes of the base of the building: rectangular, L-shape, T-shape, U-shape and cross-shape. Every base has two marked

### IZGLED ULAZNOG EKRANA OPENING FRAME

Izveštaji

Izbor funkcije zgrade

Izbor spratnosti zgrade: 0

Izbor standarda

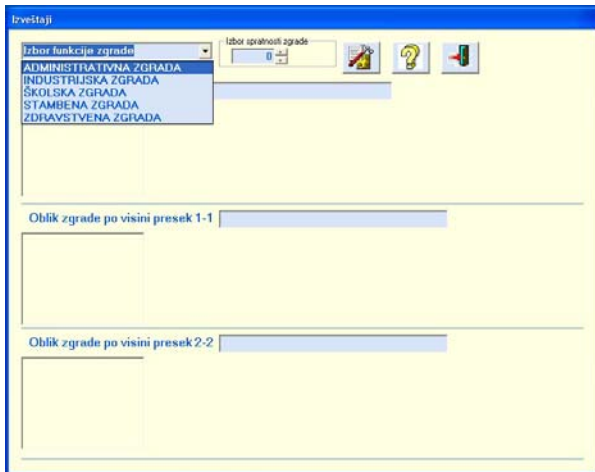
Oblik osnove zgrade

Oblik zgrade po visini presek 1-1

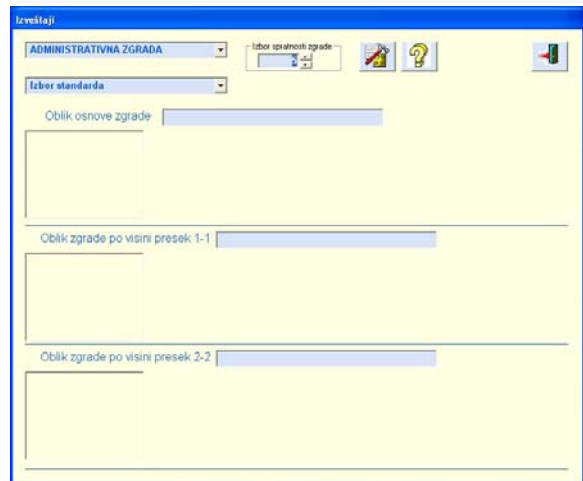
Oblik zgrade po visini presek 2-2



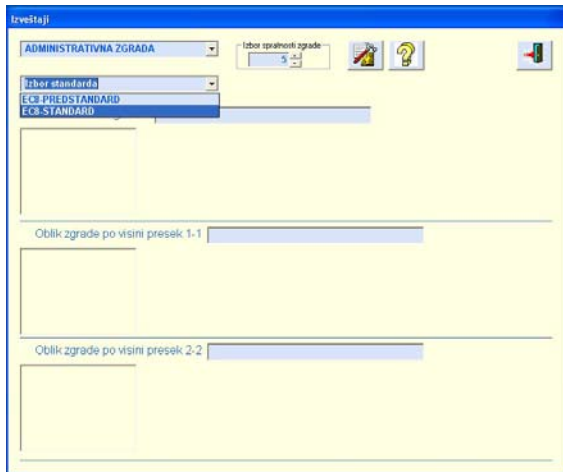
**KORAK 1 - definisanje funkcije zgrade**  
**STEP 1 - definition of building's function**



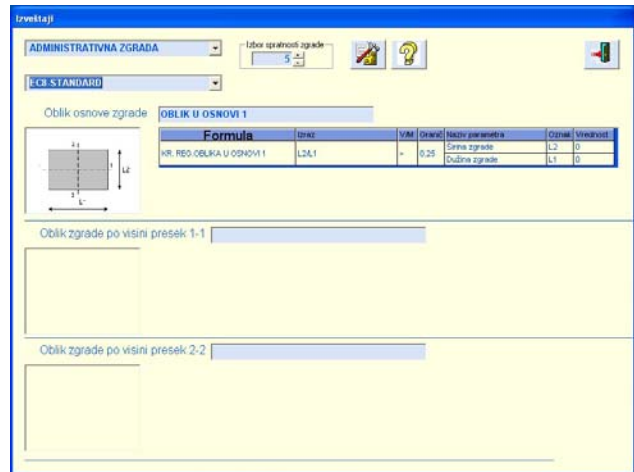
**KORAK 2 - izbor spratnosti zgrade**  
**STEP 2 - selection of number of floors**



**KORAK 3 - izbor tehničke regulative**  
**STEP 3 - technical regulations selection**



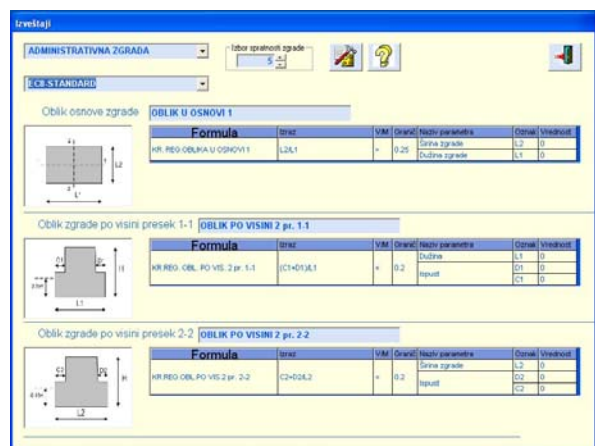
**KORAK 4 - izbor oblika zgrade u osnovi**  
**STEP 4 - selection of shape in the base**



**KORAK 5 - izbor oblika zgrade, pr.1-1**  
**STEP 5 - shape selection, section 1-1**



**KORAK 6 - izbor oblika zgrade, pr.2-2**  
**STEP 6 - shape selection, section 2-2**



Izlaz aplikacije u vidu "izveštaja", za definisanu funkciju zgrade i spratnost, preporučuje moguće tipove konstrukcijskih sistema i položaj ukrućenja u zgradi. Za izabrani oblik osnove zgrade i oblike po vertikali, po unosu potrebnih numeričkih vrednosti koje se odnose na dimenzije zgrade, moguće je sagledati posledice regularnosti oblika i dimenzija predloženog projektnog rešenja zgrade, na analizu, modeliranje i dimenzionisanje konstrukcije.

Prednost aplikacije je "otvorenost," koja pruža mogućnost proširivanja i dopunjavanja ulaznih podataka (funkcionalnih tipova zgrada, oblika zgrada u osnovi i preseccima), ali i oblika i sadržaja baza (koje se odnose na moguće tipove konstrukcijskih sistema, položaj ukrućenja, uticaj konstrukcijskih elemenata na organizaciju prostora i estetske vrednosti zgrade). Korišćenjem aplikacije ArhPrep mogu se preporučiti fleksibilni tipovi konstrukcija, sagledati posledice predloženog rešenja na ponašanje konstrukcije (analizu, modeliranje i dimenzionisanje) i realizovati pouzdani, ekonomični i estetski vredni objekti.

## 5 ZAKLJUČAK

Uticaj funkcionalnog rešenja na konfiguraciju zgrade i uticaj konfiguracije na ponašanje zgrade pri seizmičkim dejstvima, povezuje funkcionalne i konstrukcijske karakteristike zgrada. Analizom osnovnih funkcionalnih zahteva za više različitih namena zgrada predložena je opšta šema (model) izbora mogućih tipova konstrukcijskih sistema za seizmički aktivna područja. Model obuhvata tri grupe funkcionalnih zahteva i omogućuje izbor konstrukcijskog sistema pogodnog za seizmički aktivna područja.

U uslovima aseizmičkog projektovanja ističe se značaj pogodno odabrane konfiguracije zgrade. Takva konfiguracija podrazumeva povoljno ponašanje konstrukcije pri seizmičkim dejstvima. Neadekvatna konfiguracija zgrade, pri dejstvu seizmičkog opterećenja, može dovesti do preopterećenosti nekih konstrukcijskih elemenata ili spojeva, velikih oštećenja ili rušenja celog objekta. Predloženom računarskom aplikacijom ArhPrep lakše i brže se vrednuju projektna rešenja aseizmičke konstrukcije u fazi konceptualnog projektovanja, a omogućeno je arhitekti da se još u početnim fazama projektovanja, upozna sa posledicama koje predložena konfiguracija ima na ponašanje konstrukcije pod dejstvom zemljotresa.

Vodeći računa o principima aseizmičkog projektovanja i vrlo jednostavni proračunski modeli mogu dati zadovoljavajuća rešenja. U tom slučaju proračun konstrukcije na seizmička dejstva, kao jedna od važnih komponenata neophodnih za seizmičku sigurnost zgrade, ima zadatak da potvrdi ispravnost usvojene projektantske i konstrukcijske koncepcije, a ne da kompenzuje nedostatke u loše odabranoj projektantskoj koncepciji određenog objekta. Timskim radom arhitekta i projektanta konstrukcije, od faze konceptualnog projektovanja do konačne realizacije zgrade, mogu se ostvariti estetski vredni objekti, koji zadovoljavaju postavljene funkcionalne zahteve zgrade, a istovremeno obezbeđuju potrebnu sigurnost konstrukcije za seizmička dejstva.

characteristic sections (section 1-1 and section 2-2), and for each of them there is a possibility to vary five different shapes of the building in the vertical section. Thus it is possible to select the same or different shapes of the building in the vertical plane for both directions (section 1-1 and section 2-2), which widens the number of possible solutions regarding the shape.

### 4.1 Software usage procedure

When the application ArhPrep is started, the frame for inserting input data in six steps appears on the screen.

- STEP 1 – definition of the building's function;
- STEP 2 – selection of number of floors;
- STEP 3 – selection of technical regulations;
- STEP 4 – selection of the building's shape in the base;
- STEP 5 – selection of the building's shape, section 1-1; and
- STEP 6 – selection of the building's shape, section 2-2.

The output of the application in the form of a "report", for a defined function of the building and number of its floors, suggests possible types of structural systems and arrangement of stiffening in the building. For the selected shape of the base of the building and the vertical shapes, after the insertion of necessary numerical data referring to the dimensions of the building, it is possible to view the consequences of regularity of the shapes and dimensions of the suggested design solution for the building, regarding the analysis, modelling and dimensioning of the structure.

The advantage of the application is its "openness" that enables broadening and adding of input data (functional types of buildings, shapes of buildings in the base and sections), including forms and content of databases (considering possible types of structural systems, arrangement of stiffening, influence of structural elements on spatial organization and aesthetic values of the building). By using the application ArhPrep it is possible to recommend flexible types of structures, view consequences of the suggested solution on the behaviour of the structure (analysis, modelling and dimensioning), and realize reliable, economic and aesthetically valuable structures.

## 5 CONCLUSION

The influence of the functional solution on the configuration of the building and the influence of the configuration on the behaviour of the building during seismic activities, relate functional and structural characteristics of the building. Through the analysis of the basic functional requirements for more different purposes of buildings a general scheme (model) of selection is suggested for possible types of structural systems in seismically active areas. The model includes three groups of functional requirements and enables the selection of the structural system suitable for seismically active areas.

In aseismic designing it is highly important to select a convenient configuration of the building. Such a configuration implies a favourable behaviour of the structure during earthquakes. An inadequate configuration of the

**Napomena:** Ovaj rad je deo istraživanja na Projektu TR-16017 "Razvoj i unapređenje projektovanja građevinskih konstrukcija izloženih seizmičkim i incidentnim dejstvima", koji finansira Ministarstvo za nauku Republike Srbije.

building can, under seismic load, lead to overloading of some structural elements or joints, great damage or collapsing of the entire structure. With the suggested software application ArhPrep it is easier and faster to evaluate design solutions of the aseismic structure in the stage of conceptual designing, and even in the initial design phases, the architect can recognize the consequences resulting from the suggested configuration on the behaviour of the structure during earthquake.

Taking into account the principles of aseismic designing, even very simple computing models can give satisfactory solutions. In that case the computation of the structure to seismic actions, as one of important components necessary for the seismic safety of the building, has a function to confirm the regularity of the adopted design and structural concept, and not to compensate deficiencies in a badly selected design concept of the structure in question. Through the teamwork of the architect and the structure designer, from the phase of the conceptual designing to the realization of the building, can be achieved aesthetically valuable structures, which satisfy proposed functional requirements of the building, and at the same time provide necessary safety of the structure with regard to seismic actions.

**Note:** This paper is part of the investigation on the Project TR-16017 "Development and improvement of designing of civil engineering structures exposed to seismic and incident actions", financed by the Ministry of Science of the Republic of Serbia.

## 6 LITERATURA

- [1] Aničić, D., Fajfar, P., Petrović, B., Szavits-Nossan, A., Tomažević M.: *Zemljotresno inženjerstvo*, DIP Građevinska knjiga, Beograd, 1990.
- [2] Arnold, C., Reitherman, R.: *Building Configuration and Seismic Design*, John Wiley & Sons, 1982.
- [3] Arnold, C.: *Architectural Considerations*, In The Seismic Desing Handbook, Ed. Farzad Naeim, Structural Engineering Series, New York, 1989, pp 142-170.
- [4] Dražić, J.: Analiza međuzavisnosti funkcionalnih i konstrukcijskih karakteristika zgrada kod aseizmičkog projektovanja, Doktorska disertacija, FTN Novi Sad, 2005.
- [5] *Evrokod 8 - Proračun seizmički otpornih konstrukcija*, Građevinski fakultet, Univerzitet u Beogradu, Beograd, 1997.
- [6] CEN-EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Stage 49, Draft 6, January, 2003.
- [7] Folić, R.: *Zaštita građevinskih objekata od seizmičkih dejstava nekad i sada*, Uloga i značaj profesora Živojina Čuluma u popularizaciji nauke, Monografija, Novi Sad, 2004., str.169-202.
- [8] Folić, R., Lađinović, Đ.: *Izbor konstrukcije betonskih zgrada i metoda analize na dejstvo zemljotresa*, Simpozijum Materijali i konstrukcije posvećen životu i delu akademika Đorđa Lazarevića 1903-2003., Surdulica, 2003, str.115-126

## 6 REFERENCES

- [9] Folić R., Lađinović Đ.: Uopredna analiza Evrokoda 8 za projektovanje seizmički otpornih konstrukcija sa nekim nacionalnim odredbama. SGITJ, Građevinski kalendar 2003, Beograd, str. 429-487.
- [10] Lađinović, Đ.: *Višekriterijumska analiza seizmičke otpornosti konstrukcija armiranobetonskih zgrada*, Doktorska disertacija, Univerzitet u Novom Sadu, Fakultet tehničkih nauka, Novi Sad, 2002.
- [11] Lađinović Đ.: Savremene metode seizmičke analize konstrukcija zgrada, Materijali i konstrukcije, 2008, Vol. 51, br. 2, str. 25-40.
- [12] Lađinović Đ., Folić R.: Analiza uticaja teorije drugog reda pri dejstvu zemljotresa. Materijali i konstrukcije, 2003, Vol. 46, br. 1-2, str. 5-15.
- [13] Lađinović Đ., Folić R.: Analiza konstrukcija zgrada na zamljotresna dejstva. Materijali i konstrukcije, 2004, Vol. 47, br. 3 - 4, str. 31-64.
- [14] Nojfert, E: *Arhitektonsko projektovanje*, 37. prošireno i prerađeno izdanje, Građevinska knjiga, Beograd, 2002.
- [15] Petrović, B.: *Odabrana poglavlja iz zemljotresnog građevinarstva*, Građevinska knjiga, Beograd, 1989.
- [16] Pravilnik o tehničkim normativima za izgradnju objekata visokogradnje u seizmičkim područjima (Sl. List SFRJ br. 31/81).

## REZIME

### KONCEPTUALNO PROJEKTOVANJE ASEIZMIČKE KONSTRUKCIJE -VREDNOVANJE PROJEKTNIH REŠENJA

Jasmina DRAŽIĆ

Pri projektovanju aseizmičkih konstrukcija prednost se daje povoljnim konfiguracijama zgrada tj. regularnim konstrukcijama, jer se dobro koncipirane i kvalitetno izvedene zgrade povoljno ponašaju pri zemljotresnim udarima. Analiza međuzavisnosti funkcionalnih i konstrukcijskih karakteristika zgrada za više različitih namena (administrativne, stambene, zdravstvene, školske, industrijske i dr.) i uticaj funkcionalnog rešenja na konfiguraciju zgrade, omogućavaju da se predlože pogodni konstrukcijski sistemi, koji će u skladu sa funkcionalnim zahtevima obezbediti potreban stepen fleksibilnosti, ali istovremeno i neophodnu pouzdanost konstrukcije za seizmička dejstva. Računarska aplikacija ArhPrep, u skladu sa preporukama EC8, otvara mogućnost izbora pogodnog konstrukcijskog sistema u fazi konceptualnog projektovanja konstrukcije. Vrednovanjem projektnih rešenja na nivou konceptualnog projektovanja omogućeno je arhitekti da u početnim fazama projektovanja sagleda posledice predloženog rešenja na konstrukcijski tretman, modeliranja, metode proračuna, dimenzionisanje tj. ponašanje konstrukcije pod seizmičkim dejstvima.

**Ključne reči:** vrednovanje, konceptualno projektovanje, aseizmička konstrukcija, model, metode, regularne konstrukcije

## SUMMARY

### CONCEPTUAL DESIGNING OF ASEISMIC STRUCTURES – EVALUATION OF DESIGN SOLUTIONS

Jasmina DRAŽIĆ

In designing aseismic structures the advantage is given to favourable configurations of buildings, i.e. to regular structures, since well-conceived and well-executed buildings favourably react to sudden earthquake strikes. The analysis of the interdependence between functional and structural characteristics of buildings having more different purposes (administrative, residential, healthcare, educational and industrial, etc.) and the influence of the functional solution on the configuration of the building, enable suggesting suitable structural systems, which will according to functional requirements provide a necessary degree of flexibility, together with indispensable reliability of the structure to seismic actions. The software application ArhPrep, in accordance with the recommendations of EC8, opens the possibility for selecting a convenient structural system in the phase of conceptual designing of the structure. By evaluating design solutions on the level of conceptual designing, the architect is in a position to view even in the initial phases of designing the consequences of the suggested solution on the structural treatment, modelling, computing methods, and dimensioning, i.e. the behaviour of the structure under seismic actions.

**Key words:** evaluation, conceptual designing, aseismic structure, model, methods, regular structures

# VEZA IZMEĐU MEHANIČKIH SVOJSTAVA I MIKROSTRUKTURE VATROSTALNIH KOMPOZITA ODREĐENA NEDESTRUKTIVNIM METODAMA ISPITIVANJA

## CORRELATION BETWEEN MECHANICAL PROPERTIES AND MICROSTRUCTURE OF REFRACTORY COMPOSITES DETERMINED USING NON-DESTRUCTIVE TESTING METHOD

Anja M. TERZIĆ  
Ljubica M. PAVLOVIĆ  
Zagorka RADOJEVIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD  
UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Za pravljenje obloga metalurških peći i sličnih termičkih postrojenja koriste se "oblikovani" ili "neoblikovani" vatrostralni proizvodi. Primena neoblikovanih vatrostralnih materijala (vatrostralnog betona, vatrostralnog maltera, vatrostralnih torkret betona, itd.) ima brojne prednosti: pojednostavljeni način ugradnje vatrostralnih obloga, ekonomski aspekt, tj. ušteda pri procesu proizvodnje obloga, mogućnost reparacije oštećene obloge, itd. [1] Vatrostalni beton je najznačajniji i najčešće primenjivani materijal iz grupe vatrostralnih kompozita. Mehanička čvrstoća vatrostralnog betona je svojstvo koje određuje njegove performanse pri različitim namenama i definiše se kao pritisna sila koju beton može da izdrži na različitim temperaturama. Kada je beton podvrgnut režimu povišene temperature i opterećenju, dolazi do promena u mikrostrukтури: povećava se poroznost, pore postaju krupnije, javljaju se prsline unutar strukture materijala. Prethodno navedene promene dovode do smanjenja pritisne čvrstoće i degradacije kompozita. Nastanak prsline u betonu i povećanje ukupne poroznosti utiču na smanjenje gustine i degradaciju elastičnih svojstava materijala. Dakle, merenjem bilo kojeg od ta dva svojstva (gustina, elastična svojstva) može se pratiti tok promena koje se dešavaju u mikrostrukтури betona. Prethodno može biti praktično sprovedeno primenom metode merenja brzine rasprostiranja ultrazvučnih talasa ( $v_p$ ) kroz uzorak vatrostralnog betona [2, 3].

---

Anja Terzić, Ljubica Pavlović  
Institut za tehnologiju nuklearnih i drugih mineralnih sirovina, Beograd, Srbija  
Zagorka Radojević  
Institut za ispitivanje materijala, Beograd, Srbija

### 1 INTRODUCTION

Linings of metallurgical furnaces and other plants operating at high temperature are made of either shaped or unshaped refractory composites. Application of unshaped refractory composites (i.e. refractory concrete, refractory mortar and shotcrete) has numerous advantages: simplified building of refractory linings, economic aspect i.e. cheaper process of manufacturing, possibility of damaged lining repair, etc [1]. Refractory concrete is the most important and commonly used represent of refractory composites group. Mechanical strength of refractory concrete determines its performance in different applications and it is measured in terms of applied compressive load which concrete can withstand at various temperatures. When refractory concrete is subjected to increasing compressive load and temperature, microstructure of the material changes: apparent porosity increases, pores become bigger and cracks within structure occur. It results in loss of strength and composite degradation. The formation of cracks and increasing porosity decrease density and elastic properties of the material. Therefore, measuring either of these properties can directly monitor the development and change of microstructure. Such thing can be performed by measuring the velocity of ultrasonic pulses ( $v_p$ ) traveling through the refractory concrete specimen [2, 3].

---

Anja Terzić, Ljubica Pavlović  
Institute for Technology of Nuclear and other Raw Mineral Materials, Belgrade, Serbia  
Zagorka Radojević  
Institute for Testing Materials, Belgrade, Serbia

Nedestruktivne metode ispitivanja vatrostalnih betona su zbog svojih evidentnih prednosti isplativije za primenu nego konvencionalne, destruktivne metode ispitivanja. Metoda ultrazvuka je jednostavna i brza, nema potrebe za razaranjem uzorka pri ispitivanju, pa se uzorak može koristiti i u narednim ispitivanjima, itd. Primena metode brzine ultrazvuka u nedestruktivnoj evaluaciji kvaliteta betona se izučava već decenijama. Ova nedestruktivna ispitna metoda je pokazala nezanemarljiv značaj pri utvrđivanju kvaliteta betona koji je ugrađen u obloge metalurških peći. Evaluacija pritiska čvrstoće, kao jednog od najznačajnijih svojstava vatrostalnog betona, pomoću metode brzine ultrazvuka zasniva se na empirijskoj vezi između čvrstoće i nedestruktivnih parametara. Dalje, pritiska čvrstoća je u direktnoj korelaciji sa poroznošću uzorka betona i stepenom degradacije istog. Proizvođači uređaja za ispitivanje metodom ultrazvuka obično, uz opremu, dostavljaju i dokumentaciju koja sadrži empirijske obrazce i korelacije za različite parametre karakteristične za taj ispitni sistem. Ovakve veze nisu primenive za svaki materijal, pa se za različite mešavine betona mora raditi kalibracija [4, 5].

Pomenute matematičke relacije su izvedene pomoću regresione analize. Numeričke vrednosti i korelacija između čvrstoće (S) i brzine ultrazvuka ( $v_p$ ) za betonski uzorak su date formulom: [6]

$$S = a \cdot \exp(b \cdot v_p) \quad (1)$$

gde je: a i b – empirijski parametri, S – pritiska čvrstoća vatrostalnog betona i  $v_p$  – brzina longitudinalnih ultrazvučnih talasa.

Većina faktora koji utiču na pritisku čvrstoću betona utiču i na brzinu ultrazvučnih talasa, ali ne uvek na isti način i u istoj meri. Na primer, primenjena količina agregata utiče na odnos između brzine ultrazvuka i čvrstoće betona: beton sa najvećim udelom agregata će najverovatnije imati najveću brzinu ultrazvučnih talasa [7]. Izabrani tip cementa, takođe, utiče i na pritisku čvrstoću betona i na brzinu prolaza ultrazvučnih talasa. Viši vodo-cementni faktor utiče na promenu brzine prostiranja ultrazvučnih talasa tako što se brzina smanjuje sa povećanjem udela vode u mešavini [8]. Međutim, Bernardo [9] je u svojim istraživanjima došao do suprotnog zaključka: viši vodo-cementni faktor doprinosi bržem rasprostiranju ultrazvučnih talasa kroz beton. Sa druge strane, utvrđeno je i da viši vodo-cementni faktor daje beton sa manjom pritiskom čvrstoćom [10]. Ovakve neusklađenosti ponekad onemogućavaju jednoznačno tumačenje rezultata dobijenih ultrazvučnim ispitivanjima.

Ipak, može se sa sigurnošću tvrditi da je metoda ultrazvuka jednostavna, precizna i pouzdana nedestruktivna metoda ispitivanja. Pregled dostupne i aktuelne literature je potvrdio da se merenje brzine ultrazvučnih talasa uglavnom koristi u cilju predviđanja pritiska čvrstoće betona. Međutim, ova metoda se može primeniti i za detekciju raznih unutrašnjih defekata betona kao što su pukotine, prsline, mrežasti sistemi pukotina, delaminacije, poroznost, itd. [11, 12]. U ovom radu su predstavljene mogućnosti metode ultrazvuka u određivanju mikrostrukturnih promena u betonu.

Metoda ultrazvuka se često kombinuje sa nekom drugom nedestruktivnom metodom, kao što su programi

Non-destructive testing method of refractory concrete is preferred due to its evident advantage over conventional compression testing. The method is simple and rapid, there is no need for destruction of specimen, thus specimen can be used afterwards, etc. The application of ultrasonic pulse velocity (UPV) in the non-destructive evaluation of concrete quality has been investigated for decades. This non-destructive testing method has proved to be of real importance as a useful tool for inspection of concrete quality in metallurgical furnaces. The evaluation by non-destructive methods of the actual compressive strength of concrete in existing structural element is based on empirical relations between strength and non-destructive parameters. Furthermore, mechanical strength is in direct relationship with porosity of concrete sample and its level of degradation. Manufacturers of UPV devices usually provide empirical relationships for their own testing system. Such relationships are not suitable for every kind of concrete. Therefore, they need to be calibrated for different mixtures [4, 5].

Mentioned mathematical relationships can be derived by means of regression analysis. Numerous data and the correlation relationships between strength (S) and ultrasonic pulse velocity ( $v_p$ ) of concrete have been proposed and presented [6]. Commonly used formula is:

where: a and b are empirical parameters determined by the least squares method, S is concrete compressive strength and  $v_p$  - the ultrasonic pulse velocity of longitudinal waves.

Most factors that influence concrete strength also influence pulse velocity, though not necessarily in the same way or to the same extent. The presence of aggregate affects the relationship between pulse velocity and the compressive strength of concrete: concrete with the highest aggregate content will probably have the highest pulse velocity [7]. Cement type influences pulse velocity and it influences the compressive strength of concrete, too. Higher water content affects the propagation velocity approximately in proportion to the change of the water content in concrete [8]. The results of experiments, performed by Bernardo [9], also show that higher water content leads to a higher pulse velocity through concrete. On the other side it was found that higher water content leads to a lower compressive strength of concrete [10]. Such dissimilarities sometimes may create ambiguity in the interpretation of the ultrasonic results.

However, it can still be stated that UPV is simple, sensitive, and reliable non-destructive testing method. A reviewing of the literature indicated that ultrasonic waves were used mainly to predict concrete strength. However, this method can also be used to detect the internal defects of concrete such as cracks, delaminating, and/or honeycombs, porosity i.e. for characterization of microstructural defects [11, 12]. UPV capabilities for monitoring microstructural change are presented and demonstrated in this work.

UPV technique can be accompanied with other monitoring non-destructive method, such is for example program for image analysis. [13, 14] Application of

za analizu slike [13, 14]. Primena optičkog mikroskopa povezanog na PC sa instaliranim programom za analizu slike otvara novi spektar mikrostrukturnih karakteristika koje mogu biti ispitane: broj pora smeštenih unutar površinskih pora, oblik i veličina pora ili pukotina, sferičnost pora, itd. U ovom radu je ispitivana poroznost pre i nakon svakog termičkog tretmana primenom *Image Pro Plus (IPP)* programa za analizu slike, a rezultati su dovedeni u korelaciju sa rezultatima ultrazvučnih merenja.

Cilj ovog rada je da se istaknu prednosti primene nedestruktivnih metoda (brzine ultrazvuka i analize slike) i da se objasne njihove mogućnosti u predviđanju ponašanja betonskih kompozita izloženih pritisku i povišenoj temperaturi.

## 2 EKSPERIMENTALNA PROCEDURA

### 2.1 Materijal

Ispitane su dve serije uzoraka vatrootalnih betona različitog sastava (2 x 60 uzoraka) označenih kao betoni C i B. Vatrootalni betoni su imali različiti procentualni udeo i različitu vrstu agregata (Tab. 1.). Prva grupa betonskih uzoraka (B uzorci) su sadržali boksit kao agregat i šamot kao punioci. Ova vrsta betona je komercijalno dostupna. Druga grupa betonskih uzoraka, eksperimentalni beton C, je spravljen na bazi korundnog

optical microscope connected to PC with image analysis program enables entirely new specter of properties to be described: number of pores within surfacial pores, shape and size of pores or cracks, roundness of pores, etc. In this paper, apparent porosity level was monitored before and after each thermal treatment using *Image Pro Plus (IPP)* program for image analysis, and results were correlated with results of ultrasonic measurement.

The goal of this work is to use nondestructive testing method (UPV) and image analysis (IPP) and their advantages to predict the behavior of composite material submitted to compressive load and increased temperature.

## 2. EXPERIMENTAL PROCEDURE

### 2.1 Material

Two series of refractory concrete samples of different composition (2 x 60 samples), hereafter indicated as C and B, were investigated. Refractory concrete samples contained different volume fraction and different type of refractory aggregate (Tab. 1.). First type of concrete (B sample) contained bauxite and chamotte as aggregate and it can be indicated as commercially available concrete. Other type of concrete (C sample) was prepared with corundum as aggregate and it can be indicated as

Tab. 1. Parametri projekta betonskih mešavina C i B  
Tab. 1. Mix design parameters for C and B refractory concrete

Mešavina Mixtures	C beton C concrete	B beton B concrete
w/c	0.5	0.6
Zapreminska masa Green bulk density, (g/cm <sup>3</sup> )	2.92	2.54
pH	9.5	9
Cement	20	30
Cement, (%)		
Voda Water, (%)	(12 – 14 at 100 %)	(12 – 14 at 100 %)
Agregat Aggregate, (%)	80	40 + 30
Granulometrijski sastav korunda Corundum aggregate size, (mm)		
- 5 + 3	28	
- 3 + 2	22	
- 2 + 1	28	
- 1 + 0,5	12	
- 0,5 + 0	10	
Granulometrijski sastav boksita Bauxite aggregate size, (mm)		
- 6 + 4		15
- 4 + 1		55
- 1 + 0		30
Granulometrijski sastav šamota Chamotte aggregate size, (µm)		
- 74		7.56
- 74 + 44		18.23
- 44 + 33		17.59
- 33 – 23		7.93
- 23 + 15		17.53
- 15 - 0		31.16

agregata. Agregati su imali različit granulometrijski sastav. Obe vrste betona su spravljene sa visokoaluminatnim cementom SECAR 70 (*Lafarge*). Hemijski sastav ispitivanih betona je: B beton ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  – 62,88 %,  $\text{SiO}_2$  – 21,17 %,  $\text{CaO}$  – 8,26 %) i C beton ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  – 93,62 %,  $\text{SiO}_2$  – 0,07 %,  $\text{CaO}$  – 5,97 %).

## 2.2 Čvrstoća pri pritisku

Čvrstoća pri pritisku vatrootalnih betona C i B je određena u skladu sa standardnom laboratorijskom destruktivnom metodom [15]. Ispitano je šezdeset uzoraka kockastog oblika svake serije (po 10 kocki za svaku temperaturu: 20, 110, 800, 1000, 1300 i 1500 °C) dimenzija (10 cm x 10 cm x 10 cm). Nakon 7 dana provedenih u klimatizovanoj komori (na 20 °C), uzorci su izvađeni iz kalupa i čuvani u istim uslovima narednih 21 dan. Posle 28 dana, uzorci su osušeni na 110 °C (u trajanju od 24 časa). Zatim su uzorci premešteni u električnu peć gde su termički tretirani na sledećim temperaturama: 800, 1000, 1300 i 1500 °C. Termički tretman je sproveden u grupama od po 10 uzoraka sa zadržkom od 4 sata na određenoj temperaturi za svaku grupu. Svaka grupa uzoraka je, zatim, ispitana destruktivnom metodom na standardnoj laboratorijskoj hidrauličnoj presi u cilju određivanja pritisne čvrstoće. Uzorci su prethodno ispitani nedestruktivnim metodama merenja brzine ultrazvuka i IPP analizom.

## 2.3 Prividna poroznost

Prividna poroznost betonskih uzoraka je određena pomoću optičkog mikroskopa (Olympus, CX31-P) povezanog sa PC programom za analizu slike. Korišćen je Image Pro Plus (IPP) program (Materials Pro Analyzer, Version 3.1, Media Cybernetics, Silver Spring, MD, USA). Snimljene su digitalne fotografije površine betonskih uzoraka pre i posle termičkih tretmana i nakon ispitivanja pritisne čvrstoće). Uzorci su pre ispitivanja pokriveni slojem krede u cilju formiranja tankog filma. Na taj način je neoštećena površina prekrivena tankim praškastim slojem (filmom), a oštećena površina je zadržala prirodnu boju vatrootalnog betona. Film je omogućio ostvarenje boljeg kontrasta između oštećene i neoštećene površine. Različite površine su na snimku pomoću IPP "alata" označene zeleno, odnosno crveno, čime je postignuta bolja rezolucija i oštrij kontrast između ispitivanih površina. Označavanjem izabrane površine, tj. odabirom boje, bilo je moguće kvantitativno odrediti odnos između oštećene i neoštećene površine, kao i stepen "oštećenja", tj. poroznost. Analizirano je najmanje 10 fotografija po uzorku da bi se dobila relevantna karakterizacija mikrostrukture. Površinska poroznost za svaki betonski uzorak je izračunata tako što je određen odnos oštećene i neoštećene površine.

experimental concrete. Aggregates had different granulations. Both types of concrete were prepared with high aluminate cement SECAR 70 (*Lafarge*). The chemical compositions of the investigated concretes are as follows: B sample ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  – 62.88 %,  $\text{SiO}_2$  – 21.17 %,  $\text{CaO}$  – 8.26 %) and C sample ( $\text{Al}_2\text{O}_3$  – 93.62 %,  $\text{SiO}_2$  – 0.07 %,  $\text{CaO}$  – 5.97 %).

## 2.2 Mechanical compressive strength

The mechanical compressive strength of refractory concretes C and B was experimentally determined according to standard laboratory procedure [15]. Sixty cubic samples of each series (10 cubes for each temperature: 20, 110, 800, 1000, 1300 and 1500 °C) with identical dimensions (10 cm x 10 cm x 10 cm) were investigated. After 7 days of curing in climate chamber (at 20 °C), samples were demoulded and stored for another 21 days under the same conditions as in the climate chamber. After 28 days, samples were dried at 110 °C for following 24 hours. Afterwards samples were transferred into electric furnace and fired at following temperatures: 800, 1000, 1300 and 1500 °C in groups of ten samples and with delay of 4 hours on each temperature for each group of samples. Each group of concrete specimens was tested on mechanical compressive strength using conventional laboratory hydraulic pressure device. Same samples were previously tested with UPV method and screened for IPP analysis.

## 2.3 Apparent porosity

Apparent porosity of the refractory concrete samples was investigated with optical microscope (Olympus, CX31-P) accompanied with PC program for image analysis. The Image Pro Plus (IPP) program (Materials Pro Analyzer, Version 3.1, Media Cybernetics, Silver Spring, MD, USA) was used in the experiment. Digital photographs of the samples surface were taken before each thermal treatment and then after compressive strength testing (same samples from compressive strength testing). The specimens were covered with thin chalk-powder film before surface damage was investigated. The area without damage is colored by the chalk powder, while the damaged areas keep the basic color of the refractory materials. The film provided better contrast and differentiation of damaged and non-damaged surfaces. Different (damaged and non-damaged) surfaces of the samples were marked with different colors using IPP tools - green and red. Thus, higher resolution and sharper difference in damaged and non-damaged surfaces on the specimens could be obtained. When the appropriate color is selected, it is possible to quantitatively measure the ratio and level of damaged and non-damaged areas by means of image analysis using a statistical approach. At least 10 photographs per sample were analyzed in order to obtain a reliable characterization of the microstructure. The ratio between sample surface area and damaged surface area was calculated for each refractory concrete sample and, thus, surfacial apparent porosity was determined.



## 2.4 Nedestruktivna metoda ispitivanja – metoda brzine ultrazvuka

Metoda merenja brzine ultrazvuka služi za nedestruktivni monitoring i karakterizaciju svojstava industrijskih materijala. U ovom eksperimentu je primenjen komercijalni ultrazvučni aparat PUNDIT plus PC1006, CNS Farnell Ltd., Hertfordshire, England. Instrument je opremljen sa generatorom ultrazvučnih talasa, osciloskopom za merenje vremena i dve merne sonde (220 kHz) koje su ručno postavljene na suprotne krajeve svakog od uzoraka. Sonde su na svojim dodirnim površinama imale 2 mm debeli gumeni "poklopac" radi boljeg naleganja merne sonde na hrapavu površinu uzorka betona. Longitudinalni ultrazvučni talasi se generišu u elektro-akustičnom provodniku koji je smešten u okviru jedne od sonde. Talasi koji putuju kroz uzorak na kraju puta bivaju "pretvoreni" u električnu energiju pomoću prijemnika smeštenog u drugoj sondi. Standardi predlažu tri načina dispozicije mernih sonde: (1) sonde su na suprotnim, paralelnim stranama uzorka – direktna transmisija, (2) sonde su smeštene dijagonalno jedna u odnosu na drugu, u suprotnim uglovima paralelnih strana uzorka – dijagonalna transmisija i (3) sonde se nalaze na istoj strani uzorka na određenom rastojanju – indirektna transmisija. U okviru ovog eksperimenta primenjena je metoda direktne transmisije kao najpreciznija i najpouzdanija.

Sonde su smeštene na dve paralelne strane betonskog uzorka. Ispitano je 60 uzoraka svake serije betona istih dimenzija (10 cm x 10 cm x 10 cm). Svaki uzorak vatrostalnog betona je prozvučavan i po dužini i po visini. Zbog postizanja adekvatne preciznosti svako ultrazvučno merenje je ponovljeno bar pet puta. Uzorci, na kojima su izvršena ultrazvučna merenja, dalje su poslužili u eksperimentu određivanja pritiskne čvrstoće destruktivnim putem. Ultrazvučna merenja su obavljena u skladu sa aktuelnim standardima [16].

Brzina ultrazvuka kroz uzorak ( $v$ ) je izračunata iz poznatog rastojanja između mernih sonde i poznatog tranzitnog vremena ultrazvuka određenog pomoću osciloskopa:

$$v = \frac{l}{t} \quad (\text{m/s}) \quad (2)$$

gde je:  $l$  – rastojanje između sonde, (m) i  $t$  vreme prolaska ultrazvučnih talasa, (s).

Dinamički modul elastičnosti se može odrediti iz poznate zapreminske mase uzorka density (ASTM C-134), Poasonovog koeficijenta za ispitivani materijal i poznate brzine ultrazvuka na sledeći način:

$$E_{dyn} = v^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \mu_{dyn}) \cdot (1 - 2\mu_{dyn})}{(1 - \mu_{dyn})} \quad (\text{GN/m}^2) \quad (3)$$

gde je:  $v$  brzina ultrazvuka, (m/s),  $\rho$  zapreminska masa, ( $\text{kg/m}^3$ ) i  $\mu_{dyn}$  dinamički Poasonov koeficijent.

Pritisna čvrstoća se može aproksimativno izračunati na osnovu dobijenih vrednosti brzine ultrazvuka kako je to prikazano empirijskom jednačinom (4):

## 2.4 Nondestructive testing method - Ultrasonic Pulse Velocity

Ultrasonic pulse velocity testing (UPV) is important method because it can characterize and monitor the properties of an industrial material nondestructively. A commercial ultrasonic testing instrument of transmission type (PUNDIT plus PC1006, CNS Farnell Ltd., Hertfordshire, England) was used in the experiment. The instrument is equipped with a pulse generator and timing circuit coupled to two transducers (220 kHz) that were positioned manually at opposite ends of each specimen. Each transducer had a 2 mm thick rubber tip to help overcome measurement problems due to the roughness of the refractory surface. Pulses of longitudinal elastic stress waves are generated by an electro-acoustical transducer which is held in direct contact with the surface of the testing sample. The pulses are traveling through the material and at the end of the path they are received and converted into electric energy by a second transducer. Most standards describe three possible arrangements for the transducers: (1) the transducers are located directly opposite to each other (direct transmission), (2) the transducers are located diagonally to each other, that is, the transducers are across corners (diagonal transmission), and (3) the transducers are attached to the same surface and separated by a known distance (indirect transmission). Direct transmission is the most sensitive and it was applied in this experiment.

The transducers were placed on two parallel surfaces of specimens. Sixty refractory specimen of each series with identical dimensions (10 cm x 10 cm x 10 cm) were investigated. For each refractory specimen, measurements of ultrasonic pulse velocity through the length and thickness on direct transmission disposition were performed. Each test was run at least five times to correctly validate the ultrasonic velocity. Same specimens as in compressive strength investigation were used in UPV analysis. Testing was performed according to valid standards [16].

The ultrasonic pulse velocity ( $v$ ) is calculated from the distance between the two transducers and transit time of the pulse measured by an oscilloscope as:

where:  $l$  is the stress wave path length, (m) and  $t$  is the transit time, (s).

Dynamic modulus of elasticity can be determined if bulk density (ASTM C-134), the Poisson's ratio and ultrasonic velocity of a refractory material are known:

where:  $v$  is the pulse velocity, (m/s),  $\rho$  the bulk density, ( $\text{kg/m}^3$ ) and  $\mu_{dyn}$  is the dynamic Poisson ratio.

Mechanical compressive strength can also be approximately calculated from obtained values of ultrasonic velocity as it is shown by equation (4):

$$S = S_0 \left( \frac{v}{v_0} \right)^n \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

gde je:  $S_0$  - pritisna čvrstoća materijala pre izlaganja termičkom tretmanu;  $v$  - brzina ultrazvuka nakon ispitivanja čvrstoće, (m/s);  $v_0$  - brzina longitudinalnih ultrazvučnih talasa pre ispitivanja čvrstoće, (m/s) i  $n$  - konstanta materijala ( $n = 0,488$ ) usvojena kao srednja vrednost za obe vrste betona na osnovu literature [17, 18].

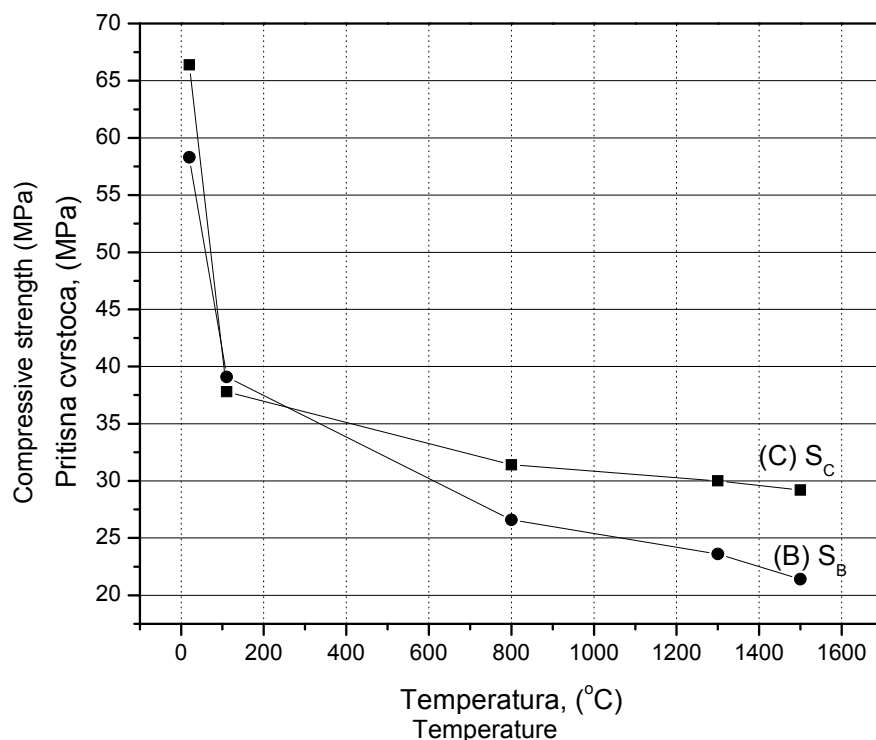
where:  $S_0$  is compressive strength before exposure of the material to thermal treatment, (MPa);  $v$  is longitudinal ultrasonic velocity after testing, (m/s);  $v_0$  is longitudinal ultrasonic velocity before testing, (m/s) and  $n$  is the material constant ( $n = 0.488$ ) accepted from literature for and taken as average for both materials [17, 18].

### 3 REZULTATI I DISKUSIJA

Srednje vrednosti čvrstoće pri pritisku -  $S$ , (MPa) određene destruktivnom metodom (opisanom u poglavlju 2.2) na uzorcima betona C i B prikazane su na slici 1.:

### 3 RESULTS AND DISCUSSION

Average values of the mechanical compressive strength -  $S$ , (MPa) for C and B samples, obtained by destructive method described in section 2.2 are presented in Fig.1.:



Slika 1. (C) Degradacija pritisne čvrstoće SC vatrostalnog betona C sa porastom temperature; (B) Degradacija pritisne čvrstoće SB vatrostalnog betona B sa porastom temperature

Fig. 1. (C) Average values of mechanical compressive strength degradation -  $S_C$ , (MPa) of refractory concrete C; (B) Average values of mechanical compressive strength degradation -  $S_B$ , (MPa) of refractory concrete B

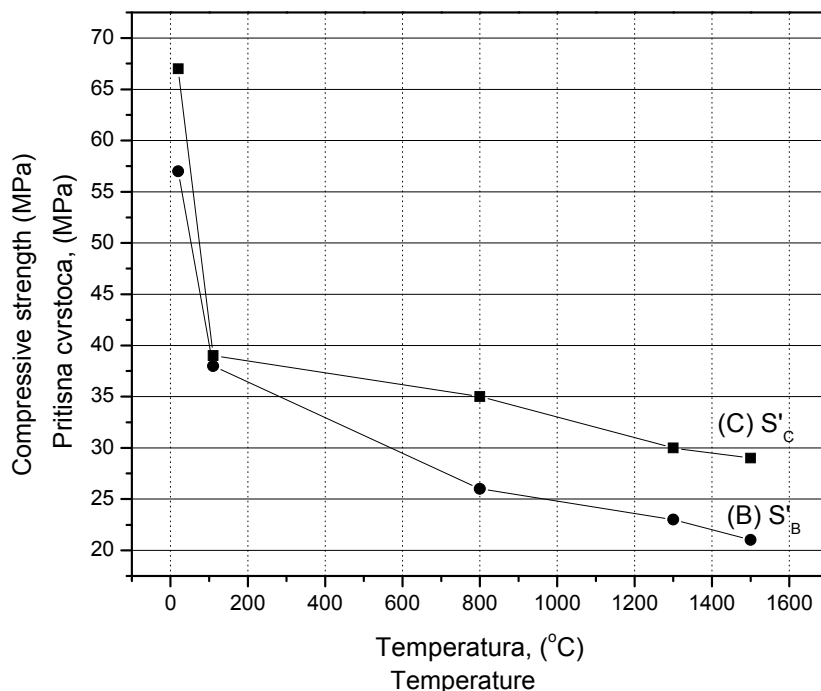
Dijagram prikazan na slici 1. prikazuje degradaciju (smanjenje) pritisne čvrstoće betona koja je prouzrokovana povećanjem temperature. Kao što se može uočiti na dijagramu, uzorak C ima veću početnu čvrstoću pri pritisku (na 20 °C), ali i veću finalnu pritisnu čvrstoću (na 1500 °C) nego beton B. Razlike u pritisnoj čvrstoći na 20 i 1500 °C su 12,2 i 26,7 %, respektivno. Degradacija pritisne čvrstoće je upravo posledica promene mikrostrukture kompozita sa povećanjem temperature i ukazuje na postojanje defekata u istoj. Očigledno je da se kod uzorka betona C degradacija sporije odvija u intervalu termičkog tretmana od 110 °C do 1500 °C, nego što je to slučaj kod betona B. Dakle, postoji razlika na mikrostrukturnom nivou kod ova dva tipa betona, a samim tim javlja se razlika u toku razvoja i promene u

Diagram presented on Fig. 1. describes mechanical compressive strength degradation caused by increasing temperature. As it can be seen, C sample shows higher initial mechanical compressive strength (at 20 °C) and also higher final strength (at 1500 °C) than B concrete. Difference in strength values (at 20 and 1500 °C) are 12.2 and 26.7 %, respectively. Existence of compressive strength degradation points out to a microstructural change occurring within composites. It is evident that C sample shows slower rate of strength degradation than B concrete during thermal treatment (from 110 °C to 1500 °C). Thus, there are differences in the development of microstructure of these two concrete samples, probably due to the better choice of grain-size distribution in case of C sample.

mikrostrukturni. Razlog boljeg "ponašanja" betona C može biti bolje izabran tip agregata i granulometrijski sastav agregata.

Slika 2. prikazuje srednje vrednosti pritisne čvrstoće određene nedestruktivnom metodom merenja brzine ultrazvuka. Pritisna čvrstoća  $S'$ , (MPa) je izračunata na osnovu poznate vrednosti  $v_p$ , (m/s) za svaki od uzoraka betona (opisano u poglavlju 2.4, jednačina (4)). Vrednosti dobijene za pritisnu čvrstoću na ovaj način su aproksimativno iste kao i vrednosti pritisnih čvrstoća određenih destruktivnom metodom.

Fig. 2. presents average values of mechanical compressive strength -  $S'$ , (MPa) calculated from  $v_p$ , (m/s) – ultrasonic pulse velocity, which was obtained using non-destructive testing method (UPV -described in 2.4 and formula (4)). Values of mechanical strength obtained by both methods are approximately same and they lay close to one another which justify application of UPV. It provides data which are approximately same as regular destructive testing method.



Slika 2. (C) Degradacija pritisne čvrstoće  $S'_C$  vatrostalnog betona C sa povećanjem temperature; (B) Degradacija pritisne čvrstoće  $S'_B$  vatrostalnog betona B sa povećanjem temperature. Čvrstoće su određene metodom brzine ultrazvuka

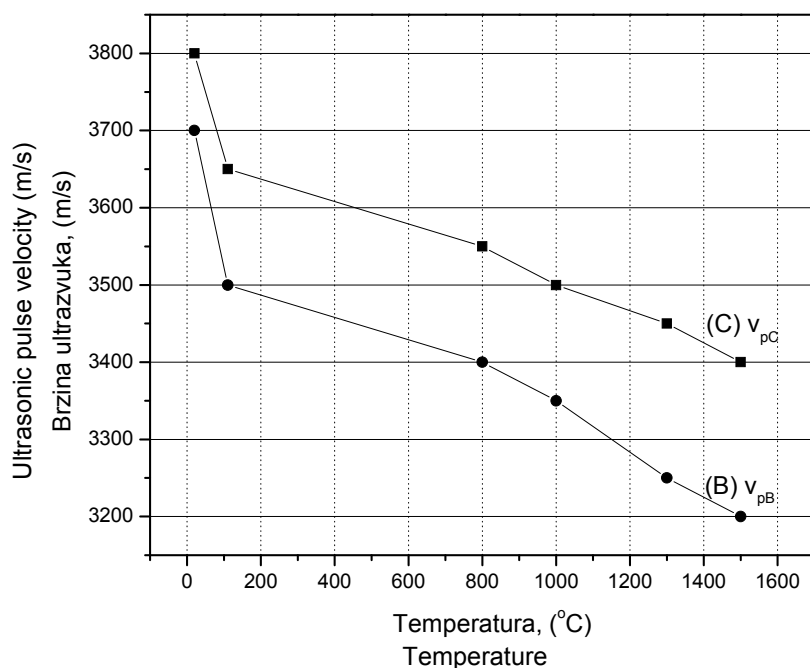
Fig. 2. (C) Average values of mechanical compressive strength degradation -  $S'_C$ , (MPa) of refractory concrete C; (B) Average value of mechanical compressive strength degradation -  $S'_B$ , (MPa) of refractory concrete B. Both group of values are calculated using UPV testing method

Slika 3. prikazuje zavisnost između srednjih vrednosti brzine ultrazvuka -  $v_p$ , (m/s) merenih kroz različite uzorke vatrostalnih betona (C i B) i povećanja temperature -  $T$ , (°C).  $v_p$  je izračunata primenom jednačine (2) za svaki od uzoraka, a potom su određene srednje vrednosti.

Ako se dijagrami na slikama 1. i 2. uporede sa dijagramom na slici 3., može se zaključiti sledeće: manja vrednost pritisne čvrstoće odgovara manjoj vrednosti brzine ultrazvuka. Razlog smanjenja čvrstoće pri pritisku i brzine ultrazvuka je upravo u degradaciji koja se dešava na mikrostrukturnom nivou u betonu. U ovom slučaju dolazi do povećanja poroznosti. Dakle, metoda brzine ultrazvuka se može upotrebiti za praćenje promene poroznosti u betonskim uzorcima umesto standardne laboratorijske metode (na primer živinog porozimetra), a naročito u onim slučajevima kada za eksperiment nije neophodno znati tačnu vrednost poroznosti.

Fig. 3. shows dependence between calculated average values of ultrasonic pulse velocity -  $v_p$ , (m/s) measured through various concrete specimen (C and B) and increasing temperature -  $T$ , (°C).  $v_p$  was calculated using formula (2) for each specimen and average value was determined afterwards.

If diagrams on Fig. 1. and Fig. 2., were compared with diagram on Fig. 3., conclusion could be made about correlation between composites compressive strength and ultrasonic pulse velocity: lower value of compressive strength means slower rate of ultrasound pulse. Reason for decreasing of mechanical compressive strength and ultrasonic pulse velocity is degradation which occurs within concrete microstructure, i.e. increasing level of porosity. Thus, UPV method can be used as a means of the monitoring of changes in porosity instead of classic laboratory methods (for example Mercury porosimeter), when precise level of apparent porosity is not necessary to be known for an experiment.

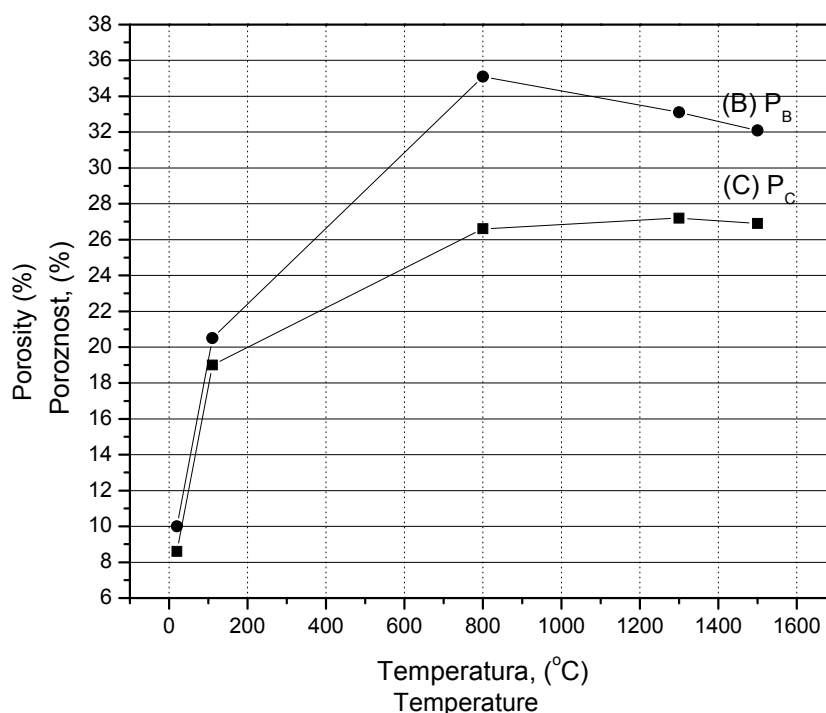


Slika 3. (C) Promena brzine ultrazvuka  $v_{pC}$  kroz beton C sa povećanjem temperature; (B) Promena brzine ultrazvuka  $v_{pB}$  kroz beton B sa povećanjem temperature

Fig. 3 (C) Average values of ultrasonic pulse velocity -  $v_{pC}$ , (m/s) of refractory concrete C; (B) Average values of ultrasonic pulse velocity -  $v_{pB}$ , (m/s) of refractory concrete B

Rezultati promene srednje vrednosti prividne poroznosti -  $P$ , (%) u funkciji povećanja temperature, za uzorke betona C i B, dobijeni primenom IPP metode (postupak objašnjen u poglavlju 2.3.) su prikazani na slici 4.

Results of change of average apparent porosity -  $P$ , (%) in function of increasing temperature, for C and B samples, obtained by IPP method (described in chapter 2.3.) are given in Fig. 4.



Slika 4. (C) Promena poroznosti  $P_C$  za beton C; (B) Promena poroznosti  $P_B$  za beton B. Poroznost određena IPP metodom

Fig. 4. (C) Change of average apparent porosity -  $P_C$ , (%) of refractory concrete C; (B) Change of average apparent porosity -  $P_B$ , (%) of refractory concrete B. Both diagrams obtained by applying IPP method

Beton C ima manju vrednost poroznosti nego beton B na svim temperaturama ispitivanja (od 20 do 1500 °C). Ovakav odnos poroznosti je najverovatnije posledica bolje izabranog granulometrijskog sastava i boljih parametara projekta betonske mešavine (vodocementni faktor, hemijski sastav, itd.). Razlika u konačnim vrednostima poroznosti nije zanemarljiva: prividna poroznost uzorka betona B je 16.2 % veća nego adekvatna vrednost poroznosti kod betona C. Ovakav odnos vrednosti poroznosti opravdava pretpostavku o uzrocima većeg smanjenja pritisne čvrstoće u slučaju betona B, tj. veća poroznost uslovljava manju pritisnu čvrstoću.

Na slici 4. se na oba dijagrama (i u slučaju betona B i betona C) uočava pik (ekstremum) na 800 °C. Pomenuti pik odgovara početku procesa sinterovanja u betonu. Naime, kada vatrostalni beton prolazi kroz termički tretman dolazi do sinterovanja na određenoj temperaturi. Ovo se obično dešava u temperaturnom intervalu od 800 do 900 °C. Posledice sinterovanja su: smanjenje poroznosti, denzifikacija materijala, povećanje pritisne čvrstoće kao posledica manje poroznosti i veće gustine, rekristalizacije i polimorfne transformacije, itd. U slučaju ispitivanih vatrostalnih betona C i B, vatrostalnost je visoka, tako da se značajno smanjenje poroznosti i povećanje pritisne čvrstoće ne mogu uočiti ispod 1500 °C.

IPP metodom su određeni parametri kao što su: maksimalni, minimalni i srednji prečnik pore ( $D_{max}$ ,  $D_{min}$ ,  $D_{av}$ ), sferičnost pora ( $R$ ) i broj pora ( $N$ ) smeštenih unutar površinski vidljivih (otvorenih) pora. Rezultati su prikazani u tabeli 2. Prema IPP analizi, zaključeno je: srednji prečnik pore se povećava od 0,0067 mm (za beton C) i 0,003 mm (za beton B) do 0,0089 mm (C) odnosno 0,004 mm (B) mereno na 1300°C. Nakon toga dolazi do skupljanja pora, što je posledica procesa sinterovanja i reakcija u čvrstoj fazi. Na uzorku B je utvrđena manja vrednost srednjeg prečnika pore, iako je poroznost betona B veća nego betona C na svim temperaturama ispitivanja. Ovo je posledica izbora granulometrijskog sastava agregata, tj. u slučaju betona B je primenjen veoma sitan agregat – punioc (šamotno bračno). Idealna sferičnost pore je 1,00, a za ispitivanje betone sferičnost pora se kreće od 1,07 do 1,17, što znači da su pore prilično pravilnog oblika. Vrednost  $N$  je manja u slučaju betona C, što takođe indicira da je prividna poroznost betona C manja od poroznosti betona B i da je većina pora otvorenog tipa.

Porosity of C concrete is lower than porosity of B concrete at all investigated temperatures (from 20 to 1500 °C), probably due to better grain-size distribution and better mix design parameters of C concrete. Difference in final apparent porosity value is significant: apparent porosity of B sample is 16.2 % higher than adequate apparent porosity of C sample. This justifies and explains assumption about cause of higher degradation of compressive strength of B samples, i.e. higher porosity means lower mechanical strength.

A peak on both diagrams (in case of C and B samples) at 800 °C can be noticed on Fig. 4. The peak corresponds to the beginning of the sintering process. Namely, when refractory concrete undergoes a thermal treatment, the sintering process occurs at certain temperature. That usually happens in temperature interval from 800 to 900 °C. Consequence of sintering are: decreasing of porosity, material getting thicker, compressive strength increasing as a result of lower porosity and higher density, etc. However, in this case, both composites (C and B) have high refractoriness, thus significant downfall of porosity and increment of compressive strength are delayed for thermal interval above 1500 °C.

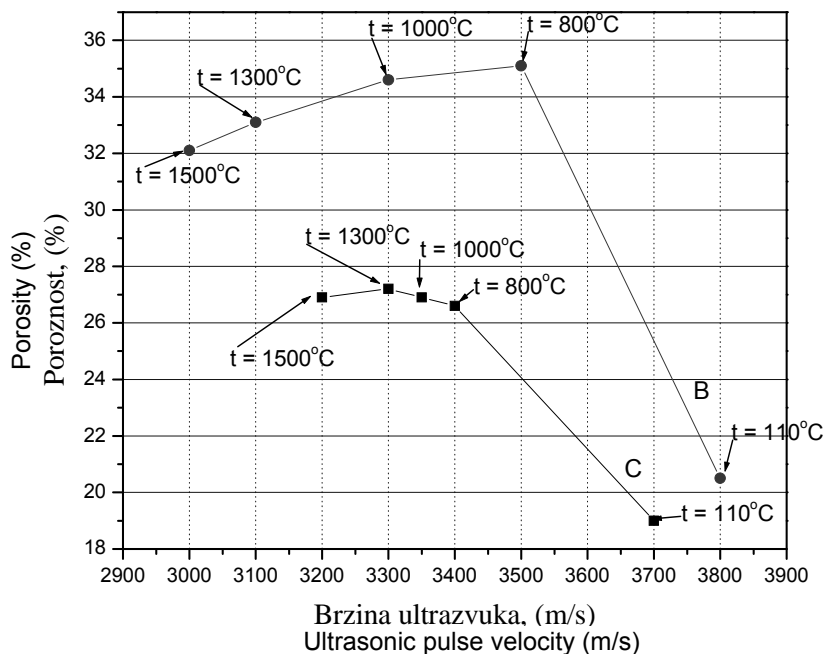
IPP also provides other parameters such as maximal, minimal and average pore diameter ( $D_{max}$ ,  $D_{min}$ ,  $D_{av}$ ), pore roundness ( $R$ ) and number ( $N$ ) of pores situated within superficial pores. Results are presented in Tab. 2. According to IPP analysis: average pore diameter increases from 0.0067 mm (for C concrete) and 0.003 mm (for B concrete) up to 0.0089 mm (C) and 0.004 mm (B) at 1300°C temperature. Afterwards pore shrinkage occurs, which is consequence of sintering process. B sample has smaller average pore diameter although its apparent porosity is higher on all temperatures of investigation. It is consequence of choice of aggregate granulation, i.e. in case of B concrete very fine chamotte aggregate (often referred as "chamotte flour") was used as the filler. Ideal pore roundness would be 1.00. For investigated concretes pore roundness is 1.07 to 1.17, which means that pores are almost spheric.  $N$  is smaller for C sample, which also indicates that apparent porosity of C concrete is lower than in case of B concrete, i.e. most of pores are surfacial.

Tab. 2. Rezultati Image Pro Plus analize betona C i B  
Tab. 2. Results of Image Pro Plus analysis for C and B concrete samples

T (°C)	beton: concrete:	$D_{max}$ (mm)	$D_{min}$ (mm)	$D_{av}$ (mm)	N	R
110	C	0.046	0.0042	0.0067	9	1.08
800		0.057	0.00448	0.0077	14	1.10
1000		0.072	0.0045	0.0084	22	1.13
1300		0.089	0.0046	0.0089	26	1.14
1500		0.084	0.00455	0.0086	24	1.09
110	B	0.056	0.00129	0.003	51	1.07
800		0.073	0.00137	0.0035	74	1.12
1000		0.079	0.00138	0.0037	81	1.14
1300		0.085	0.00138	0.004	80	1.22
1500		0.082	0.00130	0.0038	75	1.17

Metoda brzine ultrazvuka je primenjena pri ispitivanju uzoraka vatrostalnih betona da bi se utvrdili mogući strukturni defekti i prisustvo pora i da bi se potvrdili parametri kvaliteta betona kao što je pritisna čvrstoća. S obzirom na određenu temperaturu ispitivanja može se zaključiti koji od vatrostalnih betona ima manju količinu mikrostrukturnih defekata i manju vrednost poroznosti. U pitanju je uvek beton koji za koji je dobijena veća brzina ultrazvuka – u ovom slučaju beton C. Zavisnost poroznosti i brzine ultrazvuka je prikazana na slici 5.

UPV non-destructive testing method was applied on concrete samples in order to investigate possible structural defects and presence of pores and to confirm parameters such as mechanical strength. Regarding specific temperature of investigation, it can be concluded which type of concrete has smaller amount of defects and lower porosity on the specific temperature of the investigation. It is the sample with higher rate of ultrasound – in this case C concrete sample. Function porosity – ultrasound pulse velocity is given in Fig. 5.



Slika 5. Zavisnost poroznosti i brzine ultrazvuka za betone C i B u funkciji temperature

Fig. 5. Change of apparent porosity and ultrasonic pulse velocity in function of temperature of refractory concrete C and B

Kao što se može zaključiti sa slike 5., veća poroznost uzorka ukazuje na manju brzinu ultrazvuka. Veza koja postoji između pritisne čvrstoće i brzine ultrazvuka je zapravo obrnuta korelacija poroznost – brzina ultrazvuka. Prethodno navedeno potvrđuje rezultate dobijene IPP metodom i metodom brzine ultrazvuka i ukazuje da su ove dve metode kompatibilne sa standardnim laboratorijskim metodama. Dakle, IPP metoda i metoda brzine ultrazvuka su pouzdane i mogu se primeniti pri ispitivanju poroznosti i pritisne čvrstoće, kao i za praćenje i predviđanje ponašanja vatrostalnog betona.

As it can be concluded from Fig. 5., higher porosity of a sample implicates lower ultrasound velocity. Correlation between mechanical strength and ultrasonic velocity is reverse correlation between porosity and ultrasonic velocity to certain extent. Regarding the fact that results for porosity are obtained by IPP and result for mechanical strength with UPV (compatible with laboratory method) it can be concluded that using these two methods mentioned correlation between mechanical strength and porosity is confirmed and these methods can be used in monitoring and predicting behavior of a material.

#### 4 ZAKLJUČCI

U ovom radu su ispitivana mehanička svojstva i karakteristike mikrostrukture vatrostalnih betona. Metoda brzine ultrazvuka je primenjena u cilju praćenja promene pritisne čvrstoće vatrostalnih betona sa povećanjem temperature. Prividna poroznost, raspored pora i veličina pora su određeni pomoću Image Pro Plus programa. Rezultati koji su izloženi u okviru ovog rada doprinose ideji o uključivanju drugih metoda u ispitivanje standardnih mehaničkih svojstava betona, kao što su nedestruktivne metode. Treba napomenuti da se metoda ultrazvuka, iako se već dugo primenjuje u različitim oblastima

#### 4 CONCLUSIONS

Mechanical properties and microstructure of refractory composites were investigated in this paper. UPV method was used to determine ultrasonic velocity and to monitor the compressive strength of refractory composite. Apparent porosity, pore distribution and pore size of concrete samples were investigated using Image Pro Plus program. Results presented in this paper contribute to the idea of including other testing methods in investigation of mechanical properties such as non-destructive methods instead of commonly used standard laboratory procedures. It should be noted that non-destructive testing methods, such as UPV, were rarely

nauke, vrlo retko koristila za ispitivanje svojstava vatro-stalnih betona. Prednosti ove metode su: nedestruktivna metoda, jednostavna, brza i pouzdana, isti uzorci se mogu koristiti i za dalja ispitivanja jer ne bivaju oštećeni, postoji finansijska ušteda u materijalu i vremenu spravljanja uzoraka, itd. Rezultati dobijeni ultrazvučnom metodom se mogu dovesti u vezu sa rezultatima drugih metoda: prividna poroznost, čvrstoća pri pritisku, itd. Metoda brzine ultrazvuka se može primeniti za predviđanje i praćenje ponašanja konstrukcionih elemenata od betona i vatro-stalnih obloga u metalurškim pećima. Prednost ove metode je u tome što ne postoji potreba za oštećivanjem vatro-stalne obloge peći radi vađenja kernova. Prednosti primene analize slike su sledeće: IPP analiza omogućava ispitivanje novog spektra svojstava i dolazak do informacija do kojih nijedna druga metoda prethodno nije mogla doći – strukturni defekti, površinska poroznost, precizan prečnik pore, oblik pora, broj pora u unutar otvorenih pora, itd. Kada je poznat nivo površinskog oštećenja vatro-stalnog betona, ti podatci se mogu iskoristiti za predviđanje ponašanja uzorka u toku daljeg ispitivanja ili, pak, ponašanja materijala ugrađenog u metaluršku pet ili termo-oblogu. U toku IPP analize i primene ultrazvučne metode zaključeno je da eksperimentalni korundni vatro-stalni beton (C) ima bolje mehaničke i termičke karakteristike nego komercijalno dostupni beton sa boksitom (B) usled boljih parametara mešavine i bolje izabranog granulometrijskog sastava.

#### Zahvalnost

Ovaj rad je urađen kao deo projekata 19012 i 16004, finansiranih od strane Ministarstva nauke Republike Srbije.

## 5 LITERATURA

- [1] Z. Bazant, M.F.Kaplan, *Concrete at High Temperatures, Material Properties and Mathematical Models*, Concrete Design and Construction Series, Longmann Group, London, 1996
- [2] G. E. Lockyer and E. A. Proudfoot, "Nondestructive Determinations of Mechanical Properties of Refractory Materials," *Am. Ceram. Soc. Bull.*, 46 [5] 521–526 (1967).
- [3] J. G. Lawlar, R. H. Ross, and E. Rub, "Nondestructive Ultrasonic Testing of Fireclay Refractories," *Am. Ceram. Soc. Bull.*, 60 [7] 713–718 (1981).
- [4] M. Kewalramani, R. Gupta, "Concrete compressive strength prediction using ultrasonic pulse velocity through artificial neural networks", *Automation in Construction* 15, 374 – 379, (2006)
- [5] M. Nehdi, H.E. Chabib, A. Naggar, "Predicting performance of selfcompacting concrete mixtures using artificial neural networks", *ACI Materials Journal* 98 [5] 394–401, (2001)
- [6] G. Trtnik, F. Kavcic, G. Turk, "Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks", *Ultrasonics* 49, 53–60, (2009)
- [7] G.I. Crawford, *Guide to Nondestructive Testing of Concrete*, Technical Report No. FHWA-SA-97-105, U.S. Department of Transportation, September, 1997.

used in area of refractory concrete investigation, thus it represents a new method, although UPV has a long history of application in different researches. Benefits from using ultrasonic measurements are: it is non-destructive, simple, fast and reliable method; same samples could be used for further tests; there is financial benefit in minimizing number of samples for testing – saving in material and in time; obtained results and parameters like for example ultrasonic pulse velocity can be correlated with the results obtained by other methods: apparent porosity, mechanical strength, etc. UPV can be used for prediction of refractory concrete behavior and also in monitoring of behavior of structural concrete elements and refractory linings of metallurgical furnaces. Advantage of this method is in the fact that there is no necessity to damage the lining of furnace in order to investigate requested parameters. Benefits from using image analysis are also numerous: it provides entirely new and important information about structural damages and surface porosity like, for example precise diameters of pores, pore roundness, number of pores in a section, etc.; As surfacial damage level is measured, results could be useful for prediction of sample behavior during further testing or application in a metallurgical furnace or in thermal insulation. During UPV and IPP testing it was also concluded that experimental refractory concrete (in text referred as C – corundum concrete) possesses better mechanical and thermal characteristics than commercially available bauxite concrete, due to its better aggregate properties and granulation and better mix parameter design.

#### Acknowledgement

This work has been supported by Serbian Ministry of Science under project 19012 and 16004.

## 5 REFERENCES

- [8] E. Ohdaira, N. Masuzawa, "Water content and its effect on ultrasound propagation in concrete – the possibility of NDE", *Ultrasonics* 38, 546–552, (2000)
- [9] M. Bernardo, *Application of through transmission ultrasonics to determine the moisture content in concrete*, B.Sc. Thesis, Brisbane, October, 2003.
- [10] G. Li, *The effect of moisture content on the tensile strength properties of concrete*, Master thesis, Florida, 2004.
- [11] V. Malhotra, N. Carino, *CRC handbook on nondestructive testing of concrete*, Boca Raton, FL: CRC Press; 1991.
- [12] S. A. Abo-Qudais, "Effect of concrete mixing parameters on propagation of ultrasonic waves", *Construction and Building Materials* 19, 257–263, (2005)
- [13] D.N. Boccaccini, M. Canio, T. Volkov Husovic, "Service Life Prediction for Refractory Materials", *J. Mater. Sci.*, 43, [12], 4079-4090, (2007)
- [14] D.N. Boccaccini, M. Romagnoli, E. Kamseu, P. Veronesi, C. Leonelli, G.C. Pellacani, "Determination of thermal shock resistance in refractory materials by ultrasonic pulse velocity measurements", *J. Eur. Ceram. Soc.*, 27 [2/3], 1859–1863, (2007)
- [15] Standard: RSPS B.D8.304
- [16] Standard: JUS.D.B8.121

[17] D.N. Boccaccini, M. Romagnoli, E. Kamseu, P. Veronesi, C. Leonelli, G.C. Pellacani, "Determination of thermal shock resistance in refractory materials by ultrasonic pulse velocity measurements", *J. Eur. Ceram. Soc.*, 27 [2/3], 1859–1863, (2007)

[18] F. Aly, C.E. Semler, "Prediction of refractory strength using non destructive sonic measurements", *Am. Ceram. Soc. Bull.*, 64 [12], 1555–1558, (1985)

## REZIME

### VEZA IZMEĐU MEHANIČKIH SVOJSTAVA I MIKROSTRUKTURE VATROSTALNIH KOMPOZITA ODREĐENA NEDESTRUKTIVNIM METODAMA ISPITIVANJA

Anja TERZIĆ  
Ljubica PAVLOVIĆ  
Zagorka RADOJEVIĆ

Cilj ovog rada je da se utvrdi veza između važnih mehaničkih svojstava i karakteristika mikrostrukture pomoću nedestruktivne ispitne metode – metode merenja bezine ultrazvuka, na uzorcima korundnih i boksitnih vatrostalnih betona. Ispitivani betoni se razlikuju po hemijskom i mineraloškom sastavu. Standardnom destruktivnom laboratorijskom metodom je određena mehanička čvrstoća pri pritisku na uzorcima koji su bili prethodno izloženi termičkom tretmanu na temperaturama: 110, 800, 1000, 1300 i 1500 °C. Kada je uzorak vatrostalnog betona izložen uticaju povišene temperature i statičkog opterećenja dolazi do smanjenja pritiska čvrstoće i do sveukupne degradacije materijala (gustina i elastična svojstva se smanjuju). Određivanjem mehaničkih svojstava betona može se ukazati ili se mogu pratiti promene koje se dešavaju unutar mikrostrukture materijala. Nivo površinske degradacije uzorka, nakon termičkih tretmana, je utvrđen pomoću optičkog mikroskopa i Image Pro Plus – kompjuterskog programa za analizu slike. Nedestruktivna metoda merenja brzine ultrazvuka je primenjena pri praćenju promene poroznosti unutar uzoraka vatrostalnog betona. Ultrazvučna metoda i analiza slike su pouzdane metode za karakterizaciju mikrostrukturnih promena i defekata i veoma su korisne kada je potrebno utvrditi koji je tip vatrostalnog betona najpogodniji za određenu primenu.

**Ključne reči:** mehanička svojstva, vatrostalni beton, poroznost, nedestruktivne ispitne metode.

## SUMMARY

### CORRELATION BETWEEN MECHANICAL PROPERTIES AND MICROSTRUCTURE OF REFRACTORY COMPOSITES DETERMINED USING NON-DESTRUCTIVE TESTING METHOD

Anja TERZIĆ  
Ljubica PAVLOVIĆ  
Zagorka RADOJEVIĆ

Aim of this paper is to establish the correlation between important mechanical properties and characteristics of microstructure using non-destructive testing method, i.e. ultrasonic pulse velocity, on the example of corundum and bauxite based refractory concretes. Investigated concretes are varying in chemical and mineralogical composition. Mechanical compressive strength of concrete samples after thermal treatment at various temperatures (110, 800, 1000, 1300 and 1500 °C) was investigated using standard laboratory procedure. When refractory concrete sample is subjected to increased temperature and compressive load loss of strength and material degradation occurs (density and elastic properties of material are decreasing). Measurement of mechanical properties can indicate and monitor the changes in the microstructure. Level of surface deterioration after thermal treatment was determined using optical microscope and Image Pro Plus - program for image analysis. Nondestructive ultrasonic measurement was used as a means of monitoring of increasing porosity in refractory specimens. Ultrasonic pulse velocity technique and image analysis are reliable non-destructive methods for characterization of micro-structural defects and can be useful when type of refractory concrete is to be chosen for an application.

**Key words:** mechanical properties, refractory concrete, porosity, non-destructive testing methods.



# EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE "CENTRO 2009"

## EXPERIMENTAL RESEARCH "CENTRO 2009"

Srđa ALEKSIĆ  
Duško LUČIĆ  
Biljana ŠĆEPANOVIĆ

ORIGINALNI NAUČNI RAD

UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

### 1 UVOD

Predmet ovog rada je granična nosivost tankozidnih I-nosača opterećenih uskopodijeljenim opterećenjem u ravni rebra. Pod uskopodijeljenim opterećenjem podrazumijeva se podijeljeno opterećenje koje djeluje lokalno po opterećenoj nožici, odnosno na malom dijelu njene dužine. Istraživanje je urađeno na dužim nosačima, sa kontrolisanim globalnim normalnim naponima usljed savijanja. Razmatra se slučaj kada opterećenje djeluje bez ekscentriciteta u odnosu na ravan rebra nosača. Radi se o vrlo kompleksnom problemu kod koga se granična nosivost dostiže lokalno, gubitkom stabilnosti dijela rebra pod opterećenjem.

Slučaj dejstva koncentrisanog ili uskopodijeljenog opterećenja je vrlo čest u praksi. Problem se rješava vertikalnim ukrućivanjem rebra nosača ispod sile. Postavljanje vertikalnih ukrućenja poskupljuje proces izrade konstrukcije, osim toga, u nekim slučajevima nije poznat tačan položaj dejstva sile ili je pak nestacionaran. Uglavnom zbog ovih razloga, poželjno je raspolagati sa računskim aparatom koji bi sa prihvatljivom sigurnošću definisao nivo graničnog opterećenja.

U ovom radu bice ukratko prezentovano eksperimentalno istraživanje "CENTRO 2009", koje je sprovedeno na Građevinskom fakultetu u Podgorici. Svrha ovog eksperimentalnog istraživanja je da proširi postojeću

### 1 INTRODUCTION

Ultimate bearing capacity of thin-walled I-girders loaded by patch loading in a web plane is the subject of this paper. Patch loading assumes distributed loading that acts locally, over the short part of loaded flange length. The research has been performed on longer girders, with controlled global normal stresses due to bending. A case of loading without eccentricity in respect of the girder's web plane is analyzed. It is a very complex problem, where the ultimate bearing capacity is reached locally, due to the stability loss of the part of the loaded web.

A case of concentrated or patch loading is very often in the practice. The problem is usually solved with vertical stiffeners of the girder's web under the force. Placing of the vertical stiffener increases the price of the process of the structure manufacturing, and also sometimes the correct position of the force is unknown or non-stationary. In general, due to these causes, it is recommended to have available computer apparatus which will define the level of the limit load with acceptable safety.

This paper presents the experimental research "CENTRO 2009", organised at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica. The aim of this experimental research was to widen the existing data base of the

---

Asis. mr Srđa Aleksić, dipl.inž.građ., Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet, Cetinjski put bb, Podgorica, Crna Gora, asrdja@ac.me

Prof. dr Duško Lučić, dipl.inž.građ., Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet, Cetinjski put bb, Podgorica, Crna Gora, dlucic@t-com.me

Asis. mr Biljana Šćepanović, dipl.nž.građ., Univerzitet Crne Gore, Građevinski fakultet, Cetinjski put bb, Podgorica, Crna Gora, biljajs@t-com.me

---

Srdja Aleksic, Ass.Lect, MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, asrdja@ac.me

Dusko Lucic, Ass.Prof, PhD, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, dlucic@t-com.me

Biljana Scepanovic, Ass.Lect, MSc, Faculty of Civil Engineering, University of Montenegro, Cetinjski put bb, Podgorica, Montenegro, biljajs@t-com.me

baza podataka sa dosadasnjih eksperimentalnih istraživanja, a u cilju kvalitetnijeg sagledavanja i rješavanja problema. U užem smislu, od ovog eksperimentalnog istraživanja se očekuje da proširi do sada stečena saznanja o uticaju normalnih napona nastalih usljed globalnih momenata savijanja, na nivo graničnog opterećenja. Akcent istraživanja je usmjeren na dobijanje informacija o ponašanju nosača u slučajevima kada su u lokalnoj zoni dejstva opterećenja prisutni znatni normalni naponi pritiska ili zatezanja usljed globalnih momenata savijanja.

Predmetno eksperimentalno istraživanje "CENTRO 2009" je konceptualno osmišljeno na taj način da dobijeni rezultati budu uporedivi, kako među sobom, tako i sa postojećim rezultatima sa dosadasnjih eksperimentalnih istraživanja.

## **2 KONCEPT EKSPERIMENTALNOG ISTRAŽIVANJA "CENTRO 2009"**

Eksperimentalno istraživanje CENTRO 2009 je izvedeno na dvadeset nosača. Sprovedena su dvadesetčetiri testiranja kroz četiri serije od po pet nosača, odnosno šest testiranja. Nosači su podijeljeni u četiri serije, grupisane prema nominalnoj debljini rebra kako slijedi: CI-serija sa debljinom rebra 3mm, CII-serija sa debljinom rebra 4mm, CIII-serija sa debljinom rebra 5mm i CIV-serija sa debljinom rebra 6mm. Svaka serija se sastoji od po pet nosača, odnosno od po šest testiranja, klasiranih prema karakteru informacija koje se žele dobiti: 1-neukrućen nosač dužine 2500mm, 2-lokalno ukrućen nosač dužine 2500mm, 3-neukrućen nosač dužine 3000mm, 4-lokalno ukrućen nosač dužine 3000mm, 5/1-neukrućen nosač dužine 500mm i 5/2-neukrućen nosač dužine 500mm.

Nosač podserije 5 se u sve četiri serije dobija isjecanjem jednog neoštećenog kraja od nosača iz podserije 1 odgovarajuće serije.

Različitim dužinama nosača se želi obezbijediti ratličit nivo naprezanja usljed globalnih momenata savijanja u trenutku dostizanja graničnog opterećenja, pri čemu se ostali parametri ne mijenjaju (Slika 1).

Lokalnim ukrućivanjem/neukrućivanjem nosača se želi obezbijediti mogućnost poređenja graničnog opterećenja za slučajeve nivoa normalnog napona istog intenziteta, a suprotnog smjera, pri čemu se ostali parametri ne mijenjaju (Slika 2).

Podserijom kratkih nosača (testiranja 5/1 i 5/2) se želi obezbijediti mogućnost poređenja dobijenih rezultata iz podserija 1-4, sa rezultatima do sada sprovedenih sličnih eksperimentalnih istraživanja, pri čemu se prioritarno misli na eksperimentalna istraživanja sprovedena na Građevinskom fakultetu u Podgorici, zbog sličnih uslova sprovođenja eksperimenta.

## **3 KRATAK OPIS REDOSLJEDA ISPITIVANJA NA JEDNOJ SERIJI**

Kako bi se što bolje približila ideja i tok eksperimentalnog istraživanja, nadalje će biti opisan tok ispitivanja u jednoj seriji.

Nosač CIII3 (Slika 1) je dužine 3000mm, lokalno neukrućen. Sila se aplicira posredstvom cilindričnog bloka za nanošenje opterećenja,  $c = 0$ . Očekuje se

preVIOUS experimental researches, for more qualitative analyzing and solving of the problem. More precisely, this experimental research is expected to widen the existing knowledge about the influence of the normal stresses due to the global bending moments, at a level of limit load. The accent is directed towards gaining information about the girder's behaviour in the cases when significant compressive or tension stresses exist at the local zone of load acting due to the global bending moments.

The actual experimental research "CENTRO 2009" is conceptually designed in the manner that the obtained results should be comparable, mutually, as well as with the existing results of the previous experimental researches.

## **2 THE CONCEPT OF THE EXPERIMENTAL RESEARCH "CENTRO 2009"**

The experimental research CENTRO 2009 is performed on twenty girders. Twenty-four tests were performed, in four series of five girders each, i.e. six tests. The girders were divided into four series, grouped according the nominal width of the web, as follows: CI-series with web width of 3mm, CII-series with web width of 4mm, CIII-series with web width of 5mm and CIV-series with web width of 6mm. Each of the series comprises of five girders, i.e. of six tests, classified according the character of the desired information: 1-unstiffened girder with length of 2500mm, 2-locally stiffened girder length of 2500mm, 3-unstiffened girder with length of 3000mm, 4-locally stiffened girder length of 3000mm, 5/1-unstiffened girder with length of 500mm and 5/2-unstiffened girder with length of 500mm.

The girder of the sub series 5 in all four series is obtained by cutting the undamaged end of the girder of the sub series 1 of the respective series.

The different length of the girder provides a different level of the stresses due to the global bending moments at the moment of reaching the limit load, when the other parameters remain the same (Figure 1).

The local stiffening/not stiffening of the girder is necessary for providing possibility of comparison the limit load for the cases of normal stress levels with same intensity, and counter direction, when the other parameters remain the same (Figure 2).

The sub series of short girders (tests 5/1 and 5/2) provide possibility of comparison of the obtained results of the sub-series 1-4, with the results of the previous similar experimental researches, especially the ones performed at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica, due to the similar conditions for performing of the experiment.

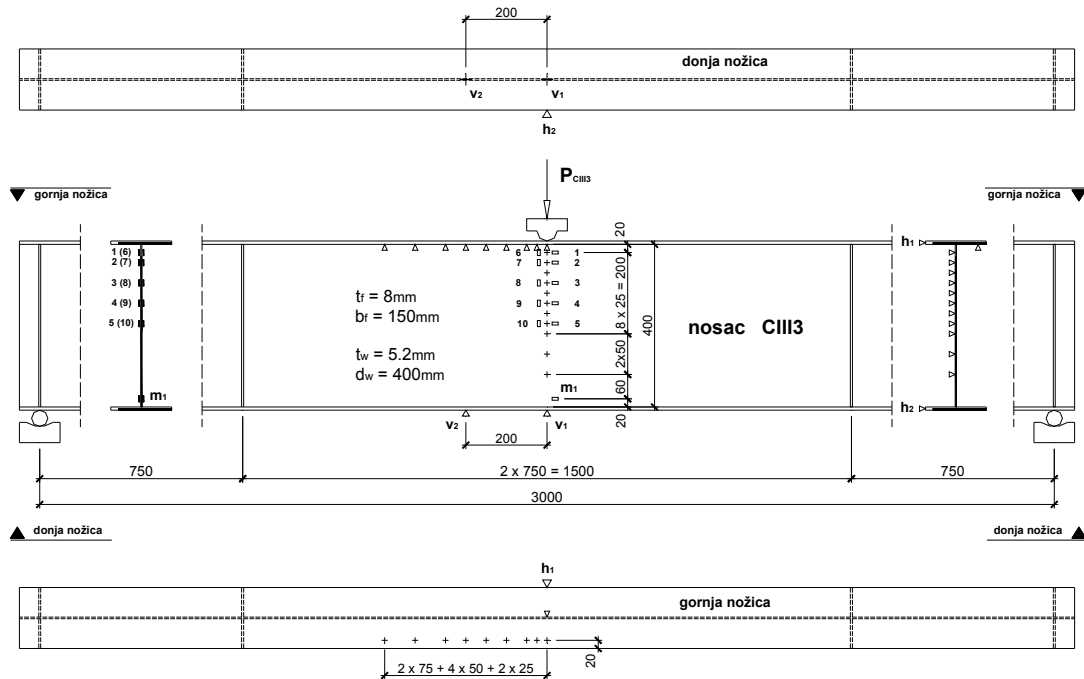
## **3 SHORT DESCRIPTION OF THE TEST ORDER FOR ONE SERIES**

In order to better explain the idea and the flow of the experimental research, the test order in one series is described.

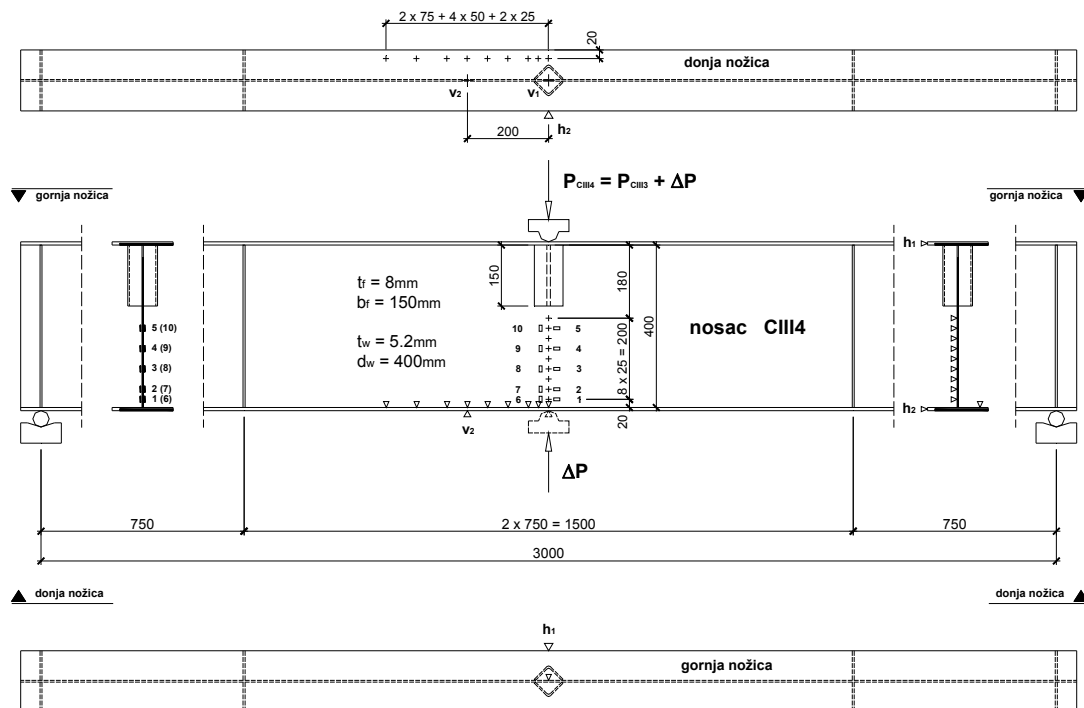
The girder CIII3 (Figure 1) is with length of 3000mm, locally unstiffened. The force is applied by means of cylindrical block for load applying,  $c = 0$ . Loss of the

gubitak nosivosti usljed lokalnog izbočavanja rebra pod opterećenjem. Nosač je napregnut znatnim momentima savijanja, a gubitak stabilnosti rebra izbočavanjem se dešava u pritisnutoj zoni nosača. Zabilježena sila loma je  $P_{CIII3}$ .

bearing capacity is expected due to the local buckling of the web under loading. The girder is stressed with significant bending moments, while the stability loss of the web happens with buckling at the compressed zone of the girder. The noted failure force is  $P_{CIII3}$ .



Slika 1. Geometrija nosača CIII3 sa šemom položaja mjernih tačaka  
Figure 1. Geometry of the girder CIII3 with the scheme of measuring points positions



Slika 2. Geometrija nosača CIII4 sa šemom položaja mjernih tačaka  
Figure 2. Geometry of the girder CIII4 with the scheme of measuring points' positions

Nosač CIII4 (Slika 2) je dužine 3000mm, sa lokalno ukrućenim rebrom u zoni unosa opterećenja. Nosač CIII4 je u svemu ostalom kao i nosač CIII3. Nosač CIII4 se opterećuje pod identičnim uslovima kao i nosač CIII3 do nivoa opterećenja  $P_{CIII3}$ . Pri nivou opterećenja  $P_{CIII3}$  se ne očekuje gubitak nosivosti nosača i na kratko se prekida sa daljim opterećivanjem. Održava se nivo nanijetog opterećenja  $P_{CIII3}$  sve dok se nosač ne podupre ispod opterećenja sa donje strane nosača. Dodatno oslanjanje nosača vrši se pomoću špindle koja na sebi ima montiran blok za nanošenje opterećenja. Blok za nanošenje opterećenja je cilindričnog oblika,  $c = 0$ . Nakon završetka posla na uklinjanju nosača CIII4 (ova aktivnost bi trajala oko 5min) nastavlja se sa opterećivanjem nosača do gubitka nosivosti. Zabilježena sila loma je  $P_{CIII4} = P_{CIII3} + \Delta P$ .

Nosači CIII1 i CIII2 su dužine 3000mm i ispituju se na isti način kao i nosači CIII3 i CIII4.

Nosači CIII5/1 i CIII5/2 (Slika 3) se ispituju u svemu kao i nosači sa prethodnih eksperimentalnih istraživanja sprovedenih na Građevinskom fakultetu u Podgorici [1-5].

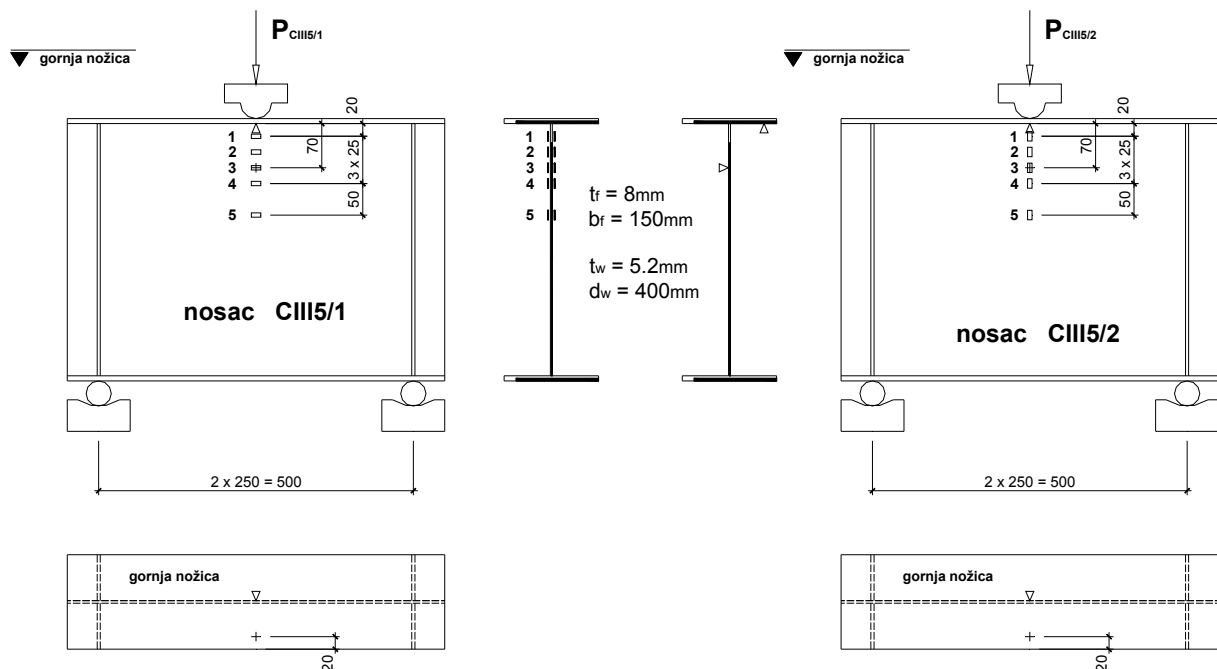
Svi nosači su u toku ispitivanja viljuškasto bočno pridržavani na položaju unutrašnjih vertikalnih ukrućenja, koja su raspoređena na međusobnom osovinskom rastojanju od 1500mm. Na vertikalnim ukrućenjima su predviđene ovalne rupe sa vertikalnim hodom od  $\pm 10$ mm, a obezbijedeni vertikalni hod je bio dovoljan za neometanu vertikalnu deformaciju nosača.

The girder CIII4 (Figure 2) is with length of 3000mm, with locally stiffened web in the zone of the loading application. The girder CIII4 is completely same with the girder CIII3 in any other point of view. The girder CIII4 is loaded under identical conditions as the girder CIII3 up to the loading level of  $P_{CIII3}$ . At a loading level of  $P_{CIII3}$ , stability loss of the girder is not expected, and the further loading is shortly broken. The level of the applied loading  $P_{CIII3}$  is kept constant until the girder is supported under the loading from the lower side of the girder. The additional supporting of the girder is performed by support with fine levelling, which has mounted block for load application. The block for load application is with cylindrical form,  $c = 0$ . After the finishing of the initial pressing of the girder CIII4 (this activity lasts about 5min), the loading of the girder is continued up to the loss of the bearing capacity. Noted failure force is  $P_{CIII4} = P_{CIII3} + \Delta P$ .

Girders CIII1 and CIII2 have length of 3000mm and they have been tested in a same manner as the girders CIII3 and CIII4.

The girders CIII5/1 and CIII5/2 (Figure 3) are tested in the completely same manner as the girders from the previous experimental researches performed at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica [1-5].

All the girders are laterally supported by fork-lift truck at the position of the internal vertical stiffeners, which are located at a mutual axel distance of 1500mm. Ellipsoid holes are designed for the vertical stiffeners, with a vertical step of  $\pm 10$  mm, and provided vertical displacement is sufficient for an unbounded vertical deformation of the girder.



Slika 3. Geometrija nosača CIII5/1 i CIII5/2 sa šemom položaja mjernih tačaka  
Figure 3. Geometry of the girders CIII5/1 and CIII5/2 with scheme of measuring points' positions

#### 4 RADNI PROSTOR I MJERNA OPREMA

Ekperimentalno istraživanje "CENTRO 2009" je izvršeno u Laboratoriji za statička ispitivanja na Građevinskom fakultetu u Podgorici. Pripremna istraživanja i koncipiranje eksperimenta su okončani sredinom 2007. godine, a nosači su napravljeni u oktobru mjesecu iste godine. Nakon kraće pauze, opsežne pripreme radnje su nastavljene krajem marta mjeseca 2009. Konačno, testiranje pripremljenih nosača je otpočelo 3.06.2009. godine, a uspješno je okončano 3.07.2009. Ukupno dvadesetčetiri testiranja su izvedena za dvadeset radnih dana.

Svi nosači su ispitivani u već postojećem i za ovo istraživanje neznatno modifikovanom, krutom čeličnom ramu, koji je konstruisan na takav način da je za vrijeme apliciranja opterećenja tok sila zatvoren u konstrukciji rama. Ispitivani nosači su opterećivani u statičkom sistemu prosta greda, raspona 500mm, 2500mm, odnosno 3000mm.

Opsluživanje mjernih mjesta u toku trajanja eksperimenta, kao i pouzdanost mjerenih pomjeranja, obezbjeđena je sistemom krutih ramova-klizača. Konstrukcija ramova klizača je takva da obezbjeđuje brzo, kvalitetno i pouzdano navođenje montiranih ugibomjera u željenu tačku.

Apliciranje sile na ispitivane nosače vršeno je posredstvom blokova za nanošenje opterećenja, a neposredno opterećivanje nosača je vršeno posredstvom poluoblica prečnika  $\phi 40\text{mm}$  i dužine 50mm. Konstrukcija gornjeg bloka (opterećivanje gornje nožice) za nanošenje opterećenja montira se na mjerac sile i sadrži osigurač koji obezbjeđuje vertikalnost aplicirane sile tokom trajanja ispitivanja. Pored obezbjeđenja vertikalnosti aplicirane sile osigurač obezbjeđuje i od eventualnog naglog bočnog iskliznuća prese i mjerača sile. Konstrukcija donjeg bloka za nanošenje opterećenja (opterećivanje donje nožice) montira se na krutu čeličnu špindlu. Konstrukcija špindla omogućuje preciznu nivelaciju donjeg bloka za nanošenje opterećenja i pouzdano uklinjavanje ispitivanog nosača.

Opterećivanje nosača je vršeno pomoću hidraulične pumpe i hidraulične prese kapaciteta 800kN, a kontrola nanošenja sile je vršena pomoću digitalnog mjerača sile kapaciteta 1000kN, sa tačnošću od 0.3kN.

Za mjerenje planiranih pomjeranja korišćena su četiri induktivna ugibomjera proizvođača TML, sa tačnošću mjerenja od 0.01mm. Za mjerenje dilatacija korišćene su linearne mjerne trake proizvođača TML, tipa FLA-6-11-5LT. Lijepljenje mjernih traka je vršeno dvokomponentnim ljepilom proizvođača TML, tipa P-2. Dinamičko praćenje, snimanje i skladištenje mjerenih podataka vršeno je pomoću digitalnog mjernog mosta proizvođača TML, tipa TDS-303 Data Logger, sa 30 kanala.

#### 5 REZULTATI EKSPERIMENTA

Geometrija ispitivanih nosača, kao i rezultati sprovedenog eksperimentalnog istraživanja su prikazani u Tabeli 1. Grafički prikaz rezultata ispitivanja nosača CIII3, CIII4, CIII5/1 i CIII5/2 je priložen na slikama (Slike 4 -15).

#### 4 WORKING SPACE AND MEASURING EQUIPMENT

The experimental research "CENTRO 2009" is performed in the Laboratory for statical tests at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica. The preparing investigations and concept of the experiment were finished in the middle of 2007, while the girders were made in October, the same year. After a short pause, large preparatory works were continued at the end of March 2009. Finally, the testing of the prepared girders started 3.06.2009, and it was successfully finished 3.07.2009. Twenty-four tests in total were performed for twenty working days.

All the girders were examined in a stiff steel frame, already existing and insignificantly modified for this purpose, which was constructed in a way that during the loading application, the flow of the forces is closed in the frame construction. The tested girders were loaded in a static system of simple beam, with span of 500mm, 2500mm, i.e. 3000mm.

Servicing of the working places during the experiment, as well as the credibility of the measured displacements, was provided with the system of stiff slide-frames. The construction of the slide-frames provides fast, qualitative and with credible navigation mounting of the flex-meters in the desired point.

The application of the force on the tested girders was performed using blocks for application of the loading, while the direct loading of the girders was performed using semi-circulars with diameter of  $\phi 40\text{mm}$  and length of 50mm. The structure of the upper block (the loading of the upper flange), used for loading application, is mounted on the force-meter and comprises a fuse that assures the verticality of the applied force during the testing. Apart from the assurance of the verticality of the applied force, the fuse assures of eventual sudden lateral sliding of the press and of the force-meter, as well. The structure of the lower block for force application (loading of the lower flange) is mounted on a stiff steel support, which construction provides a precise levelling of the lower block for load application and authentic initial pressing of the tested girder.

The loading of the girders was performed using a hydraulic pump and hydraulic press with capacity of 800kN, while the control of the force application was performed using a digital force-meter with capacity of 1000kN, with accuracy of 0.3kN.

For measuring of the planned displacements, four indicative flex meters were used, produced by TML, with measuring accuracy of 0.01mm. For measuring of the strains, linear measuring tapes were used; produced by TML, type FLA-6-11-5LT. Sticking of the measuring tapes was performed using a two-component glue, produced by TML, type P-2. The dynamic following, monitoring and saving of the measured data was performed by a digital measuring bridge, produced by TML, type TDS-303 Data Logger, with 30 channels.

#### 5 THE EXPERIMENTAL RESULTS

The geometry of the tested girders, as well as the results of the performed experimental research, is presented in the Table 1. The graphical presentation of the testing results of the girders CIII3, CIII4, CIII5/1 and

Teorijske i eksperimentalne krive membranskih normalnih napona u mjerenim tačkama (Slike 6, 7, 10 i 11), su dobijene primjenom relacija (1) i (2). Naponska stanja opisana ovim izrazima su netačna za naprezanja preko napona na granici proporcionalnosti, ali daju slikovitiji uvid u nivo naprezanja u mjerenim tačkama.

CIII5/2 is given in the Figures 4 -15.

The theoretical and the experimental curves of the membrane normal stresses at the measuring points (Figures 6, 7, 10 and 11), are obtained using the relations (1) and (2). The stress conditions described with these expressions are inaccurate for stresses above the stress at the limit of proportionality, but they give better insight in the stress level at the measuring points.

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \quad \varepsilon = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_u}{2} \quad E = 210 \text{ GPa} \quad (1)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad M = \frac{P \cdot L}{4} \quad (2)$$

Tabela 1. Rezultati eksperimentalnog istraživanja CENTRO 2009  
Table 1. The results of the experimental research CENTRO 2009

SERIJA	NOSAČ	L [mm]	b [mm]	d <sub>w</sub> [mm]	t <sub>w</sub> [mm]	b <sub>f</sub> [mm]	t <sub>f</sub> [mm]	c [mm]	e [mm]	σ <sub>w</sub> MPa	M kNm	ukrućen *	P <sub>ex</sub> kN
I	<b>CI1</b>	2500	1500	400	3	150	8	0	0	258	52		83
I	<b>CI2</b>	2500	1500	400	3	150	8	0	0	260	52	*	145
I	<b>CI3</b>	3000	1500	400	3	150	8	0	0	267	64		85
I	<b>CI4</b>	3000	1500	400	3	150	8	0	0	273	64	*	151
I	<b>CI5/1</b>	500	500	400	3	150	8	0	0	258	11		90
I	<b>CI5/2</b>	500	500	400	3	150	8	0	0	258	11		92
II	<b>CI11</b>	2500	1500	400	4	150	8	0	0	278	78		125
II	<b>CI12</b>	2500	1500	400	4	150	8	0	0	286	78	*	225
II	<b>CI13</b>	3000	1500	400	4	150	8	0	0	301	103		137
II	<b>CI14</b>	3000	1500	400	4	150	8	0	0	280	103	*	201
II	<b>CI15/1</b>	500	500	400	4	150	8	0	0	278	18		147
II	<b>CI15/2</b>	500	500	400	4	150	8	0	0	278	18		137
III	<b>CI111</b>	2500	1500	400	5	150	8	0	0	206	89		143
III	<b>CI112</b>	2500	1500	400	5	150	8	0	0	232	89	*	279
III	<b>CI113</b>	3000	1500	400	5	150	8	0	0	218	104		139
III	<b>CI114</b>	3000	1500	400	5	150	8	0	0	226	104	*	250
III	<b>CI115/1</b>	500	500	400	5	150	8	0	0	206	20		161
III	<b>CI115/2</b>	500	500	400	5	150	8	0	0	206	20		157
IV	<b>CI121</b>	2500	1500	400	6	150	8	0	0	315	127		203
IV	<b>CI122</b>	2500	1500	400	6	150	8	0	0	315	127	*	325
IV	<b>CI123</b>	3000	1500	400	6	150	8	0	0	322	142		189
IV	<b>CI124</b>	3000	1500	400	6	150	8	0	0	276	142	*	316
IV	<b>CI125/1</b>	500	500	400	6	150	8	0	0	315	31		257
IV	<b>CI125/2</b>	500	500	400	6	150	8	0	0	315	31		240

Na svim nosačima podserija 1-4, mjereni su ugibi opterećene nožice u devet tačaka. Svih devet mjernih mjesta je locirano na jednoj polovini nosača, posmatrano u odnosu na sredinu raspona nosača.

Na svim nosačima podserija 1 i 3 mjerene su bočne deformacije rebra u jedanaest tačaka, odnosno na svim nosačima podserija 2 i 4 u devet tačaka.

Kontrolnim mjerenjima bočnih deformacija nožica h<sub>1</sub> i h<sub>2</sub> se želi obezbijediti mogućnost kontrole rotacije

At all girders of the sub-series 1-4, flexures were measured of the loaded flange at nine points. All the nine measuring points were located at one half of the girder, in respect of the middle of the girder's span.

At all the girders of the sub-series 1 and 3 lateral deformations of the web were measured at eleven points, i.e. at all girders of the sub-series 2 and 4 at nine points.

The control measuring of the lateral deformations of

poprečnog presjeka u sredini raspona nosača. Kontrolnim mjerenjima ugiba  $v_1$  i  $v_2$ , kao i dilatacija  $m_1$  i  $m_2$  se želi obezbijediti mogućnost kvalitetne kontrole naponskog stanja u nosaču.

Kontrolna mjerenja  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $m_1$  i  $m_2$ , treba da budu potvrda da su globalna naponska stanja u nosačima podserije 1, odnosno podserije 3 u trenutku dostizanja sile loma, jednaka globalnim naponskim stanjima nosača podserije 2, odnosno podserije 4 u trenutku njihovog uklinjavanja.

Na rebrima nosača CIII3, CIII4, CIV3, CIV4 i svih nosača podserije 5, mjerene su dilatacije u po deset mjernih mjesta. Na pet mjernih mjesta mjerene su dilatacije upravno na pravac opterećenja (u pravcu raspona nosača), a na ostalih pet mjernih mjesta mjerene su dilatacije u pravcu nanošenja opterećenja. Sve mjerne trake, uključujući i kontrolne mjerne trake su postavljane sa obje strane rebra nosača, kako bi se mogle razdvojiti membranske deformacije od deformacija savijanja rebra.

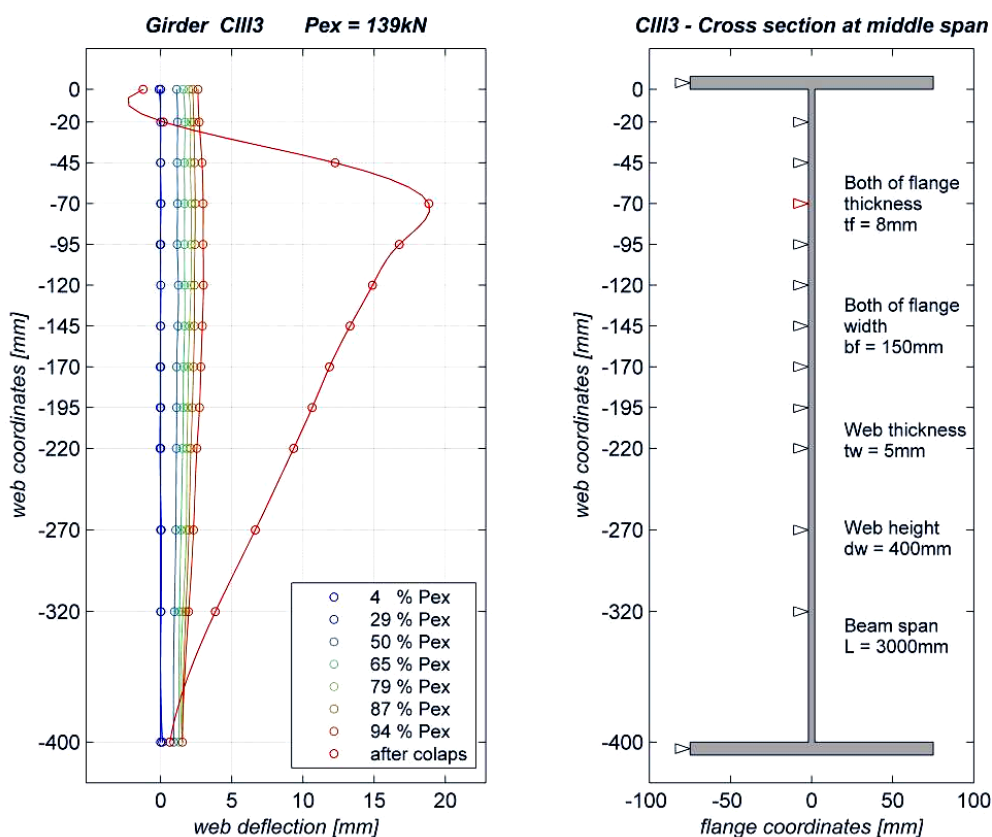
Nulta mjerenja na svim nosačima su vršena pri intenzitetu opterećenja od 5kN. Nakon nultog mjerenja opterećenje je nanošeno u 8-10 inkremenata do loma nosača, a nakon dostizanja sile loma mjerene su rezidualne deformacije.

the flanges  $h_1$  and  $h_2$  provides a possibility of control of the rotation of the cross section at the middle of the girder span. The control measuring of the flexures  $v_1$  and  $v_2$ , as well as strains  $m_1$  and  $m_2$ , provides a possibility of qualitative control of the stress condition in the girder.

The control measuring of  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $m_1$  and  $m_2$ , should be an approval that the global stress conditions in the girders of the sub-series 1, i.e. the sub-series 3 at the moment of reaching the failure force, are equal to the global stress conditions in the girders of the sub-series 2, i.e. sub-series 4 at the moment of their initial pressing.

At the webs of the girders CIII3, CIII4, CIV3, CIV4 and all the girders of the sub-series 5, the strains were measured at ten measuring points each. Strains normal to the loading direction were measured at five measuring points (in a direction of the girder's span), while the remaining measuring points were for measuring of the strains in a loading direction. All the measuring tapes, including the control measuring tapes, were located at both sides of the girder in order to distinguish the membrane deformations from the deformations of web buckling.

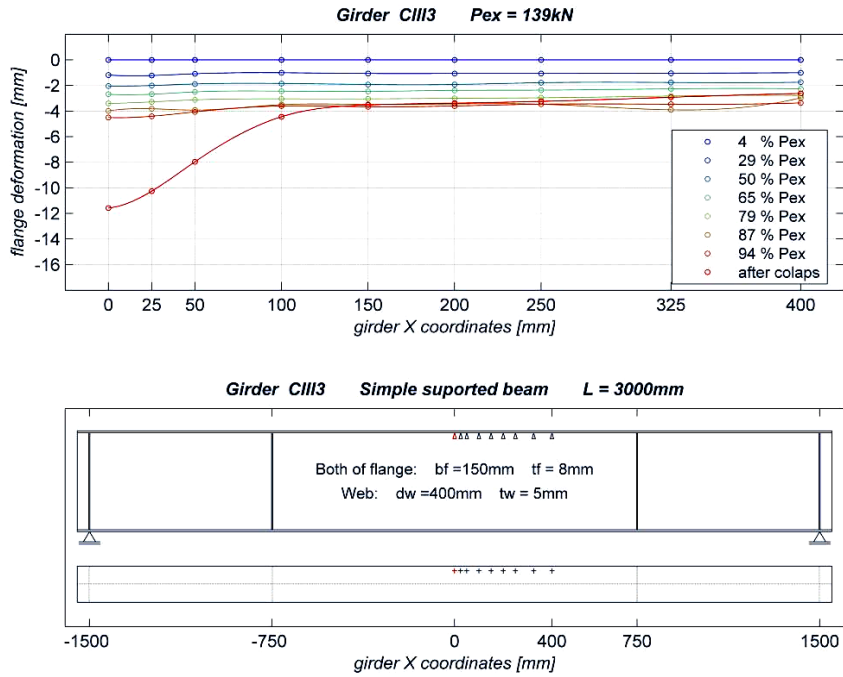
Zero measuring of all girders was performed at loading intensity of 5kN. After the zero measuring, the loading was applied in 8-10 increments up to the girder's failure, while after reaching the failure force, the residual deformations were measured.



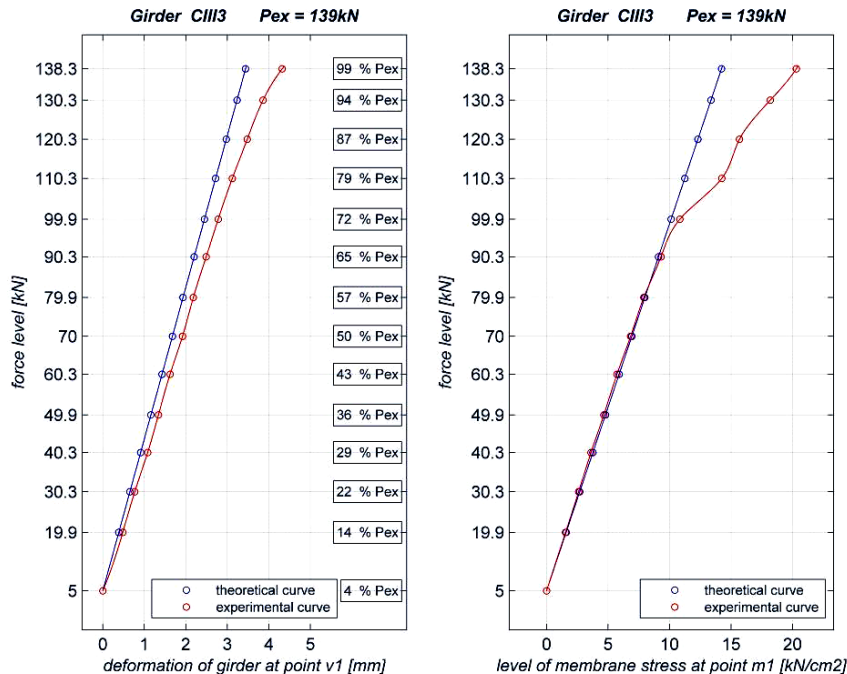
Slika 4. Nosač CIII3, bočna pomjeranja rebra nosača u mjerenim tačkama  
Figure 4. Girder CIII3, lateral displacements of the girder's web at the measuring points

Nakon svakog nanesenog inkrementa opterećenja, sila je održavana konstantnom za vrijeme vršenja mjerenja. Mjerenje na svim mjernim mjestima je trajalo oko 5 minuta po jednom inkrementu. U inkrementima pred slom nosača, sila je održavana konstantnom (3-5) minuta prije vršenja mjerenja, radi stabilizovanja deformacija. Opterećenje je nanošeno brzinom od oko 0.5 kN/s.

After each applied loading increment, the force was kept constant during the measuring. The measuring at all measuring points lasted for 5 minutes per each increment. In the increments before the failure of the girder, the force was kept constant (3-5) minutes before the measuring, in order to stabilise the deformations. The loading was applied with speed of about 0.5 kN/s.



Slika 5. Nosač CIII3, ugibi opterećene nožice u mjerenim tačkama, gornja nožica  
Figure 5. Girder CIII3, flexures of the loaded flange at the measuring points, upper flange



Slika 6. Nosač CIII3, stanje napona i deformacija u kontrolnim mjernim tačka  
Figure 6. Girder CIII3, stress and strain condition at the control measuring points

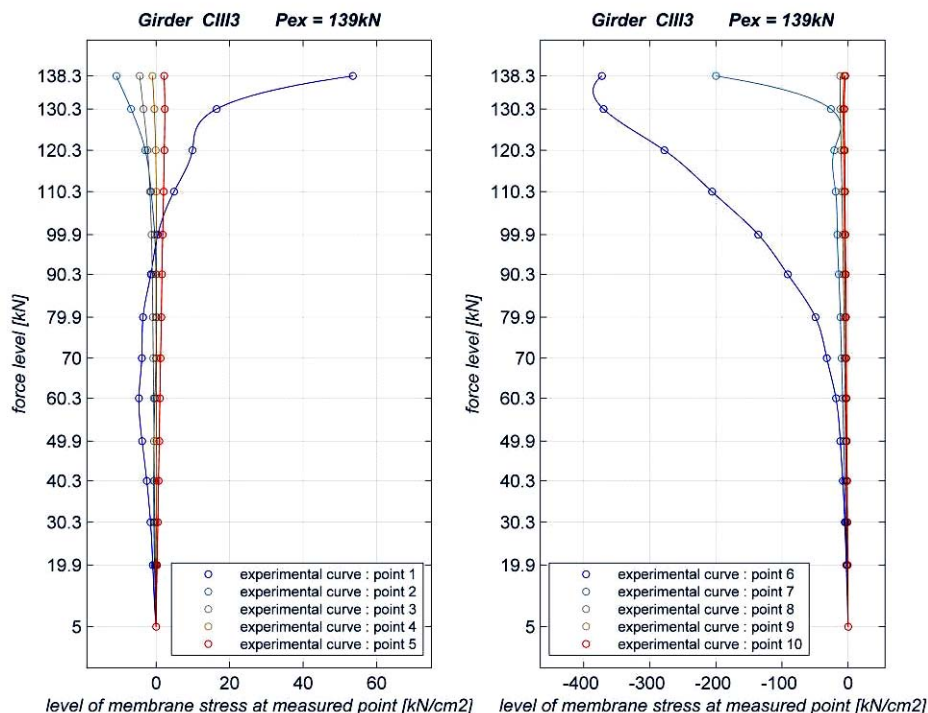


U fazi planiranja eksperimenta, procjena sile loma je vršena pomoću matematičkog modela Lučić-Aleksić iz 2005. godine [4 i 5]. Procijenjene sile loma za nosače podserija 1, 3 i 5 su se pokazale kao upotrebljive, odnosno gubitak nosivosti nosača se desio na očekivanom nivou intenziteta opterećenja.

Nosač CIII3 je lokalno neukrućen, raspona 3000mm, nominalne debljine rebra 5mm, sa zabilježenom silom loma od 139kN. Lom nosača se desio naglim gubitkom stabilnosti dijela rebra pod opterećenjem. Nivo normalnih napona usljed globalnih momenata savijanja, a pri dostizanju sile loma je bio 76% od napona na granici tečenja.

At the phase of the planning of the experiment, the assessment of the failure force was performed using the mathematical model Lučić-Aleksić from 2005, [4 and 5]. The assessed failure forces for the girders of the sub-series 1, 3 and 5 appeared to be usable, i.e. the stability loss of the girders happened at the expected level of the loading intensity.

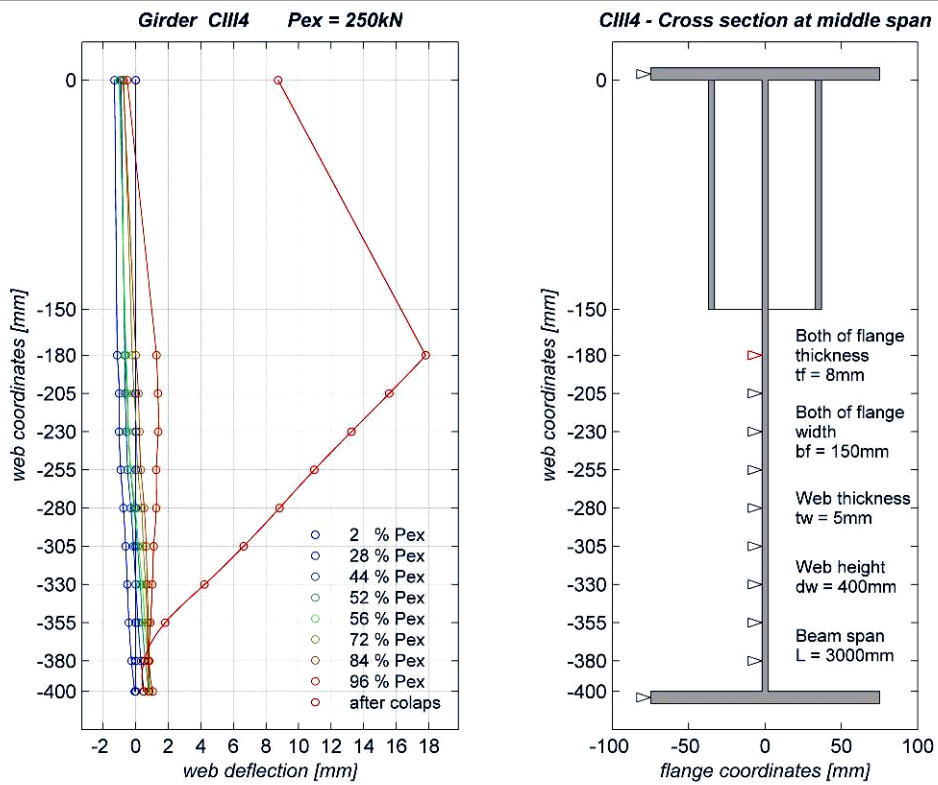
The girder CIII3 is locally unstiffened, with span of 3000mm, and nominal web thickness of 5mm, with noted failure force of 139kN. The failure of the girder had happened with sudden stability loss of the part of the web under loading. The level of the normal stresses due to the global bending moments, when reaching the failure force, was 76% of the stresses at the yielding limit.



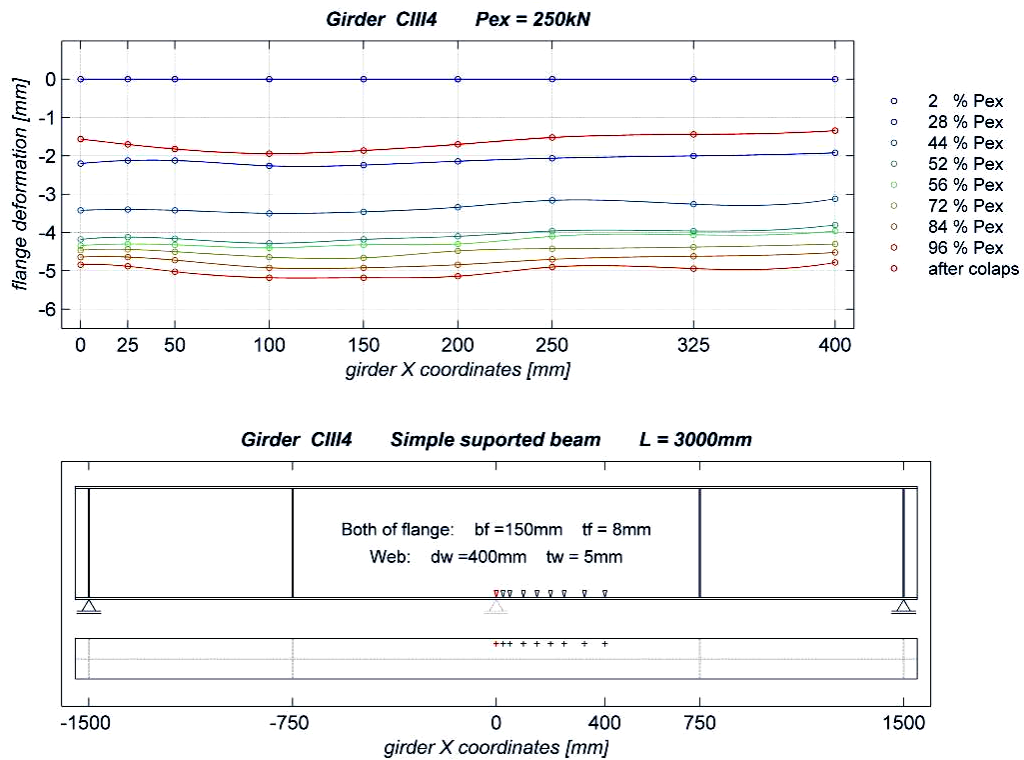
Slika 7. Nosač CIII3, stanje napona u mjerenim tačkama 1-5 i 6-10  
Figure 7. Girder CIII3, stress condition at the measuring points 1-5 and 6-10

Nosač CIII4 je lokalno ukrućen, raspona 3000mm, nominalne debljine rebra 5mm, sa zabilježenom silom loma od 250kN. Lom nosača se desio jasno i blagovremeno najavljenim prelomom rebra, u ravni neposredno ispod završetka lokalnog ukrućenja. Analizom mjerenih kontrolnih ugiba  $v_2$  i kontrolnih dilatacija  $m_1$ , zaključuje se da je naponsko stanje nosača CIII4 u trenutku uklinjanja, odgovaralo naponskom stanju nosača CIII3 u trenutku loma. Nivo normalnih napona usljed globalnih momenata savijanja, u trenutku uklinjanja je bio 76% od napona na granici tečenja.

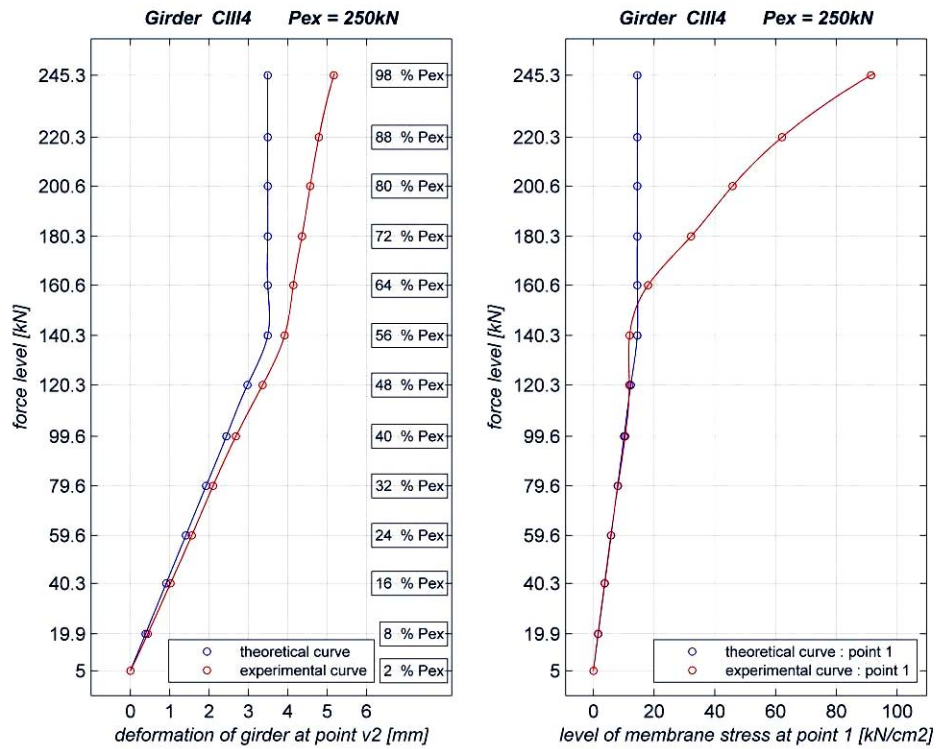
Girder CIII4 is locally stiffened, with span of 3000mm, and nominal thickness of 5mm, with significant failure force of 250kN. The failure of the girder had happened clearly and with previously announced rupture of the web, in the plane just under the end of the local stiffening. The analysis of the measured control of the flexure  $v_2$  and control strains  $m_1$ , jumps to the conclusion that the stress condition of the girder CIII4 at the moment of initial pressing of the girder, refers to the stress condition of the girder CIII3 at the failure moment. The level of the normal stresses due to the global bending moments, at the initial pressing moment was 76% of the stress of the yielding limit.



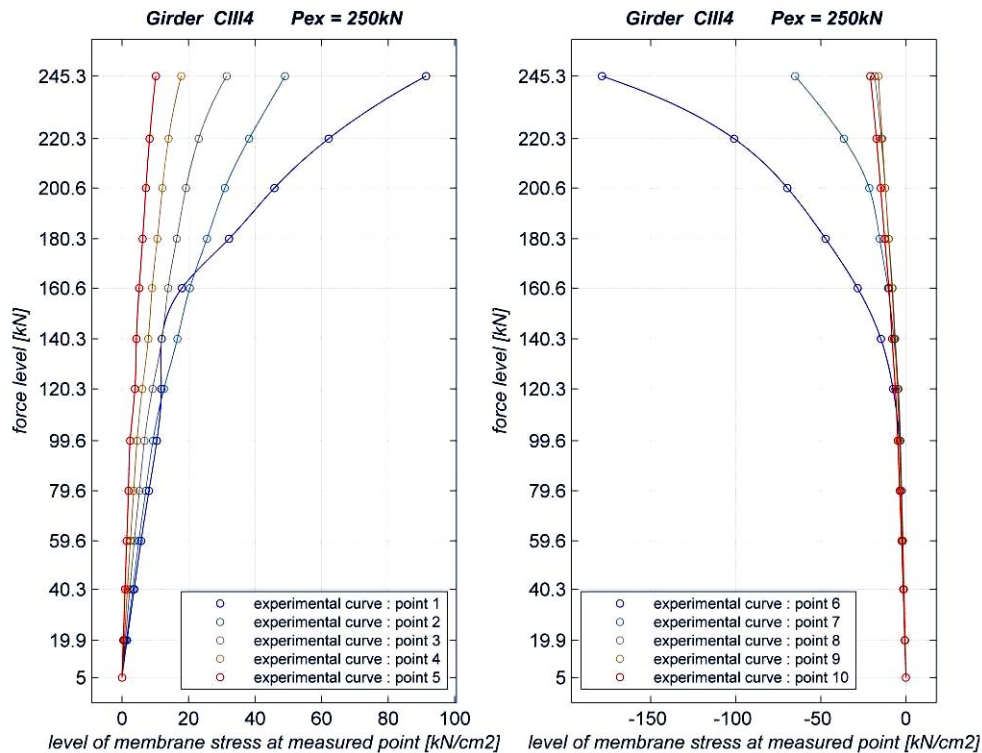
Slika 8. Nosač CIII4, bočna pomjeranja rebra nosača u mjerenim tačkama  
 Figure 8. Girder CIII4, lateral displacements of the girder's web at the measuring points



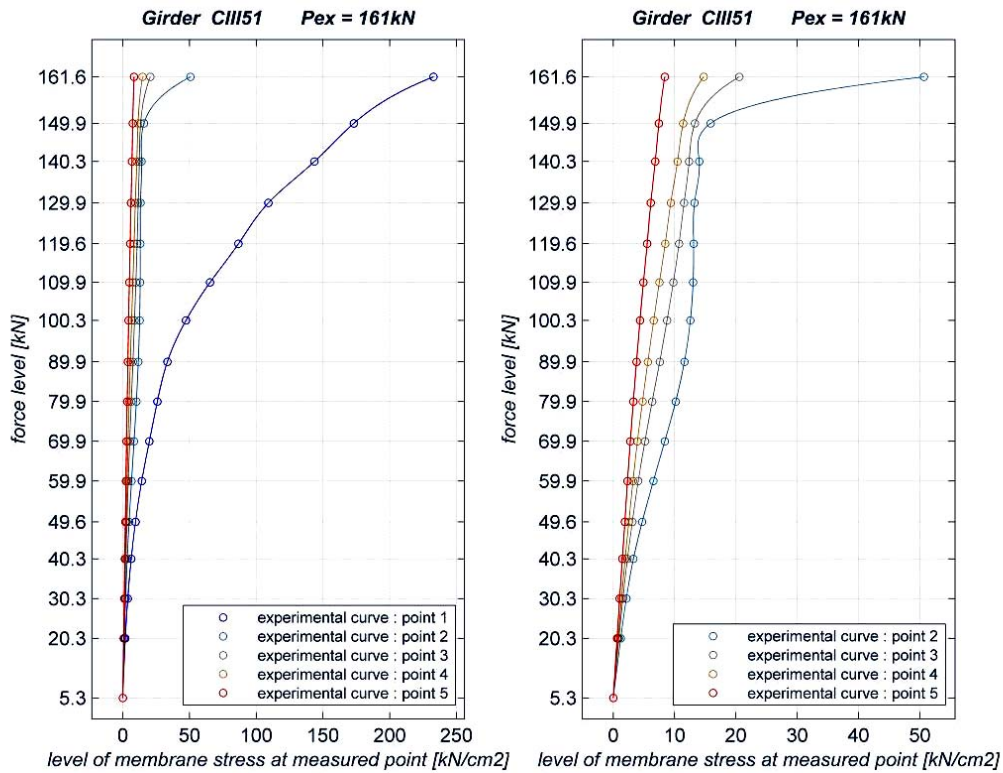
Slika 9. Nosač CIII4, ugibi opterećene nožice u mjerenim tačkama, donja nožica  
 Figure 9. Girder CIII4, flexures of the loaded flange at the measuring points, lower flange



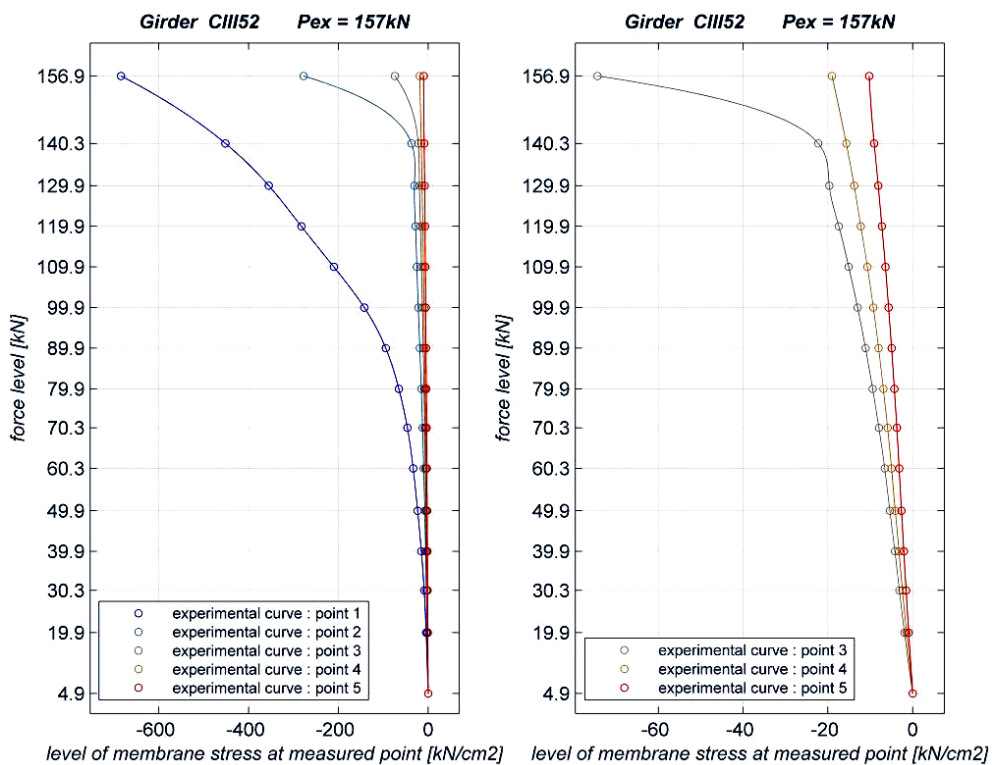
Slika 10. Nosač CIII4, stanje napona i deformacija u kontrolnim mjernim tačkama  
Figure 10. Girder CIII4, stress and strain condition at the control measuring points



Slika 11. Nosač CIII4, stanje napona u mjenim tačkama 1-5 i 6-10  
Figure 11. Girder CIII4, stress condition at the measuring points 1-5 and 6-10



Slika 12. Nosač CIII5/1, stanje napona u mjerenim tačkama 1-5  
 Figure 12. Girder CIII5/1, stress condition at the measuring points 1-5



Slika 13. Nosač CIII5/2, stanje napona u mjerenim tačkama 1-5  
 Figure 13. Girder CIII5/2, stress condition at the measuring points 1-5

Nosači CIII5/1 i CIII5/2 su neukrućeni, raspona 500mm, nominalne debljine rebra 5mm, sa zabilježenom silom loma od respektivno, 161kN i 157kN. Lom oba nosača se desio naglim gubitkom stabilnosti dijela rebra, pod opterećenjem. Nosač CIII5/1 je ispitivan do loma, zatim okretan i nanovo ispitivan do loma kao nosač CIII5/2. Analizom mjerenih dilatacija u horizontalnom pravcu, potvrđuje se uočena tendencija rasta dilatacija istežanja sa porastom opterećenja, koja opada sa porastom rastojanja mjernog mjesta od tačke unosa opterećenja. Mjerene dilatacije verikalnog pravca, potvrđuju sa dosadašnjih istraživanja uočenu tendenciju rasta dilatacija sa porastom opterećenja, pri čemu trend rasta dilatacija opada sa udaljavanjem mjerne tačke od tačke unosa opterećenja.

Girders CIII5/1 and CIII5/2 are unstiffened, with span of 500mm, with nominal thickness of the web of 5mm, with noted failure force of respectively, 161kN and 157kN. The failure of both girders had happened with sudden stability loss of part of the web under loading. The girder CIII5/1 is tested up to failure, then rotated and retested up to failure, as well as the girder CIII5/2. The analysis of the measured strains in horizontal direction confirms the perceived tendency of development of the tension strain due to the increase in the loading, which decreases with the increase in the distance of the measuring point from the loading point. The measured strains in vertical direction confirm the tendency of strain development with load enhancement that has been perceived in the previous experimental researches. The trend of the strain development decreases with the distancing of the measuring point from the point of load application.



Slika 14. Nosači CIII3 i CIII4, fotografije sa ispitivanja, jun 2009  
Figure 14. Girders CIII3 and CIII4, photos of the testing, June 2009



Slika 15. Nosači CIII5/1 i CIII5/2, fotografije sa ispitivanja, jun 2009  
Figure 15. Girders CIII5/1 and CIII5/2, photos of the testing, June 2009

## 6 ZAKLJUČAK

Lom nosača dešava se iznenada, gubitkom stabilnosti dijela rebra pod opterećenjem i propagacijom deformacije opterećene nožice u pravcu i smjeru nanošenja opterećenja.

Deformacija opterećene nožice je direktna posljedica gubitka stabilnosti rebra nosača i pripada rezidualnim deformacijama, odnosno deformacijama koje se dešavaju nakon loma.

Od početka opterećivanja, jasno izražena deformacija rebra je oblika sinusnog polutalasa koji se proteže po cijeloj visini rebra, u trenutku loma mijenja konfiguraciju i izoluje se lokalno u zoni rebra pod opterećenjem kao izbočina. Na konfiguraciji rezidualno deformisanog nosača mogu se jasno uočiti linije infleksije koje opisuju dubinu izbočavanja rebra.

Zaključuje se da, globalni normalni naponi izazvani momentima savijanja, koji se javljaju kao posljedica opterećivanja nosača, ne utiču na intenzitet sile loma sve dok u nosaču izazivaju naprezanja do oko 80% od napona na granici tečenja rebra.

Brižnim ažuriranjem rezultata ovog eksperimentalnog istraživanja, sa priličnom pouzdanošću se može tvrditi da, globalni momenti savijanja nemaju uticaja na intenzitet sile loma ni pri većim globalnim naprezanjima, bliskim nivou napona na granici razvlačenja.

Kako se neposredno i lokalno pod opterećenjem, a već pri nivou opterećenja od oko 70% sile loma, javljaju znatne membranske deformacije zatezanja u rebru nosača i u pravcu raspona nosača i kako nemaju konvergentan trend, nameće se zaključak da ni smjer napona prouzrokovanih momentima savijanja (pritisak ili zatezanje), ne utiče na intenzitet sile loma.

Lokalno ukrućen nosač (CIII4) ima znatno veću nosivost od njemu sličnog, neukrućenog nosača (CIII3). Lokalnim ukrućivanjem se ne postiže bezuslovno očuvanje stabilnosti rebra nosača, ali se znatno povećava njegova nosivost, (Slika 14).

## 7 LITERATURA

- [1] LUČIĆ D.: Experimental research: Thin-Walled I Girders Subjected to Centric and Eccentric Patch Loading, University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 2001, 348p
- [2] LUČIĆ D., ŠČEPANOVIĆ B.: Experimental Investigation on Locally Pressed I-Beams Subjected to Eccentric Patch Loading, The 3rd European Conference on Steel Structures – EUROSTEEL 2002, Coimbra, Vol.1, 2002, p.473-482 and Journal of Constructional Steel Research, Vol.60, Nos.3-5, March-May 2004, p.525-534
- [3] ŠČEPANOVIĆ B., LUČIĆ D., ALEKSIĆ S.: An Experimental Research EKSCENTRO 2007, The 13th International Symposium on Macedonian Association of Structural Engineers, Ohrid 2009, Vol.2, p.521-527

## 6 CONCLUSION

The failure of the girders is sudden, due to the stability loss of the part of the web under the loading and due to the deformation propagation of the deformed flange in the direction of the applied loading.

The deformation of the loaded flange is direct consequence of the stability loss of the girder's web and it is among the residual deformations, i.e. the deformations which happen after the failure.

From the beginning of the loading, a clearly visible deformation of the web is like a sinusoidal half-wave along the whole height of the web, it changes the configuration at the failure moment and it is isolated locally at the zone of the web under the loading as a buckling. On the configuration of the residually deformed girder, there are clearly visible inflection lines that describe the depth of the web buckling.

The conclusion is that the global normal stresses influenced by the bending moments, which appear as a consequence of the girder's loading, do not influence the intensity of the failure force until they influence stresses up to 80% of the stresses at the web yielding limit.

Careful updating of the results of this experimental research, one can claim with a fair authenticity, that the global bending moments do not have influence on the intensity of the failure force neither for greater global stresses, close to the level of the stresses at the yield point in tension.

Since significant membrane tension deformations appear in the girder's web in the direction of the girder's span directly and locally under the loading, at the loading level of 70% of the failure force, and as they do not have convergent trend, the conclusion is that neither the direction of the stresses due to the bending moments (compression or tension) do not influence the failure force.

The locally stiffened girder (CIII4) has significantly greater bearing capacity than the similar, unstiffened girder (CIII3). The local stiffening does not provide unconditional stability of the girder's web, but its bearing capacity is significantly increased, (Figure 14).

## 7 REFERENCES

- [4] ALEKSIĆ S.: Ultimate Carrying Capacity of Thin-Walled I-Girders under Patch Loading in Web Plane, Master thesis (in Serbian), University of Montenegro, Faculty of Civil Engineering, Podgorica, 2005, 105p
- [5] LUČIĆ D., ALEKSIĆ S.: Ultimate Capacity of Locally Pressed I-Girders, Monograph Dedicated to the Memory of Late Academician Professor Dr. Milan Đurić, Faculty of Civil Engineering of the University of Belgrade, Belgrade, 2008, p.207-217

## REZIME

### EKSPERIMENTALNO ISTRAŽIVANJE "CENTRO 2009"

*Srđa ALEKSIĆ  
Duško LUČIĆ  
Biljana ŠČEPANOVIĆ*

U ovom radu obrađuje se granična nosivost tankozidnih I-nosača opterećenih uskopodijeljenim opterećenjem u ravni rebra. Pod uskopodijeljenim opterećenjem podrazumijeva se podijeljeno opterećenje koje djeluje lokalno po opterećenoj nožici, odnosno na malom dijelu njene dužine. Slučaj dejstva koncentrisanog ili uskopodijeljenog opterećenja je vrlo čest u praksi. U ovom radu bice ukratko prezentovano eksperimentalno istraživanje "CENTRO 2009", koje je sprovedeno u Laboratoriji za statička ispitivanja na Građevinskom fakultetu u Podgorici. Istraživanje je urađeno na dužim nosačima, sa kontrolisanim globalnim normalnim naponima usljed savijanja. Razmatra se slučaj kada opterećenje djeluje bez ekscentriciteta u odnosu na ravan rebra nosača.

**Ključne reči:** čelične konstrukcije, tankozidni I-nosači, stabilnost, patch load, granična nosivost, eksperimentalno istraživanje

## SUMMARY

### EXPERIMENTAL RESEARCH "CENTRO 2009"

*Srdja ALEKSIC  
Dusko LUCIC  
Biljana SCEPANOVIC*

The paper analyses the problem of ultimate carrying capacity of thin-walled I-girders loaded by patch loading in the web plane. Patch loading assumes loading that acts locally, over the short part of loaded flange length. The paper deals with short review of experimental research "CENTRO 2009", which was organised at the Faculty of Civil Engineering in Podgorica, University of Montenegro. The experimental research considered situation when the load acts in the web plane.

**Key words:** steel structures, thin-walled I-girders, stability, patch load, ultimate load, experimental research

**PROCJENA OŠTEĆENJA NOSIVE KONSTRUKCIJE ZGRADE AMBASADE  
REPUBLIKE TURSKJE U SARAJEVU, OŠTEĆENE NAKON ZEMLJOTRESA,  
31.03.2009. GODINE**

**DAMAGE ASSESSMENT OF THE TURKEY EMBASSY'S BUILDING IN SARAJEVO  
AFTER THE 31, MARCH 2009 EARTHQUAKE**

*Naida ADEMOVIĆ  
Mustafa HRASNICA*

STRUČNI RAD

UDK: 006.77:624.04.001.23:699.841(497.11+1) = 861

## 1 UVOD

Postojeća zgrada u kojoj je smještena Ambasade Republike Turske izgrađena je na samom početku 20-tog stoljeća. Tlocrt zgrade je poligonalnog oblika, sa vanjskim dimenzijama 26m x 16m. Dvokatna zgrada obuhvaća prizemlje, prvi kat i podrum koji je smješten ispod dijela zgrade. Nosivi zidovi izgrađeni su od pune opeke, debljine oko 51cm, dok su nenosivi zidovi različitih debljina od 10cm do 20cm. Međukatne konstrukcije napravljene su od drveta, a plafon je izgrađen od maltera na trstici. Temeljenje zgrade je najvjerojatnije izvršeno putem kamenih trakastih temelja. Visina donjeg kata varira od 3.34m do 3.68m, dok se visina prvog kata kreće u granicama od 3.00m do 3.30m. Ukupna visina objekta iznosi oko 9.00m (slika 1).

Pregledom i analizom nosive konstrukcije, oštećene nakon zemljotresa koji se desio 31.03.2009.godine, magnitude M=3.8 po Richter-ovoj skali, uočene su mnogobrojne pukotine u unutrašnjosti zgrade. Izmjerene su širine i dubine pukotina kod nosivih i nenosivih zidova i utvrđen pravac njihovog prostiranja.

## 1 INTRODUCTION

The existing building where the Embassy of the Republic of Turkey is located was constructed at the beginning of the 20<sup>th</sup> century. It has a polygonal shape, with the outer dimensions of 18.26m x 15.90m. It is a two-story building (ground floor and first floor) with a basement located under part of the building. The basement is constructed of basket arches made of stone. The bearing walls are made of solid bricks, approximately 51cm thick, while the non-bearing elements are of various thicknesses, ranging from 10cm to 20cm. The floors are made of timber and the ceiling is made of reed covered with plaster. The building is probably founded on stone strip footings. The height of the ground floor ranges from 3.34m to 3.68m, while the height of the first floor is 3.00m to 3.30m. The total height of the building is approximately 9.00m (figure 1).

An inspection and analysis of the bearing structure, which was damaged by the 2009 earthquake that registered a Magnitude of M=3.8 on the Richter's scale, shows numerous cracks inside the building. The cracks' width and depth were measured on the bearing and non-bearing walls and path distribution was determined.

---

Mr Naida Ademović, dipl.ing.građ  
Prof.dr Mustafa Hrasnica, dipl.ing.građ.

---

Naida Ademović, Ms.C.,B.C.E  
Prof. Mustafa Hrasnica, Ph.D.,B.C.E





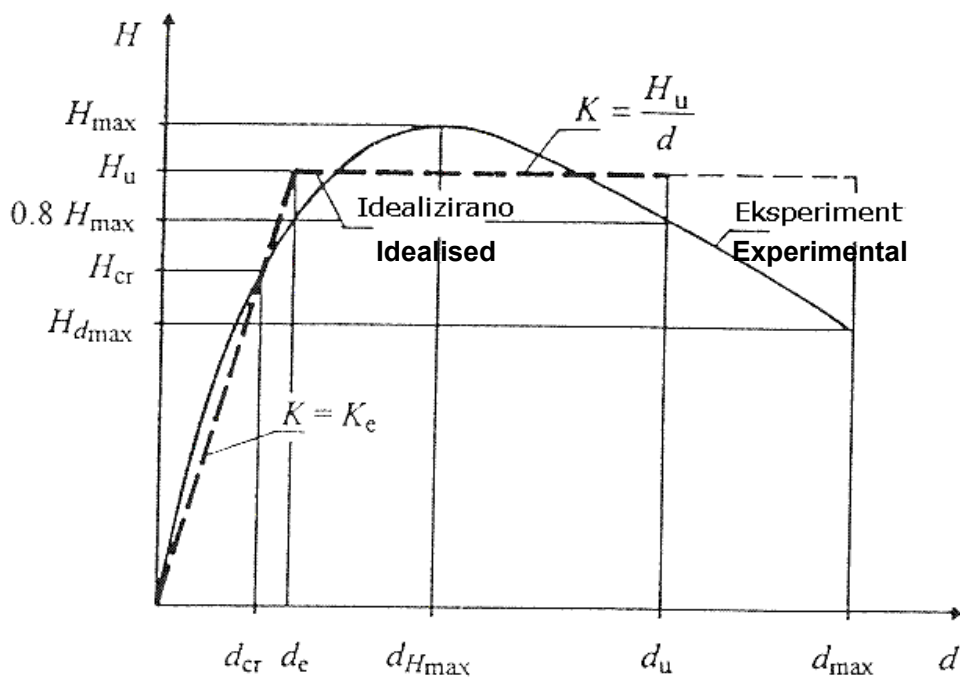
Slika 1. Pogled na konstrukciju  
Figure 1. View of the building

## 2 SEIZMIČKA OTPORNOST, KARAKTERISTIČNA STANJA I INDEKS OŠTEĆENJA

Seizmička otpornost zidanih elemenata i konstrukcija najbolje se određuje preko veze horizontalne (poprečne) sile i pomjeranja. Dobijena kriva naziva se kriva kapaciteta nosivosti zidane konstrukcije (slika 2).

## 2 SEISMIC RESISTANCE, LIMIT STATES AND DAMAGE INDEXES

The best way to define the seismic resistance of masonry elements and structures is by examining the relationship between lateral force and displacement. The obtained curve is called the resistance envelope curve of the masonry structure (figure 2).



Slika 2. Idealiziranje krive sila-pomjeranje bilinearnom krivom (prema [1])  
Figure 2. Idealized envelope lateral force-displacement by bilinear curve (according to [1])

Kriva kapaciteta je podijeljena na karakteristična područja, odnosno karakteristična stanja. Svakom karakterističnom stanju odgovara par sila-pomjeranje.

Na osnovu mnogobrojnih eksperimentalnih istraživanja [2], [10], [13] utvrđeno je da postoji veza između graničnih stanja i veličine oštećenja koja nastaju kod ziđa. [3].

U praksi se stvarno histerezisno ponašanje zidane konstrukcije usljed djelovanja stalnog vertikalnog opterećenja i horizontalne sile, zamjenjuje bilinearnim ili trilinearnim dijagramom radi jednostavnosti proračuna. Na osnovu eksperimentalnih podataka uočena su slijedeća karakteristična stanja:

- **Crack limit** - pojava prve značajne pukotine, definirana je sa silom  $H_{cr}$  i odgovarajućim pomjeranjem  $d_{cr}$ . Usljed pojave pukotine, dolazi do promjene nagiba krive, i pada krutosti.

- **Elastic limit** - područje u kojem se konstrukcija još uvijek ponaša linearno elastično.

- **Maximum resistance** - Maksimalna otpornost konstrukcije koja je dobijena na osnovu eksperimenata, izmjerena vrijednost  $H_{max}$  i njoj pripadajuće pomjeranje  $d_{Hmax}$ .

- **Ultimate state** - granično stanje u kojem je nosivost konstrukcije smanjena ispod prihvatljive vrijednosti. Ultimno pomjeranje dobijeno u toku eksperimenta  $d_u$  i njemu pripadajuća sila  $H_u$ .

- **Collapse** - Kada vrijednost otpornosti konstrukcije spadne ispod  $0.8H_{max}$  smatra se da je konstrukcija doživjela lom, odnosno rušenje.

Pri ovakvom proračunu pretpostavlja se da su karakteristike ziđa elastične, homogene i izotropne. Sa uvedenim pretpostavkama maksimalna otpornost i elastična krutost proračunavaju se na osnovu jednačina koje se baziraju na teoriji elastičnosti [2]. Najjednostavniji način za određivanje efektivne krutosti jeste preko sekantnog modula elastičnosti, odnosno  $K_e = H_{cr}/d_{cr}$ . U ovom području konstrukcija se ponaša elastično. Kako je dijagram bilinearni, a pošto se radi o krutoj konstrukciji  $0.1s \leq T \leq 0.5s$ , da bi se dobila vrijednost  $H_u$  koristi se princip izjednačavanja rada odnosno utrošene energije idealiziranog i stvarnog ziđa. Treba se istaći da ispitivanja koje je proveo Tomažević i Bosiljkov (2004) ukazuju da zidane konstrukcije, sa adekvatnim geometrijskim odnosima, detaljima i izgradnjom visokog kvaliteta obezbjeđuju adekvatnu otpornost na djelovanje potresa [11]. Tako, u važećem pravilniku Eurocode 8 [12], predlaže se da faktor ponašanja za obično ziđe iznosi 1.5 - 2.5, dok za omeđeno ziđe (zidovi ukruženi serklažima) data vrijednost se kreće od 2.0 do 3.0. Prema eksperimentalnim podacima date vrijednosti su nešto veće [16]. Dakle, putem izjednačavanja površina ispod idealizirane krive i eksperimentalne krive dobija se odgovarajuća vrijednost ultimne sile. Sheppard i Lutmana su 1988 godine na osnovu eksperimenata predložili da dobivenu vrijednost treba umanjiti za 20%. Pomjeranje  $d_u$  se sada može odrediti kao presjecište linija u vrijednosti od  $0.8H_{max}$  i opadajućeg dijela eksperimentalne krive (slika 3).

The resistance envelope curve is divided into characteristic domains, referred as characteristic limit states. Each characteristic limit state has its own pair of lateral force-displacement.

On the basis of numerous experimental investigations [2], [10], [13] it was determined that a relationship exists between the limit states and the values of damages occurring on the masonry structures [3].

The realistic hysteresis behaviors of masonry structures due to vertical loading and lateral force can be approximated by using a bilinear or trilinear diagrams for simple calculations. The following characteristic limit states can be identified based on experimental data:

- **Crack limit** - appearance of the first major crack, it is defined by the force  $H_{cr}$  and related displacement  $d_{cr}$ . Crack existence changes the slope of the curve and reduces the stiffness.

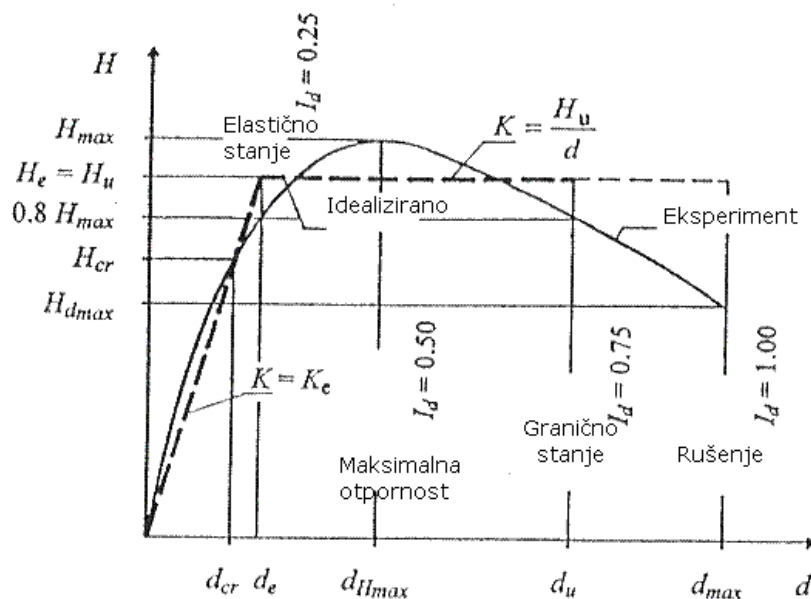
- **Elastic limit** - areas where the structure still behaves as linear elastic.

- **Maximum resistance** - maximum resistance of the structure determined on the basis of experiments, measured value of  $H_{max}$  and corresponding displacement  $d_{Hmax}$ .

- **Ultimate state** - where the resistance of the structure is below the acceptable limit. Ultimate displacement is determined during the experiments  $d_u$  and its corresponding force  $H_u$ .

- **Collapse** - It may be considered that, when the value of the resistance falls below  $0.8H_{max}$ , the structures is collapsed.

The calculations assume that the masonry is elastic, homogenous and isotropic material. On the basis of these assumptions, the maximum resistance and elastic stiffness can be calculated utilizing equations based on the theory of elasticity [2]. The simplest way to determine the effective stiffness is by the secant modulus of elasticity, meaning  $K_e = H_{cr}/d_{cr}$ . The structure behaves elastically in this region. Due to the fact that the diagram is bilinear, and as for brittle structures the period is the range:  $0.1s \leq T \leq 0.5s$ , in order to determine the value  $H_u$  the principle of work equalization is used, actually the value of dissipated energy of the real and idealized wall is equalized. It is necessary to emphasize that the testing that was conducted by Tomažević i Bosiljkov (2004) indicates that masonry structures, with proper geometric ratios, details and construction of high quality ensure adequate resistance towards earthquake actions [11]. In that respect, in the current valid Eurocode 8 [12], it is recommended that the behavior factor ( $q$ ) for plain masonry is 1.5 - 2.5, but 2.0 to 3.0 for confined masonry. However, experiments have shown that these values have a somewhat larger value [16]. The ultimate force is obtained by equalizing the areas between the idealized curve and the experimental curve. In 1988 Sheppard and Lutmana proposed that this value should be decreased by 20% as a result from experiments. Now the displacement  $d_u$  can be determined as an intersection between the line having the value of  $0.8H_{max}$  and the descending part of the experimental curve (figure 3).



Slika 3. Kriva kapaciteta sa označenim karakterističnim graničnim stanjima i pridruženim indeksima oštećenja prema [3])

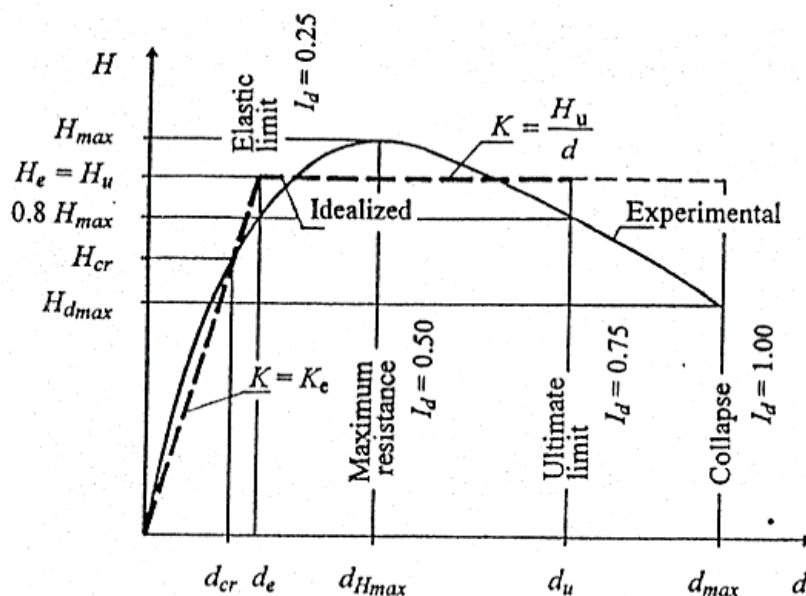


Figure 3. Seismic resistance envelope with characteristic limit states and attributed damage indexes as by [3])

Prema Tomaževiču [3], određenom stupnju oštećenja pridružuje se odgovarajući **indeks oštećenja**  $I_d$  koji je povezan sa prethodno definiranim karakterističnim stanjima (slika 3). Indeks oštećenja vezan je za fizičko oštećenje konstrukcije. Tako,  $I_d=0$  znači da nema oštećenja. Sa povećavanjem opterećenja, a u zavisnosti od dominantnog naprezanja pojavljuju se odgovarajuće pukotine: dijagonalne u slučaju smicanja, horizontalne u slučaju savijanja, usljed prekoračenja napona zatezanja u dijagonalnom pravcu dolazi do nastanka prvih pukotina koje se javljaju u jednom ili pak oba dijagonalna pravca. Ovo stanje odgovara elastičnom graničnom stanju, pri čemu njegov indeks iznosi  $I_d=0.25$ . Nastavljajući povećavati opterećenje dolazi do povećavanja broja pukotina i

According to [3], a certain **damage index**  $I_d$  is attributed to a certain degree of damage, which is connected to the previously defined characteristic limit states (figure 3). Damage indexes are correlated with the structure's degree of physical damage. So,  $I_d=0$  means that there is no damage. Increasing the loads, and depending on the predominant loading, certain types of cracks will occur: diagonal in the case of shear; horizontal in the case of flexure; and when the tensile stresses are exceeded, initial cracks will occur in one or in both diagonal directions. This situation is defined as elastic limit state, and the damage index has the value of  $I_d=0.25$ . The number of the cracks as well as their interconnection and webbedness will increase as the

njihovog međusobnog povezivanja u vidu mreže. U ovom slučaju dostiže se maksimalna otpornost zidnog elementa, odnosno konstrukcije a vrijednost indeksa oštećenja iznosi  $I_d=0.50$ . Za  $I_d=0.75$  je karakteristično da dolazi do povećanja širine pukotina i loma pojedinih zidnih elemenata i ispadanja dijelova zida. I konačno sa dostizanjem vrijednosti indeksa oštećenja od  $I_d=1.00$  konstrukcija je pretrpjela velika oštećenja, koja se ne mogu popraviti ili je došlo do rušenja zgrade. (slika 3)

### 3 KLASSE OSJETLJIVOSTI ZIDANIH KONSTRUKCIJA NA SEIZMIČKA DJELOVANJA PREMA EMS-98

Dobru definiciju "vulnerability" (osjetljivosti na djelovanje zemljotresa) dao je Sandi [4]: "The seismic vulnerability of a building is its behavior described via a cause-effect law, where the cause is the earthquake and the effect is the damage - Osjetljivost konstrukcije na seizmičko djelovanje predstavlja njeno ponašanje iskazano preko zakona uzrok-posljedica, gdje je uzrok zemljotres a posljedica je oštećenje." Kako bi imala praktičnu primjenu osjetljivost konstrukcije (vulnerability) mora biti iskazana preko broja. Dakle, neophodna su minimalno dva parametra jedan da definiira zemljotres a drugi oštećenja.

Definiranje oštećenja i stupnja oštećenja može biti iskazano kroz vizualna oštećenja, oštećenja u vidu smanjenja nosivosti, i preko ekonomskog aspekta. Za građevinskog inženjera najvažnija su oštećenja konstrukcije iskazana kroz smanjenje nosivosti i vidljiva oštećenja konstrukcije.

Kao seizmički parametar za definiranje zemljotresa može se koristiti makroseizmička skala u vidu **intenziteta I**. Intenzitet I, predstavlja pokazatelj djelovanja zemljotresa kako na konstrukciju (stupanj oštećenja objekata), ljude (subjektivni osjećaj podrhtavanja tla, panika), prirodu (vidljive napriline na tlu, promjena konfiguracije terena, pojava klizišta itd.) tako i na ekonomski dio (procjena štete).

Osnova za formiranje Europske makroseizmičke skale od 12 stepeni (European Macroseismic Scale-EMS-98) bila je MSK-64 (Medvedev-Sponheuer-Karnik) skala, koja je sama proistekla iz primjene MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) skale, modificirane Merkalijeve skale (MM-31 i MM-56). Kao i do sada skala je zadržala 12 stupnjeva, sa preciznijim i detaljnijim opisima. [6]

S druge strane definiranje parametra osjetljivosti konstrukcije (vulnerability) predstavlja još veći problem. Jedna od mogućnosti je da se procijeni vrijednost rekonstrukcije objekta u odnosu na izgradnju slične ili iste konstrukcije, što predstavlja ekonomsku procjenu oštećenja. Ili pak kao što je to u EMS-98 [6] i u obrascu napravljenom od strane GNDT-a [5] gdje se koristi indeks oštećenja koji se dobija iz diskretnih stanja oštećenja koja se pripisuju različitim elementima konstrukcije.

Kod EMS-98 podjela konstrukcija u klase osjetljivost (vulnerability classes) dana je u zavisnosti od tipa konstrukcije. Osjetljivost konstrukcija podijeljena je u klase, sa oznakama od A do F, a nosive konstrukcije su razvrstane prema vrsti nosivog sistema i vrsti materijala. Najslabijim konstrukcijama dodijeljena je klasa osjetljivosti A, a konstrukcijama koje će pokazati najbolje ponašanje usljed djelovanja zemljotresa pridružuje se klasa F. (Tabela 1)

loading is increased. It is in this situation, that the maximum resistance of the masonry element and the structure is reached, the value of the damage index being equal to  $I_d=0.50$ . With a  $I_d=0.75$  the width of the cracks is increased and there is fracture and even falling down of some masonry elements. By reaching  $I_d=1.00$ , however, the damage is so extensive that the structure is beyond repair or it collapsed (figure 3).

### 3 VULNERABILITY CLASSES OF MASONRY STRUCTURES ON SEISMIC ACTIONS ACCORDING TO EMS-98

Sandi [4] gave a good definition of vulnerability: "The seismic vulnerability of a building is its behavior described via a cause-effect law, where the cause is the earthquake and the effect is the damage." In order for vulnerability to be able to be used in practice, it has to be quantified by using a minimum two parameters, one to define the earthquake and the other to define damage.

Damage and degree of damage can be defined by visual damages, damages indicating the stiffness degradation, and by economic aspects. The first two are the most important for the civil engineer that is damages defined by stiffness reduction and visible damage of the structure.

When it comes to defining an earthquake in terms of the seismic parameter, a macroseismic scale with the value of **Intensity I** can be used. Intensity I signifies the impact an earthquake has on structures (degree of damage), people (subjective feeling of ground shaking, panic), nature (visible cracks on the ground, change in the terrain configuration, landslide etc.), and the economy (estimation of damage).

The basis of the 12 degree European macroseismic scale (European Macroseismic Scale-EMS-98) was the MSK-64 (Medvedev-Sponheuer-Karnik) scale, which itself is based on the MCS (Mercalli-Cancani-Sieberg) scale and the modified Mercalli scale (MM-31 and MM-56). As until now, the scale retained 12 degrees, with precise and detailed descriptions. [6]

On the other hand, defining the vulnerability parameters of the structure is a greater problem. One possibility is to gauge the estimated economic damages by comparing the reconstruction costs of the structure with estimated construction costs of a similar structure. Another possibility is to follow the EMS-98 [6] and the GNDT vulnerability card [5] by using a damage index that is derived from discrete damage states assigned to different building components.

The structures in EMS-98 are assigned into vulnerability classes depending on the Type of Structure. The vulnerability of structures is divided into classes, with letters from A to F, and the bearing structures are selected in respect to their construction system and material. The weakest structures are given a vulnerability class A, and the structures that will show the best behavior on the earthquake action a class F is assigned (Table 1)

Tabela 1. Podjela konstrukcija u klase osjetljivost (vulnerability classes) [6])  
 Table 1. Differentiation of Structures into vulnerability classes [6])

Type of Structure	Vulnerability Class					
	A	B	C	D	E	F
MASONRY	○					
	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
STEEL REINFORCED CONCRETE (RC)	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
	○—					
STEEL						
WOOD						

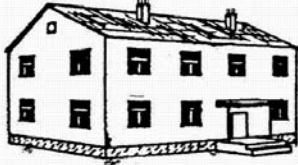




○ most likely vulnerability class; — probable range;  
 .....range of less probable, exceptional cases

Stupnjevi (Grades) oštećenja prikazani su odvojeno za zidane konstrukcije. Veličina stupnjeva oštećenja kreće se od 1 (Grade 1) neznatna do jedva primjetna oštećenja do 5 (Grade 5) koja predstavlja rušenje. Slikoviti prikaz konstrukcije dat je sa lijeve strane (slika 4). Za detaljniji opis vidjeti [9].

Obrazac GNDT za mjere oštećenja (stupnja osjetljivosti) uveden je još 1984 od strane Benedetti-a i Petrini-a nakon zemljotresa koji je pogodio Italiju (Parma zemljotres 1983). Obrazac se ažurira po potrebi. Sastoji se od dva nivoa, nivo I i II. Forma nivoa I, koristi se za sve vrste konstrukcija, uključuje podatke kao što su starost konstrukcije, lokacija, geometrija, tip objekta i pretrpljena oštećenja. Nivo II, sadrži samo parametre koji se odnose na karakteristike nosive konstrukcije i njeno ponašanje usljed djelovanja zemljotresa. Također, sadrži informacije koje se tiču ponašanja pojedinačnih elemenata konstrukcije (slika 5) kao i konstrukcije kao jedinstvene cjeline. Tu su podaci o tipu konstruktivnog sistema, geometriji konstrukcije, karakteristikama krovništa, uticaju nenosivih elemenata, trenutnom stanju konstrukcije. [5]

Damage Grades are given separately for the masonry structures. The grades of damages range from 1 (Grade 1) negligible to slight damage to 5 (Grade 5) which stand for destruction. Visible damages are given on the left side (figure 4). For detailed description see [9].

The GNDT vulnerability card was introduced in 1984 by Benedetti and Petrini after the 1983 Parma earthquake. The card is updated as needed. It consists of two levels, level I and II. The I level card is used for all types of structures, including data regarding age of the structure, location, geometric characteristics, type of structure and suffered damage. Level II contains only parameters related to the structural features of the building and its behavior on seismic actions. In addition, it contains information regarding behavior of individual components of the structure (figure 5), as well as the behavior of the entire structure on such actions. This data refers to type of load-bearing structure, geometry, roof characteristics, influence of non-structural elements, current state of the building [5].

Classification of damage to masonry buildings	
	<b>Grade 1: Negligible to slight damage</b> (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.
	<b>Grade 2: Moderate damage</b> (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.
	<b>Grade 3: Substantial to heavy damage</b> (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).
	<b>Grade 4: Very heavy damage</b> (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.
	<b>Grade 5: Destruction</b> (very heavy structural damage) Total or near total collapse.

Slika 4. Klasifikacija oštećenja kod ziđa [6]  
Figure 4. Classification of damage to masonry buildings [6]

Oštećenja na nosivim zidovima datim od strane National Group for Earthquake Loss Reduction - GNDT glase[7]:

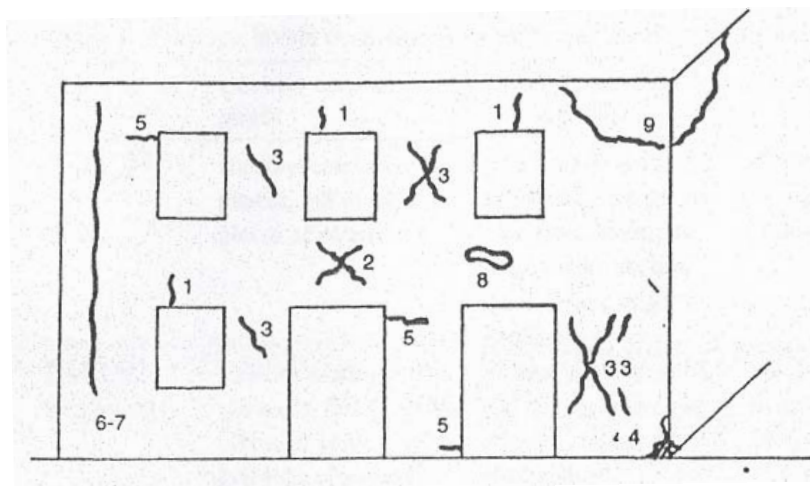
Damages on masonry bearing walls given by National Group for Earthquake Loss Reduction - GNDT are [7]:

Tabela 2

Nosivi zidovi od ziđa		
Nivo (level)	Intenzitet (severity)	Opis
A	Nikakva	Nema vidljivog oštećenja
B	Neznatno	Bilo koje pukotine do 1mm
C	Srednje	Pukotine do 4mm ukoliko pripadaju tipu pukotina 1, 5, 6, ili do 2mm ako pripadaju tipu pukotina 2, 3,7, do 4mm ukoliko pripadaju tipu pukotina 1, 5, 6, do 1mm ako pripadaju tipu pukotina 4, 8,9
D	Značajno	Pukotine do 10mm ukoliko pripadaju tipu pukotina 1, 5, 6, ili do 5mm ako pripadaju tipu pukotina 2, 3,7, do 4mm ukoliko pripadaju tipu pukotina 1, 5, 6, do 1mm ako pripadaju tipu pukotina 4, 8,9
E	Veoma značajno	Pukotine i oštećenja veća od D
F	Rušenje (razoreno)	

Table 2

Masonry bearing walls		
Level	Severity	Description
A	None	No visible damage
B	Slight	Any cracks up to 1mm
C	Medium	Cracks up to 4mm if belonging to 1, 5, 6 types; up to 2mm if belonging to 2, 3, 7 types; up to 1mm if belonging to 4, 8 or 9 types
D	Heavy	Cracks up to 10mm if belonging to 1, 5, 6 types; up to 5mm if belonging to 2, 3, 7 types; up to 4mm if belonging to 1, 5, 6 types; up to 1mm if belonging to 4, 8, 9 types
V	Very heavy	Cracks and damages higher than D
F	Destruction	



1) vertikalne pukotine uz otvore; 2) dijagonalne pukotine na parapetima i na nadprozornicima i nadvratnicima; 3) dijagonalne pukotine na međuprozorskim stupcima; 4) lokalno drobljenje ziđa sa ili bez ljuštenja maltera; 5) horizontalne pukotine nastale usljed savijanja na vrhu ili dnu vertikalnih „stubaca“ ziđa između otvora; 6) vertikalne pukotine koje prolaze kroz ziđe na mjestu ukrštanja zidova; 7) vertikalne pukotine na mjestima kontakta zidova; 8) otpadanje materijala na mjestima greda usljed udara; 9) odvajanje i isključenje zone ukrštanja dva ugaona zida

1) vertical cracks on openings; 2) diagonal cracks on parapets and in doors and window lintels 3) diagonal cracks on vertical strips of walls between openings; 4) local masonry crushing with or without spalling; 5) horizontal flexural cracks on top or bottom of vertical strips of walls between openings; 6) vertical cracks at wall intersections; 7) passing through vertical cracks at wall intersections; 8) spalling of material at the location of floor beams due to pounding; 9) separation and expulsion of the intersection zone of two corner walls

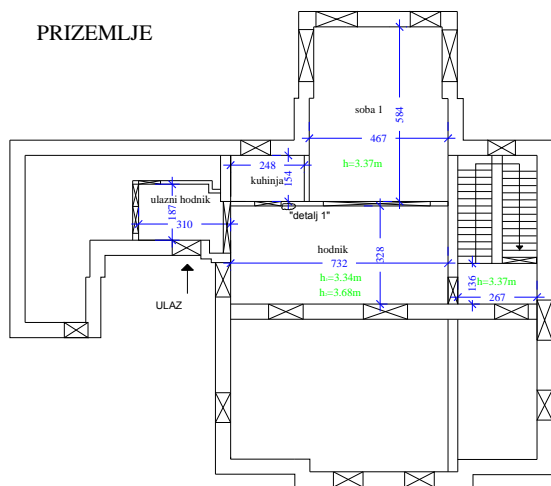
Slika 5. Vrste pukotina kod nosivih zidova ziđa [7]  
Figure 5. Types of cracks in masonry bearing walls [7]

#### 4 PRIMJER OŠTEĆENJA ZGRADE TURSKE AMBASADE U SARAJEVU

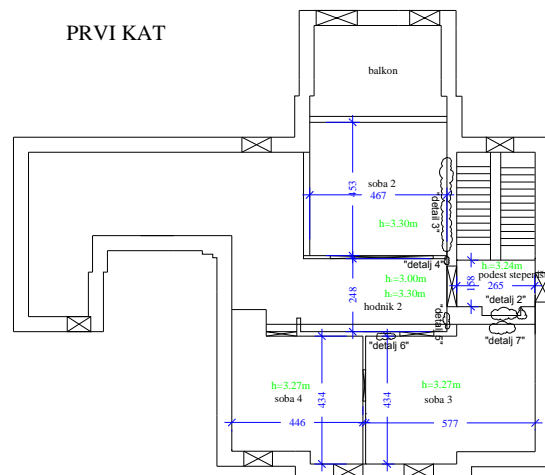
Većina pukotina, kao očigledno oštećenje, a što predstavlja jedan od ključnih faktora o kome se treba voditi računa pri brznoj i sigurnoj evaluaciji koja se uobičajeno provodi nakon zemljotresa, uočena je na zidu kod stepenišnog podesta (detalji 2) kao i na zidovima soba koje se nalaze na prvom katu (detalji 3, 4, 5, 6 i 7), dok su pukotine koje se nalaze u prizemlju manje značajne (detalji 1). Detalji su označeni na skicama 1 i 2.

#### 4 EXAMPLE OF THE TURKISH EMBASSY STRUCTURE DAMAGE IN SARAJEVO

Most of the cracks, which are understood as damage and which represent one of the key factors that must be considered during the fast and secure evaluation following after an earthquake, were observed to be located on the stair landing's wall (detail 2) and in the rooms on the first floor (details 3, 4, 5, 6 and 7), while the cracks on the ground floor (detail 1) were determined to be of a minor importance. Details are marked on the drafts 1 and 2.



Skica 1 – prizemlje  
Draft 1 – Ground floor



Skica 2 – I kat  
Draft 2 – 1<sup>st</sup> floor

Periferna pukotina u prizemlju (detalj 1) na pregradnom zidu predstavlja karakterističnu horizontalnu pukotinu kod zidnih elemenata koja se javlja usljed savijanja na mjestima između otvora (postojanje vrata u ovom slučaju), što se često povezuje sa lokalnim defektima prilikom izgradnje same konstrukcije. Prema GNDT ovo pripada tipu 5 pukotine i nivou B (slika 5).

Najveća koncentracija pukotina uočena je na podestu stepeništa i to na nosivom zidu (Slika 6-detalj 2). Pored najveće koncentracije pukotina na ovom području i širina pukotina dostiže najveću vrijednost.

Peripheral crack on the ground floor (detail 1) on the non-bearing wall represents a characteristic horizontal crack on masonry elements resulting from flexure on the top or bottom of the vertical strips of walls between openings, which is very often connected with local defects during the construction of the building. According to GNDT, this can be referred to as 5 type crack and level B (figure 5).

The largest concentration of the cracks, as well as the largest of the cracks, is on the stair landing's wall, which is the bearing wall (figure 6-detail 2).



Slika 6. Detalj 2 – Podest stepeništa  
Figure 6. Detail 2 – Stair landing wall



Slika 7. Detalj 6 – Podest stepeništa  
Figure 7.- Detail 6 – Stair landing wall



Mjerenjem je utvrđeno da se širina pukotina kreće od 0.1mm do 0.5mm, pukotine se prostiru unutar debljine maltera (2.0cm i 3.5cm) i prostiru se kroz spojnice maltera, pri čemu nema nikakvih oštećenja na opekama, no uočeno je osipanje maltera (slike 8, 9). [14]

Velika podužna pukotina uočena je u sobi 2 (skica 2 i slika 10).

Pukotine su smještene na mjestu kontakta vertikalnih nosivih zidova i drvene međukatne konstrukcije. Maksimalna širina pukotine na ovoj lokaciji iznosi 0.7mm, pukotina prati liniju spojnice, nema oštećenja na zidanim elementima, veza između opeke i maltera je djelimično izgubljena, malter se pretvorio u prah. Kako je veza oslabljena uočeno je blago pomjeranje opeke, što je i logično s obzirom na lokalni gubitak spoja. Susjedna opeka nije pomjerena što nadalje ukazuje da se radi o lokalnoj nestabilnosti, lokanom gubitku spoja između opeke i maltera. [14]

Druga strana zida koji se nalazi na podestu stepeništa odgovara zidu koji se nalazi u sobi br. 3 (slika 11). Postojanje pukotina je evidentno i prikazano na slici 12.

Pukotine širine ne veće od 0.3mm se prostiru unutar debljine maltera cijelog gornjeg dijela nosivog zida. Pukotina na mjestu kontakta dva zida bila bi značajna da se radilo o većoj širini. Nije pronađena nikakva veza između prostiranja pukotina na dvije strane nosivog zida.



Slika 8. Detalj 2A – Zid na stepenišnom podestu  
Figure 8. Detail 2A – Stair landing wall



Slika 9. Detalj 2B – Zid na stepenišnom podestu  
Figure 9. Detail 2B – Stair landing wall



Slika 10. Detalj 3 – Soba  
Figure 10. Detail 3 – Room 2



Slika 11. Detalj 3 – Soba 2  
Figure 11. Detail 3 – Room 2

The measured width of the cracks is in the range of 0.1mm to 0.5mm, the cracks are within the plaster zone (2.0cm and 3.5cm) and radiating outward in the mortar towards the joints, no visible damages are seen on the bricks, but silting of mortar is evident (figures 8, 9). [14]

Large longitudinal crack located in the room no. 2 (draft 2 and figure 10).

Cracks are located on the connection between the vertical bearing walls and the wooden slab. The maximal measured width of the largest crack was 0.7mm., the crack follows the joint path, no damages on the bricks, the joint connection between the mortar and the brick is partly loosen, the mortar turned into a powder. As the connection is lost small movement of the brick is evident, which is quite logical due to partial connection lost. The neighboring brick is not moved which further indicates that this is just of a local manner, and local connection loss between the brick and the mortar [14].

The other side of the bearing wall on the stair landing is the wall in the room 3 (figure 11). Existence of the cracks is evident and indicated on figure 12.

The cracks of the width no larger than 0.3mm were spreading and radiating over the bearing wall within the plaster zone. The cracks located on the contact of the two walls would be of greater importance if its width was bigger. No connection between the spreading patterns on the two sides of the bearing masonry wall was found.



Slika 12. Detalj 7 – Soba 3  
Figure 12. Detail 7 – Room 3



Slika 13. Detalj 7 – Soba 3  
Figure 13. Detail 7 – Room 3

Izgradnja konstrukcije bila je u vremenu kada nisu postojali propisi za seizmička opterećenja. Dva osnovna faktora koja utiču na ponašanje konstrukcija pod dejstvom zemljotresa su nosivi sistem konstrukcije i kvalitet materijala i izvođenje radova. Tlocrt zgrade je poligonalnog nepravilnog oblika, što je jedan od elemenata koji nepovoljno utiče na seizmičku otpornost konstrukcije. Nosiva konstrukcija sastoji se od nosivih vertikalnih zidova od pune opeke, dok je međukatna konstrukcija izvedena od drveta. Nepravilna osnova, raspored zidova za preuzimanje seizmičkih sila, i kruto stepenište koje se nalazi na istočnoj strani objekta, dovode do ekscentriciteta centra krutosti i centra masa, što rezultira dodatnom torzionom momentu i koncentraciji napona. Nepostojanje vertikalnih serklaža predstavlja još jedan faktor koji utiče na povećanje osjetljivosti konstrukcije na djelovanje zemljotresa.

Pošto je međukatna stropna konstrukcija napravljena od drveta radi se o fleksibilnoj dijafragmi, podovi nisu kruti i ne dolazi do prenosa seizmičkih sila na zidove proporcionalno njihovoj krutosti kao kod nosivih konstrukcija zgrada sa aksijalno krutim tavanicama. Većina horizontalnih pukotina, maksimalne širine do 0.7mm nalazi se na kontaktu između vertikalnih nosivih zidova i međukatne konstrukcije. Može se pretpostaviti da je, zbog nepovezanosti zidova, svaki djeluje za sebe i deformira se u smjeru manjeg otpora, došlo do koncentracije oštećenja na najkrućem mjestu (stepenišnom podestu). Ovo je tipično oštećenje usljed djelovanja zemljotresa srednje jačine, kod konstrukcija sa međukatnom konstrukcijom napravljenom od drveta.

Evidentna su mala pomjeranja opeke na nekim mjestima, što implicira na to da je veza između maltera i opeke oslabljena u ovim područjima. Konstrukcija izgrađena negdje u ranim 1900-tim, vremenu kada je malter koji se upotrebljavao sadržavao značajnu količinu kreča, te sam proces starenja je uticao da malter izgubi dio svoje elastičnosti i čvrstoće što je rezultiralo djelimičnom osipanju maltera.

Konstrukcija zgrade se prema EMS-98 može svrstati u konstrukcije kojima odgovara klasa osjetljivosti "vulnerability class" **B**. Zemljotres magnitude M=3.8 po Richter-ovoj skali prema USGS (US Geological Survey)

The structure was constructed during the time when there were no codes for seismic actions. Two basic factors that influence the behavior of structures on earthquake actions are the bearing system of the structure and material quality and quality of construction works. The layout of the structure is of a polygonal irregular shape, which is one of the elements that has a negative effect on the seismic resistance of a structure. The load bearing structure consists of vertical bearing walls made of solid brick, while the floors are made of timber. Irregular layout, distribution of the wall for taking over the seismic forces and a stiff staircase located on the eastern part of the structure, lead to eccentricity of the center of stiffness and center of mass, which results in additional torsion moment and stress concentration. Nonexistence of tie-columns is an additional factor that increases the vulnerability of structures on seismic actions.

Due to the fact that the slab is made of timber it is considered as a flexural diaphragm, the floors are not rigid in their own plane, there is no adequate transfer of seismic forces onto the walls proportional to their stiffness as is the case with the bearing structures with axial rigid slabs. Most of the horizontal cracks, having a maximum width of 0.7mm are located on the contact between the vertical bearing walls and the slab. It could be assumed, that due to inadequate connection of the walls, each wall works for itself and deforms in its' weak direction, with the greatest the concentration of the cracks located on the stiffest place (stair case). This is typical damage to structures with timber slabs resulting from moderate earthquake.

Small brick movements on some locations are observed, implicating that the connection between the mortar and the brick is loosen in this area. The structure was built somewhere in the early – 1900s, at that time the mortar that was used had a large amount of lime, mortar used was of a lime variety, the aging process has contributed to the mortar losing some of its elasticity and strength and being partly silted.

According to EMS-98, the structure of the building can be classified into the vulnerability class" **B**. An earthquake of the magnitude of M=3.8 on the Richter's

svrstava se u zemljotrese manje jačine "Minor". A prema klasifikaciji oštećenja zida, odnosno zidane konstrukcije kao cjeline, prema EMS-98 (slika 4), ovaj objekat se može svrstati u **Grade 1 (Stupanj 1)**. Ova klasa je karakteristična po neznatnim oštećenjima, pri čemu nije došlo do oštećenja nosivih elemenata. Na konstrukciji su uočene tanke naprsline, i lokalno odvajanje maltera i opeke, svrstavajući konstrukciju u Klasu 1.

Na cjelokupnoj konstrukciji nije uočena značajna pukotina, tako da se sa sigurnošću može tvrditi da konstrukcija nije dostigla "**crack limit**", odnosno da se indeks oštećenja nalazi ispod vrijednosti  $I_d = 0.25$ . Dakle, konstrukcija prilikom odgovora na seizmička djelovanja nalazila se u području elastičnosti.

Povezujući se na tabelu 2 danu od strane GNDT-a (vidi sliku 5 i tabelu 2), a vezanu za lokalna oštećenja nosivih zidova zidane konstrukcije može se zaključiti da zid koji se nalazi na podestu stepeništa pripada nivou (level) oštećenja B. Također, zid koji se nalazi u sobi 3 gdje se proteže velika podužna pukotina (0.7mm) spada u nivo oštećenja B. Ostali zidovi se mogu svrstati u nivo A s obzirom da nema vidnih oštećenja zidanih elemenata.

## 5 ZAKLJUČAK

Zgrada koja je izgrađena na samom početku 20-tog vijeka, uzimajući u obzir da tada nisu postojali nikakvi seizmički propisi, pokazala je dosta dobro ponašanje nakon djelovanja zemljotresa koji se desio 31 marta 2009 godine. Većina horizontalnih pukotina nalazi se na kontaktu između vertikalnih nosivih zidova i drvene međukatne konstrukcije. Koncentracija oštećenja se nalazi na gornjem katu. Pretpostavlja se da je usljed nepovoljne veze međukatne drvene konstrukcije i zidova došlo do koncentracije oštećenja na najkručem mjestu (stepenišnom podestu).

Prema EMS-98 ova konstrukcija pripada klasi osjetljivosti "vulnerability class" **B**. A prema klasifikaciji oštećenja zida, odnosno zidane konstrukcije kao cjeline, prema EMS-98 (slika 4), ovaj objekat se može svrstati u **Grade 1 (Stupanj 1)**. Ovaj stupanj je karakterističan po neznatnim oštećenjima, pri čemu nije došlo do oštećenja nosivih elemenata. Na konstrukciji su uočene tanke naprsline i lokalno odvajanje maltera i opeke.

Indeks oštećenja se nalazi ispod vrijednosti  $I_d = 0.25$  jer na konstrukciji nije uočena značajna pukotina, pa se može zaključiti da konstrukcija nije dostigla "**crack limit**". Kada se radi o lokalnom oštećenju zidova, prema [7] najoštećeniji zidovi spadaju u **nivo (level) B**. Može se zaključiti da zidana konstrukcija ipak nije "tako" kruta, te da posjeduje određenu duktilnosti i sposobnosti disipacije energije.

Preporučena je sanacija oštećenja koja su nastala kao rezultat djelovanja zemljotresa. Pukotine širine do 0.3mm mogu se ispuniti injektiranjem cementnim malterom, ili pak se može pristupiti ojačanju cijelog zida sa tankim armiranobetonskim oblogama. Na ovaj način povećala bi se nosivost konstrukcija. Drvene tavanice se mogu ukrutiti sa prednapregnutim dijagonalnim zategama. Ovim se najmanje mijenja autentičnost nosivog sistema zgrade imajući u vidu da je zgrada pod zaštitom kulturno-historijskog i prirodnog naslijeđa Sarajeva.

Scale is classified as a "Minor" earthquake by the USGS (US Geological Survey). According to EMS-98 (figure 4) damage of the masonry structure as a whole can be identified as **Grade 1**. This grade is characterized by negligible to slight damage, and no damage to the bearing elements. It was because small cracks were observed on the structure and there was local separation of the brick and mortar that the structure was categorized as Grade 1.

No major crack was observed on the entire structure, thus that the structure did not reach the "**crack limit**" indicating that the damage index is below the value of  $I_d = 0.25$ . Therefore, the structure was within the elastic range during its' response to the earthquake action.

Making a connection to the table 2 given by GNDT (see figure 5 and table 2), regarding the local damage of the masonry bearing walls it can be concluded that the wall on the stair case belongs to the damage level B. As well the wall located in the room 3, where the long longitudinal crack is located (0.7mm) is classified into the damage level B. The other walls can be regarded as level A damage due to the fact that there are no visible damages on the masonry elements.

## 5 CONCLUSION

The building that was constructed at the beginning of the 20<sup>th</sup> century, taking into account that at that time there were no codes regarding seismic actions, behaved rather well in the presence of earthquake actions, which occurred on 31 March 2009. The majority of the horizontal cracks are located on the contact zone of the vertical bearing walls and timber floor. Concentration of the damages is located on the upper floor. It is assumed that due to the inadequate connection of the timber floor and the walls the concentration of the damages are located on the stiffest place (stair case).

According to EMS-98, this building is classified as a "vulnerability class" **B** structure. A masonry structure as a whole, according to EMS-98 (figure 4) is classified as Grade 1. According to this grade the building has suffered slight damage, with no damages of the bearing elements. The structure has small cracks and exhibits local separation of brick and mortar.

Damage index is below the value of  $I_d = 0.25$  as no major crack was observed on the structure, so it can be concluded that the structure did not reach the "**crack limit**." When talking about local damages of the walls, and according to [7] the most damaged wall is classified into the **level B**. It can be concluded that the masonry structure is not "so" brittle, and that it possesses certain ductility and the ability to dissipate energy.

Repair of damages resulting from the earthquake action is proposed. Cracks of the 0.3mm width could be injected with cement mortar, or strengthening of the entire wall with reinforced concrete covers could be done. In this way, the structure load bearing would be increased. Pre-stressed diagonal ties could be used to stiffen the timber floors. The advantage to this is that there would be minimal change to the authentic bearing system, thereby maintaining the building under the protection of "Cultural and Historic Heritage of the City of Sarajevo."

## 6 LITERATURA

- [1] D. Bernardini and G.M. Benzoni, Seismic vulnerability index versus damage for unreinforced masonry buildings. Proc. Int. Conf. on Reconstruction, Restoration and Urban Planning of Towns and Regions in Seismic Prone Areas, Skopje 1985, pp. 333-347.
- [2] M. Tomažević, Seismic Design of Masonry Structures, Progress in Structural Engineering and materials 1, 1 (1997), pp. 88-95
- [3] M. Tomažević, Correlation between damage and seismic resistance masonry walls and buildings, Seismic damage Masonry Buildings, Bernardini (ed.), 1999 Balkema, Rotterdam, pp.160-168
- [4] Sandi, H. Report of the Working Group "Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems" of the European Association of Earthquake Engineering, Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, 1986
- [5] GNDT, Rischio Sismico di Edifici Pubblici, Parte I: Aspetti Metodologici, Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti, CNR, 1993, pp.126
- [6] European Macroseismic Scale 1998, Editor G. Grünthal, Conseil de l' Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15, Luxembourg 1998
- [7] G.Di. Pasquale & G.Orsini, Damage scales in macroseismic and in GNDT formats for damage recognition, Seismic damage Masonry Buildings, Bernardini (ed.), 1999 Balkema, Rotterdam, pp. 121-130
- [8] Eurocode 6, Design of Masonry Structures, Part 3 - Simplified calculation Methods, July 2003

## REZIME

### PROCJENA OŠTEĆENJA NOSIVE KONSTRUKCIJE ZGRADE AMBASADE REPUBLIKE TURSKE U SARAJEVU, OŠTEĆENE NAKON ZEMLJOTRESA, 31.03.2009. GODINE

Naida ADEMOVIĆ  
Mustafa HRASNICA

U Sarajevu, kao i u cijeloj Bosni i Hercegovini, ima mnogo starijih zgrada koje su izgrađene od zida, pri čemu su međukatne konstrukcije od drveta. Jedan takav objekat je zgrada u kojoj je trenutno smještena Ambasada Republike Turske u Bosni i Hercegovini. Ovaj objekat se zbog svoje posebne vrijednosti nalazi na listi građevina pod zaštitom kulturno-historijskog i prirodnog naslijeđa Sarajeva. Nakon zemljotresa koji je se desio 31 marta 2009 godine pojavile su se pukotine u nosivoj zidanoj konstrukciji. Analizirana su oštećenja na zgradi primjenom indeksa oštećenja, izvršena je klasifikacija objekta prema osjetljivosti konstrukcije, kao i nivo oštećenja pojedinačnih zidova. Prikazana su oštećenja koja su nastala na konstrukciji, elaborirani njihovi uzroci i predložen mogući način sanacije nastalih oštećenja.

## 6 REFERENCES

- [9] Hrasnica M, Seismic Vulnerability of Typical Multistory Buildings in Bosnia and Herzegovina, Damage assessment and reconstruction after natural disasters and previous military activities, NATO-ARW 983112 (eds. A. Ibrahimbegović and M. Zlatar), October 5-9, 2008, Sarajevo, pp. 335-344
- [10] Medić S., Ćurić J., Imamović I., Ademović N., and Dolarević D., Damage Analysis of Reinforced Concrete and Masonry Structures in the City of Sarajevo, Damage assessment and reconstruction after natural disasters and previous military activities, NATO-ARW 983112 (eds. A. Ibrahimbegović and M. Zlatar), October 5-9, 2008, Sarajevo, pp. 385-391
- [11] V. Bosiljkov, M. Tomažević, Experimental Approach in Determining the Structural Behaviour Factor for URM Buildings, COST C12-WG 2, 2004, pp. 135-141
- [12] Eurocode 8, prEN 1998-1, 2003
- [13] Tomažević M., Modena C., Seismic Behavior of Masonry Buildings with a Mixed Structural System: Earthquake Simulation Study of Three-Storey Building Models, European Earthquake Engineering 1, 1989 pp. 29-40
- [14] Hrasnica M., Ademović, N, Report on the survey and inspection of the Republic of Turkey Embassy's building located in the Hamdije Kreševljakovića Street in Sarajevo after the 31, March 2009 earthquake, 22.05.2009., Institute for Materials and Structures Sarajevo, University of Sarajevo, Faculty of Civil Engineering, May 2009, pp. 1-17
- [15] M. Tomažević, Seismic Design of Masonry Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997, pp. 88-95

## SUMMARY

### DAMAGE ASSESSMENT OF THE TURKEY EMBASSY'S BUILDING IN SARAJEVO AFTER THE 31 MARCH 2009 EARTHQUAKE

Naida ADEMOVIC  
Mustafa HRASNIC

There are a number of old buildings constructed of plain masonry with timber floors located in Sarajevo and elsewhere in Bosnia and Herzegovina. The building where the Embassy of the Republic of Turkey to Bosnia and Herzegovina is currently located is one of them. Due to its historic value, this building has been added to a list of sites that are under the protection of the Cultural and Historic Heritage of the City of Sarajevo. After the 31 March 2009 earthquake cracks were noticed on the load-bearing structure. Damages were assessed utilizing the damage index and vulnerability classification, as well as by defining the level of individual walls. Damages that occurred to the structure are identified; causes for the damage and recommendations for rehabilitation are given in this paper.

## UPUTSTVO AUTORIMA\*

### Prihvatanje radova i vrste priloga

U časopisu Materijali i konstrukcije štampaće se neobjavljeni radovi ili članci i konferencijska saopštenja sa određenim dopunama ili bez dopuna, prema odluci Redakcionog odbora, a samo izuzetno uz dozvolu prethodnog izdavača prihvaćće se i objavljeni rad. Vrste priloga autora i saradnika koji će se štampati su: originalni naučni radovi, prethodna saopštenja, pregledni radovi, stručni radovi, konferencijska saopštenja (radovi sa naučno-stručnih skupova), kao i ostali prilozi kao što su: prikazi objekata i iskustava - primeri, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

*Originalni naučni rad* je primarni izvor naučnih informacija i novih ideja i saznanja kao rezultat izvornih istraživanja uz primenu adekvatnih naučnih metoda. Dobijeni rezultati se izlažu kratko, jasno i objektivno, ali tako da poznavalac problema može proceniti rezultate eksperimentalnih ili teorijsko matematičkih analiza i tok razmišljanja, tako da se istraživanje može ponoviti i pri tome dobiti iste ili rezultate u okvirima dopuštenih odstupanja, kako se to u radu navodi.

*Prethodno saopštenje* sadrži prva kratka obaveštenja o rezultatima istraživanja ali bez podrobnih objašnjenja, tj. kraće je od originalnog naučnog rada. U ovu kategoriju spadaju i diskusije o objavljenim radovima ako one sadrže naučne doprinose.

*Pregledni rad* je naučni rad koji prikazuje stanje nauke u određenoj oblasti kao plod analize, kritike i komentara i zaključaka publikovanih radova o kojima se daju svi neophodni podaci pregledno i kritički uključujući i sopstvene radove. Navode se sve bibliografske jedinice korišćene u obradi tematike, kao i radovi koji mogu doprineti rezultatima daljih istraživanja. Ukoliko su bibliografski podaci metodski sistematizovani, ali ne i analizirani i raspravljani, takvi pregledni radovi se klasifikuju kao stručni pregledni radovi.

*Stručni rad* predstavlja koristan prilog u kome se iznose poznate spoznaje koje doprinose širenju znanja i prilagođavanja rezultata izvornih istraživanja potrebama teorije i prakse. On sadrži i rezultate razvojnih istraživanja.

*Konferencijsko saopštenje* ili rad sopšten na naučno-stručnom skupu koji mogu biti objavljeni u izvornom obliku ili ih autor, u dogovoru sa redakcijom, bitno preradi i proširi. To mogu biti naučni radovi, naročito ako su sopštenja po pozivu Organizatora skupa ili sadrže originalne rezultate prvi put objavljene, pa ih je korisno uz određene dopune učiniti dostupnim široj stručnoj javnosti. Štampaće se i stručni radovi za koje Redakcioni odbor oceni da su od šireg interesa.

*Ostali prilozi* su prikazi objekata, tj. njihove konstrukcije i iskustava-primeri u građenju i primeni različitih materijala, diskusije povodom objavljenih radova i pisma uredništvu, prikazi knjiga i zbornika radova, kao i obaveštenja o naučno-stručnim skupovima.

Autori uz rukopis predlažu kategorizaciju članka. Svi radovi pre objavljivanja se recenziraju, a o prihvatanju za publikovanje o njihovoj kategoriji konačnu odluku donosi Redakcioni odbor.

Da bi se ubrzao postupak prihvatanja radova za publikovanje, potrebno je da autori uvažavaju Uputstva za pripremu radova koja su navedena u daljem tekstu.

### Uputstva za pripremu rukopisa

Rukopis otkucati jednostrano na listovima A-4 sa marginama od 31 mm (gore i dole) a 20 mm (levo i desno), u Wordu fontom Arial sa 12 pt. Potrebno je uz jednu kopiju svih delova rada i priloga, dostaviti i elektronsku verziju na navedene E-mail adrese, ili na CD-u. Autor je obavezan da čuva jednu kopiju rukopisa kod sebe zbog eventualnog oštećenja ili gubitka rukopisa.

**Od prethodnog broja, prema odluci Upravnog odbora Društva i Redakcionog odbora, radovi sa pozitivnim recenzijama i prihvaćeni za štampu, publikuju se na srpskom i engleskom jeziku.**

Svaka stranica treba da bude numerisana, a optimalni obim članka na jednom jeziku, je oko 16 stranica (30000 slovnih mesta) uključujući slike, fotografije, tabele i popis literature. Za radove većeg obima potrebna je saglasnost Redakcionog odbora.

Naslov rada treba sa što manje reči (poželjno osam, a najviše do jedanaeset) da opiše sadržaj članka. U naslovu ne koristiti skraćenice ni formule. U radu se iza naslova daju ime i prezime autora, a titule i zvanja, kao i ime institucije u podnožnoj napomeni. Autor za kontakt daje telefone, faks i adresu elektronske pošte, a za ostale autore poštansku adresu.

Uz sažetak (rezime) od oko 150 do 200 reči, na srpskom i engleskom jeziku daju se ključne reči (do deset). To je jezgrovit prikaz celog članka i čitaocima omogućuje uvid u njegove bitne elemente.

Rukopis se deli na poglavlja i potpoglavlja uz numeraciju, po hijerarhiji, arapskim brojevima. Svaki rad ima uvod, sadržinu rada sa rezultatima, analizom i zaključcima. Na kraju rada se daje popis literature.

Kod svih dimenzionalnih veličina obavezna je primena međunarodnih SI mernih jedinica.

Formule i jednačine treba pisati pažljivo vodeći računa o indeksima i eksponentima. Autori uz izraze u tekstu definišu simbole redom kako se pojavljuju, ali se može dati i posebna lista simbola u prilogu.

Prilozi (tabele, grafikoni, sheme i fotografije) rade se u crno-beloj tehnici, u formatu koji obezbeđuje da pri smanjenju na razmere za štampu, po širini jedan do dva stupca (8cm ili 16.5cm), a po visini najviše 24.5cm, ostanu jasni i čitljivi, tj. da veličine slova i brojeva budu najmanje 1.5mm. Originalni crteži treba da budu kvalitetni i u potpunosti pripremljeni za presnimavanje. Mogu biti i dobre, oštre i kontrastne fotokopije. Koristiti fotografije, u crno-beloj tehnici, na kvalitetnoj hartiji sa oštrim konturama, koje omogućuju jasnu reprodukciju. Skraćenice u prilogima koristiti samo izuzetno uz obaveznu legendu. Prilozi se posebno označavaju arapskim brojevima, prema redosledu navođenja u tekstu. Objašnjenje tabela daje se u tekstu.

Potrebno je dati spisak svih skraćenica korišćenih u tekstu.

U popisu literature na kraju rada daju se samo oni radovi koji se pominju u tekstu. Citirane radove treba prikazati po azbučnom redu prezimena prvog autora. Literaturi u tekstu označiti arapskim brojevima u uglastim zagradama, kako se navodi i u Popisu citirane literature, napr [1]. Svaki citat u tekstu mora se naći u Popisu citirane literature i obrnuto svaki podatak iz Popisa se mora navesti u tekstu.

U Popisu literature se navode prezime i inicijali imena autora, zatim potpuni naslov citiranog članka, iza toga sledi ime časopisa, godina izdavanja i početna i završna stranica (od - do). Za knjige iza naslova upisuje se ime urednika (ako ih ima), broj izdanja, prva i poslednja stranica poglavlja ili dela knjige, ime izdavača i mesto objavljivanja, ako je navedeno više gradova navodi se samo prvi po redu. Kada autor citirane podatke ne uzima iz izvornog rada, već ih je pronašao u drugom delu, uz citat se dodaje «citirano prema...». Neobjavljeni članci mogu se pominjati u tekstu kao «usmeno saopštenje».

Autori su odgovorni za izneseni sadržaj i moraju sami obezbediti eventualno potrebne saglasnosti za objavljivanje nekih podataka i priloga koji se koriste u radu.

Ukoliko rad bude prihvaćen za štampu, autori su dužni da, po uputstvu Redakcije, unesu sve ispravke i dopune u tekstu i prilogima.

Za detaljnija tehnička uputstva za pripremu rukopisa autori se mogu obratiti Redakcionom odboru časopisa.

Rukopisi i prilozi objavljenih radova se ne vraćaju. Sva eventualna objašnjenja i uputstva mogu se dobiti od Redakcionog odbora.

Radovi se mogu slati i na e-mail: folic@uns.ac.rs ili miram@uns.ac.rs.

\* Od prethodnog broja uputstvo autorima je modifikovano i treba ga, u pripremi radova, slediti.