

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

ხელნაწერის უფლებით

მიხეილ მუხიგულიშვილი

რკინაბეტონის შეკუმშული სვეტების მდგრადობის შეფასება
სეისმური ზემოქმედებისას

დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად
წარდგენილი დისერტაციის

ავტორ ე ფ ე რ ა ტ ი

თბილისი

2015 წ.

სამუშაო შესრულებულია საქართველოს ტექნიკურ უნივერსიტეტში,
სამშენებლო ფაკულტეტზე,
სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტში.

სამეცნიერო ხელმძღვანელი: სრული პროფესორი ჯემალ ესაიაშვილი

რეცენზენტები: სრული პროფესორი სერგო ესაძე
ტ.მ.კ. ალექსანდრე ბერძენიშვილი

დაცვა შედგება 2015 წლის “1” ივლისი 13⁰⁰ საათზე,
საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სამშენებლო ფაკულტეტის
სადისერტაციო საბჭოს კოლეგიის სხდომაზე, სტუ-ს პირველი კორპუსი,
მე-3 სართული.

მისამართი: თბილისი 0175, კოსტავას 68^ბ, სასწავლო, სამეცნიერო და
საექსპერტო ლაბორატორიის მე-3 სართულზე.

დისერტაციის გაცნობა შეიძლება სტუ-ს ბიბლიოთეკაში,
ხოლო ავტორეფერატისა - სტუ-ს ვებ-გვერდზე.

სადისერტაციო საბჭოს

სწავლული მდივანი:

სრული პროფესორი დ. ტაბატაძე

ნაშრომის საერთო დახასიათება

თემის აქტუალურობა: თანამედროვე მშენებლობაში ახალი კლასის ბეტონებისა და არმატურის გამოყენება, მარაგის კოეფიციენტების შემცირება, ტენდენცია გაიზარდოს ელემენტების მალი და მოქნილობა, შესაბამისად ზრდის რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების პასუხისმგებლობას. გარდა ამისა, კომპიუტერული საინჟინრო დაპროგრამების მეთოდების განუწყვეტელი განვითარება, რკინაბეტონის მუშაობის შესახებ ექსპერიმენტული მონაცემების დაგროვება, განაპირობებს აუცილებლობას და შესაძლებელს ხდის სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციები გაანგარიშებულ იქნას დეფორმირებული სქემით, ფიზიკური და გეომეტრიული არაწრფივობის გათვალისწინებით.

რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების სიმტკიცესა და მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული მეთოდების სრულყოფა და მათი გადაჭრის ახალი გზების ძიება, რომელიც უზრუნველყოფს შენობის საიმედოობას. თუ გამოყენებული მასალის სიმტკიცე და დეფორმაციულობის მახასიათებლები ბოლომდეა გამოყენებული, შედეგად მცირდება კონსტრუქციის ღირებულება და მასალის ხარჯი, რაც შენობა – ნაგებობების ოპტიმალური დაპროექტების მთავარ მოთხოვნას წარმოადგენს.

დისერტაციის მიზანს შეადგენს: ღეროვანი სისტემების, კერძოდ, მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასულ შენობებში, მზიდი კონსტრუქციების – სვეტების მდგრადობის თეორიულ და ექსპერიმენტულ კვლევას, სეიმური დატვირთვების დროს. შესწავლილია სეიმური ზემოქმედებით წარმოქმნილი დამატებითი ექსცენტრისიტეტის გავლენა ელემენტების მდგრადობის დაკარგვაში.

ექსპერიმენტული კვლევის ამოცანაა:

1. მრავალსართულიანი შენობის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობის შესწავლა მისი არაწრფივი დეფორმაციების გათვალისწინებით, შენობა-

ნაგებობის რღვევის სქემის ანალიზი და გაანგარიშების მეთოდების შერწყმა-დახვეწა თანამედროვე ტექნოლოგიებისა და სტანდარტების გათვალისწინებით.

2. ჩარჩოვან სისტემებში შეკუმშული ელემენტების საანგარიშო სიგრძის დასადგენი მეთოდიკის სრულყოფა და შემდგომი დაზუსტება თეორიული კვლევების საფუძველზე;
3. მიღებული შედეგების გათვალისწინებით ახალი რეკომენდაციების შექმნა დამპროექტებლებისა და პრაქტიკოს-ინჟინრებისათვის.

მეცნიერული სიახლე: ნაშრომში განხილულია რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე გაანგარიშების არსებული და თანამედროვე მეთოდები, რომელთა ანალიზის საფუძველზე შემუშავდა რეკომენდაციები.

თეორიული კვლევებისათვის შეირჩა ქ. თბილისში მშენებარე რკინაბეტონის ასიმეტრიული ფორმის ორი მრავალსართულიანი კარკასული შენობები. საანგარიშო კომპლერსის LIRA SAPR-ის გამოყენებით ავაგეთ ბრტყელი და წრფივი სასრული ელემენტებით საანგარიშო სივრცითი მოდელი. გაანგარიშება შესრულდა I და II ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით.

გარდა ამისა, კომპიუტერულ რიცხვითი ექსპერიმენტების საფუძველზე ჩატარდა კვლევა არსებულ გაანგარიშების მეთოდში ემპირიული კოეფიციენტის მნიშვნელობების დაზუსტების შესახებ.

მიღებული შედეგების პრაქტიკული გამოყენება: თეორიულ გაანგარიშებებში მიღებული ფორმულები, პრაქტიკაში ხშირად იმავე სახით არ გამოიყენება, რადგან ასეთი ფორმულები გულისხმობს გარკვეულ დაშვებებს და არ ითვალისწინებს მასალის ფიზიკურ-მექანიკურ მახასიათებლებს. პრაქტიკული ანგარიშისას აღნიშნული ფორმულები განიცდის კორექტირებას, მასში შედის გარკვეული დამატებებითი კოეფიციენტები და ექსპერიმენტის შედეგების გამათვალისწინებელი ემპირიული შესწორებები.

მიღებული გამოცდილება გვიჩვენებს რომ, ზოგ შემთხვევაში რკინაბეტონის სვეტები, რომლებიც მუშაობენ რთული დატვირთვის პირობებში და გაანგარიშებისას დაკმაყოფილებულია სიმტკიცის პირობა, კარგავენ მდგრადობას. ეს გამოწვეულია მრავალი ფაქტორით. მაგალითად რკინაბეტონის არაწრფივობა არაადეკვატურადაა საანგარიშო ფორმულებში ასახული. ასევე კომპიუტერული ანგარიშისას არასწორადაა შერჩეული საანგარიშო მოდელი და გაანგარიშების მეთოდი.

ნაშრომის აპრობაცია და გამოქვეყნებული პუბლიკაციები: სადისერტაციო ნაშრომის, როგორც ცალკეული ისე ძირითადი შედეგები მოხსენებული იქნა სადოქტორო პროგრამით გათვალისწინებულ ორ სემინარზე, საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სტუდენტთა საერთაშორისო სამეცნიერო კონფერენციაზე. გარდა ამისა სადისერტაციო ნაშრომის მასალების მიხედვით გამოქვეყნებულია 3 სამეცნიერო შრომა.

ნაშრომის სტრუქტურა და მოცულობა: დისერტაცია შედგება შესავლის, ხუთი თავის, ლიტერატურის მიმოხილვის, ძირითადი ნაწილის დასკვნების და გამოყენებული ლიტერატურისაგან. სადისერტაციო ნაშრომი შედგება 118 გვერდისაგან და გამოყენებული ლიტერატურის ნუსხა შეიცავს 21 დასახელებას.

ნაშრომის შინაარსი

შესავალში წარმოდგენილია თემის აქტუალობა, მეცნიერული სიახლე და პრაქტიკული მნიშვნელობა.

პირველ თავში განხილულია ცენტრალურად შეკუმშული ღეროების მდგრადობის დაკარგვა სტატიკური გაანგარიშებისას.

კრიტიკული დატვირთვისას ღერო გადადის ახალი წონასწორობის მრუდხაზოვან ფორმაში, რაც დაკავშირებულია ხარისხობრივად ახალი დეფორმაციის გაჩენასთან.

ცენტრალურად შეკუმშული ღეროსათვის კრიტიკული ძალის განსაზღვრის ამოცანა პირველად ამოხსნა ლ. ეილერმა (1774წ), რომელიც ჩაიწერება შემდეგი სახით:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_x}{l^2} \quad (1),$$

ეილერის ფორმულის გამოყვანისას დადგინდა, რომ ღერო იღუნება სინუსოიდის მსგავსად, მაგრამ გაღუნვის რიცხვითი მნიშვნელობა არ იქნა ნაპოვნი.

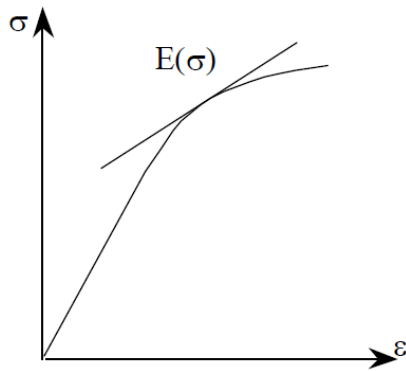
სვეტის (ღეროს) მდგრადობაზე გაანგარიშების ფორმულა მასალის არაწრფივობის გათვალისწინებით პირველად 1890 წელს მიიღო *ენგესერმა*.

ფორმულა წარმოადგენდა ეილერის დრეკადი ღეროს განტოლების სახესხვაობას. ენგესერის კრიტიკული ძაბვა გამოითვლება:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A_c} = \frac{\pi^2 \cdot E\sigma}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (2)$$

ესენგერმა 1885 წელს ჩამოაყალიბა მეორე თეორია, სადაც მან ყურადღება გაამახვილა ბეტონის სიხისტეზე (ნახ.1).

მე-20 საუკუნის დასაწყისში, დაიწყო კონსტრუქციების მდგრადობაზე გაანგარიშების ფართოდ გამოყენება პრაქტიკაში. მნიშვნელოვანი წვლილი შეიტანეს მეცნიერებმა : ფ. ენგესერმა, ს. პ. ტიმოშენკომ, ვ. ზ. ვლასოვმა, ა.გვოზდევმა და სხვებმა.



ნახ.1. ბეტონის ძაბვა-დეფორმაციის დიაგრამა

ენერგეტიკული თეორიის რღვევის საფუძველზე შემუშავებულია კრიტიკული დატვირთვის გაანგარიშების მეთოდები. ენერგეტიკული რღვევის თეორიის არსი მდგომარეობს იმაში, რომ ელემენტის რღვევის წინ მასში წარმოიქმნება დიდი პლასტიკური დეფორმაციები, მცირდება ელემენტის სიხისტე, რასაც მიჰყვართ მდგრადობის დაკარგვასთან.

ენერგეტიკული თეორიის მიხედვით კრიტიკული ძალის საანგარიშო ფორმულა ჩაიწერება შემდეგი სახით:

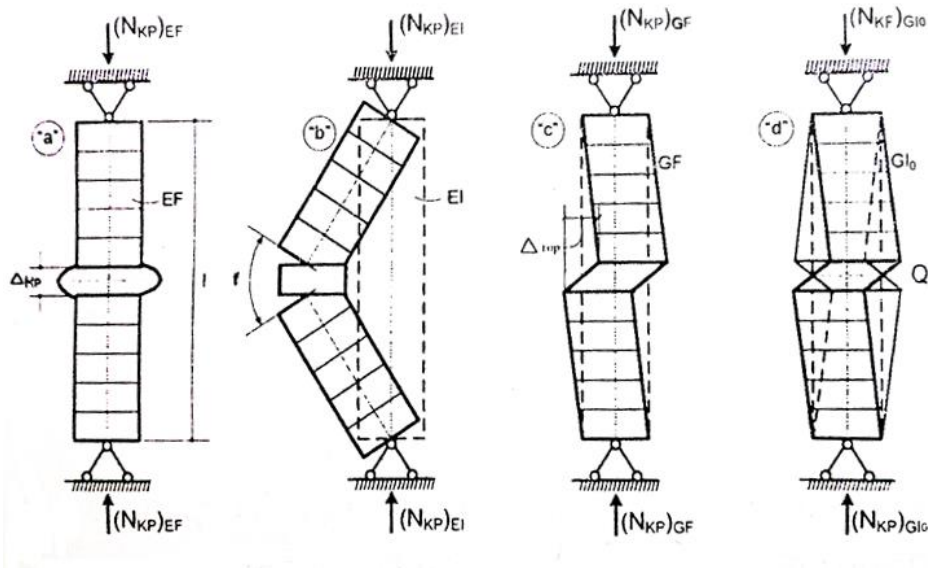
$$N_{cr} = \left[\frac{1}{(N^0_{cr})EI} + \frac{1}{(N^0_{cr})GF} + \frac{1}{(N^0_{cr})Gl_0} + \frac{1}{(N^0_{cr})EF} \right]^{-1} \quad (3)$$

აღნიშნულ ფორმულაში გათვალისწინებულია ყველა სახის დეფორმაციის გამომწვევი ფაქტორები, რომლებიც მონაწილეობს მდგრადობის დაკარგვაში. რღვევის ფორმას განსაზღვრავს ის ძალოვანი ფაქტორი, რომელიც დომინირებს მათ შორის.

ღეროს რღვევა იწყება განსაზღვრულ ადგილზე, მაგალითად შუაში, ამ ადგილზე თავმოყრილი დეფორმაციები ვრცელდება ღეროს მთელ სიმაღლეზე. ღეროს მთლიანი რღვევა დგება მაშინ, როცა მისი სიმაღლე გაუტოლდება ნულს (ნახ.2).

მოცემული ფორმულები გამოიყენება გრძელი მოქნილი ღეროების გაანგარიშებისთვის. მოკლე ხისტი ღეროების შემთხვევაში კი კრიტიკული ძალის განსაზღვრისათვის აუცილებელია კუმშვის პლასტიკური

დეფორმაციის გათვალისწინება. ამ შემთხვევაში ეილერის ფორმულა კარგავს აზრს და იცვლება ეილერის მრუდი სხვა მრუდით.



ნახ.2. ღეროს რღვევის სქემები კრიტიკული დატვირთვისას
 ა) გრძივი ძალით; ბ) მღუნავი მომენტით; გ) ძვრის ძალით; დ) მგრეხი
 მომენტით.

ნაშრომში მოცემულია ასევე ნ. კორნოუხოვის, ს. ჩისტიაკოვისა და ა. ზალესოვისა და ა. გემერლინგის თეორიული კვლევების ანალიზი, სადაც საუბარია ნებისმიერი ღეროვანი სისტემის მდგრადი ლოკალური გამოვლინების შესახებ. ეს მეთოდითაა „ორი საანგარიშო კვეთის“ სახელითაა ცნობილი და გამოიყენება ფიზიკურად არაწრფივი მასალების ზიდვის უნარის შეფასებისას.

მკუმშავი პლასტიკური დეფორმაციის გასათვალისწინებლად საჭირო ხდება დამატებითი წევრის შემოტანა. (1) ფორმულიდან გამომდინარე კრიტიკული ძალა ტოლი იქნება:

$$N_{cr} = \left(\frac{H^2}{(\Sigma \varphi)^2 EI} + \frac{1}{\sigma_T F} \right)^{-1} \quad (4)$$

კრიტიკული ძალა შეიძლება განისაზღვროს ღეროს მოქნილობის გათვალისწინებით (H/r).

სადაც $r = \sqrt{\frac{I}{E}}$ - ინერციის რადიუსი, H - ღეროს სიმაღლე.

მაშინ (4) ფორმულა მიიღებს სახეს:

$$N_{cr} = EF \left[\frac{(H/r)^2}{(\Sigma\varphi)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (5)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ტოლი იქნება:

$$K = \frac{N_{cr}}{F\sigma_T} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{E}{\sigma_T} \left[\frac{(H/r)^2}{(\Sigma\varphi)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (6)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გრაფიკი ნაჩვენებია მე-3 ნახაზზე.

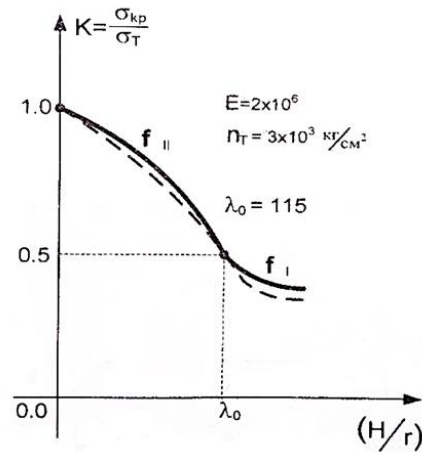
გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის ზღვრული დაყვანილი მოქნილობა

$\lambda = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_T}}$ ტიმოშენკოს (6) ფორმულის მიხედვით, მე-3 ნახაზზე

წარმოდგენილ გრაფიკზე მოცემულია ორი მრუდის სახით:

$$\varphi_I = \frac{\lambda^2}{2(H/r)^2}, \quad \text{ამასთან} \quad H/r \geq \lambda;$$

$$\varphi_{II} = 1 - \frac{(H/r)^2}{2\lambda} \quad \text{ამასთან} \quad H/r \leq \lambda.$$



ნახ.3. გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გრაფიკი: (5) და (6)

ფორმულებით.

ორი მთავარი სიბრტყის მიმართ ღუნვის გრძივი ღუნვის შემთხვევაში კრიტიკული ძალა გამოისახება (6) ფორმულის ანალოგიურად:

$$N_{cr} = \left[\frac{H^2}{(\Sigma\varphi_x)^2 EI_x} + \frac{H^2}{(\Sigma\varphi_y)^2 EI_y} + \frac{1}{\sigma_T F} \right]^{-1} \quad (7)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი იქნება:

$$K = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_T} = \frac{E}{\sigma_T} \left[\frac{(H/r_x)^2}{(\Sigma\varphi_x)^2} + \frac{(H/r_y)^2}{(\Sigma\varphi_y)^2} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (8)$$

ღეროებისთვის, რომლებიც ერთდროულად განიცდის გრეხას, ორ მთავარ სიბრტყეში ერთდროულ ღუნვას და ძვრას, კრიტიკული ძალა გამოითვლება ფორმულა (5) ანალოგიურად:

$$N_{cr} = \left[\frac{H^2}{(\Sigma\varphi_x)^2 EI_x} + \frac{H^2}{(\Sigma\varphi_y)^2 EI_y} + \frac{1}{GF} + \frac{H^2}{\pi^2 G I_o} + \frac{1}{\sigma_T F} \right]^{-1} \quad (9)$$

გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი ამ ღეროსათვის იქნება:

$$K = \frac{E}{\sigma_T} \left[\frac{(H/r_x)^2}{(\Sigma\varphi_x)^2} + \frac{(H/r_y)^2}{(\Sigma\varphi_y)^2} + \frac{E}{\pi^2 G} \frac{H^2}{r_x^2 + r_y^2} + \frac{E}{G} + \frac{E}{\sigma_T} \right]^{-1} \quad (10)$$

მიღებული გამოცდილება გვიჩვენებს რომ, ზოგ შემთხვევაში რკინაბეტონის სვეტები, რომლებიც მუშაობენ რთული დატვირთვის პირობებში და გაანგარიშებისას დაკმაყოფილებულია სიმტკიცის პირობა, კარგავენ მდგრადობას. ეს გამოწვეულია მრავალი ფაქტორით. მაგალითად რკინაბეტონის არაწრფივობა არაადეკვატურადაა საანგარიშო ფორმულებში ასახული. ასევე კომპიუტერული ანგარიშისას არასწორადაა შერჩეული საანგარიშო მოდელი და გაანგარიშების მეთოდი.

ა. გვოზდევის თეორიით ღეროვანი კონსტრუქცია განიხილება, როგორც სასრული ელემენტების სისტემა, კერძოდ, ჩარჩოვანი კონსტრუქციებისათვის, სასრულ ელემენტებად გვევლინება ღეროები, სიგრძეზე მათი უბნები, რომელთათვისაც თითოეულს მიეწერება შესაბამისი სიხისტე და, რომელიც ტოლია ნორმალური კვეთის სიხისტისა დროში ცვლადი ძალებისა და ზემოქმედებების.

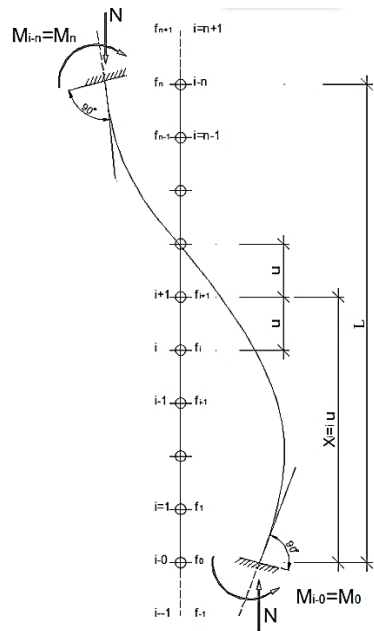
მეორე თავში განხილულია ის მნიშვნელოვანი ფაქტორები, რომლებიც მოქმედებენ რკინაბეტონის შეკუმშულ ელემენტებზე, გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით, სეისმური დატვირთვების ზემოქმედებისას.

სვეტების გაანგარიშება გრძივი ღუნვის გავლენის გათვალისწინებით ხდება ან დეფორმირებული სქემით კონსტრუქციული სისტემის ფარგლებში, ან გამარტივებული ხერხით.

მონოლითურ სისტემაში სვეტების ბოლოები ხისტად არის შეერთებული სხვადასხვა ელემენტთან კვანძში და სისტემის საერთო დეფორმაციის შედეგად შეიძლება მოზრუნდეს მომენტის მოქმედებით კვანძში და გადაადგილდეს. ამ შემთხვევაში სვეტის საანგარიშო სისტემად შეიძლება წარმოვიდგინოთ ღეროს სახით, რომლის ბოლოები განიცდიან მოზრუნებას და გადაადგილებას, რომელიც გამოითვლება მთლიანი სისტემის გაანგარიშებით, სამშენებლო მექანიკის ცნობილი მეთოდებით.

ჩალუნვებით და ცნობილი გრძივი ყველა მონაკვეთისათვის განსაზღვრავენ მომენტებს და შემდგომ დეფორმირებული მოდელის გამოყენებით (ან დამოკიდებულებით $M - \frac{1}{r}$) თვლიან სიხისტეს D , ეს მეორდება მანამ, სანამ საძიებო სიდიდეები ბევრად არ განსხვავდებიან საწყისი სიდიდეებისაგან.

უფრო მარტივი, გადაწყვეტა მიღებული თუ განვიხილავთ ცალკე სვეტს გამოყოფილს სისტემიდან, რომლის ბოლოებზე მოქმედებს ძალები, რომელიც მიღებულია არადეფორმირებული სქემით. ამ შემთხვევაში ჩალუნვის გავლენა სვეტში მღუნავი მომენტის გაზრდაზე, გათვალისწინებულია გრძივი ძალის საწყისი ექსცენტრისიტეტით გრძივი ღუნვის კოეფიციენტი η , ასევე სვეტების ბოლოების დაყრდნობის პირობა



ნახ.4. საანგარიშო სქემა

სისტემის კვანძებში, სვეტის მიღებული საანგარიშო სიგრძე შესაბამისი კოეფიციენტით, რომელიც სვეტის საანგარიშო სქემას განიხილავს, როგორც ღეროს სახსრულად ჩამაგრებულს. η -კოეფიციენტის მნიშვნელობა კონსტრუქციების გაანგარიშებისას არადეფორმირებული სქემის მიხედვით გამოითვლება ფორმულით:

$$\eta = \frac{1}{1-N/N_{cr}} \quad (11)$$

სადაც N – გარე დატვირთვით გამოწვეული გრძივი ძალა;

N_{cr} –პირობითი კრიტიკული ძალა, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l^2} \quad (12)$$

D –რკინაბეტონის ელემენტის სიხისტე, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$D = 0.1 \frac{E_b I}{\phi_1 \delta_e} + E_s \quad (13)$$

არაცენტრალურად შეკუმშული ელემენტის, სწორკუთხა კვეთის სიმტკიცეზე გაანგარიშება გრძივი ღუნვის გათვალისწინებით, რომელშიც მოთავსებული არმატურა მდებარეობს გაღუნვის სიბრტყის საწინააღმდეგო მხარეს, როცა გრძივი ძალის ექსცენტრისიტეტი $e_0 \leq \frac{h}{30}$ და მოქნილობა $\frac{l_0}{h} \leq 20$ –ზე შეიძლება ვაწარმოოთ შემდეგი პირობის მიხედვით:

$$N \leq N_{ult} \quad (14)$$

სადაც N_{ult} –გრძივი ძალის ზღვრული მნიშვნელობაა, რომლის ატანა

შეუძლია ელემენტს და გამოითვლება ფორმულით:

$$N_{ult} = u(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) \quad (15)$$

სადაც A – ბეტონის კვეთის ფართობი.

$A_{s,tot}$ –მთლიანი გრძივი არმატურის ფართობი ელემენტის კვეთში.

ϕ –კოეფიციენტი, რომელიც აიღება ცხრილიდან და იგი დამოკიდებულია ელემენტის მოქნილობაზე.

არაცენტრალურად შეკუმშული ელემენტის საანგარიშო I_0 -სიგრძე განისაზღვრება როგორც ჩარჩოს ელემენტის, მისი დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის გათვალისწინებით; დატვირთვის არახელსაყრელი განლაგებისას მხედველობაში მიიღება მასალის არადრეკადი დეფორმაციები და არსებული ბზარები.

ინტერესს იწვევს საერთაშორისო ნორმების ევროკოდ 2-ში შემოთავაზებული გამარტივებული მეთოდი სვეტების გასაანგარიშებლად, რომელიც დაფუძნებულია გრძივი ღუნვის კოეფიციენტის გამოყენებაზე.

მღუნავი M_{ED} მომენტი ჩაღუნვის გათვალისწინებით განისაზღვრება ფორმულით:

$$M_{ED} = M_0 \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{ED}} - 1} \right) \quad (16)$$

გადანაწილებას სვეტის სიგრძეზე, დაშვებულია რომ $\beta=1$ მაშინ (16)

ფორმულა შეგვიძლია წარმოვადგინოთ შემდეგი სახით:

$$N_{ED}(e_0 + f) = N_{ED} \cdot e_0 \cdot \eta \quad (17)$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N_{ED}/N_B} \quad (18)$$

ამასთან, ჩაღუნვის გავლენის გათვალისწინება ანალოგიურია ზემოთ განხილულის. განსხვავება მდგომარეობს კრიტიკული ძალის გამოთვალაში N_B (ფორმულა(9) არის წარმოდგენილი N_{cr}); მეორე შემოთავაზებული მეთოდი დაფუძნებულია სიმრუდის განსაზღვრაზე. საანგარიშო მომენტი განისაზღვრება ფორმულით:

$$M_{ED} = M_0 + M_2 = M_0 + N_{ED} \cdot f \quad (19)$$

სადაც f -განისაზღვრება სიმრუდის საშუალებით:

$$f = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{c} \quad (20)$$

სვეტებისათვის, რომელთაც აქვს მთლიანი კვეთი, c -კოეფიციენტი ითვალისწინებს სვეტის სიგრძეზე სიმრუდის გავლენას, რომელიც ტოლია 10-ის, ხოლო სიმრუდე განისაზღვრება ფორმულით:

$$\frac{1}{r} = K_2 \cdot \frac{1}{r_0} \quad (21)$$

სადაც $K_2 = \frac{n_k - n}{n_k - n_{b0}} \leq 1$; $\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d}$; $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$; $n = \frac{N_{Ed}}{A_c n f_{cd}}$;

$$n_k = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c - f_{cd}} \leq 1; \quad n_{b0} = 0.4.$$

სვეტის საანგარიშო სიგრძე ნებისმიერი მეთოდისთვის განისაზღვრება დამოკიდებულებით, არის თუ არა იგი სისტემაში გადაადგილებადი ან არაგადაადგილებადი (ე.ი. შეუძლია თუ არა სვეტის ბოლოებს გადაადგილდეს ერთმანეთის შესაბამისად ჰორიზონტალურად) და გამოითვლება ფორმულით:

არაგადაადგილებადი სისტემისათვის:

$$l_o = 0.5I \sqrt{\left(1 + \frac{K_1}{0.45 + K_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{K_2}{0.45 + K_2}\right)} \quad (22)$$

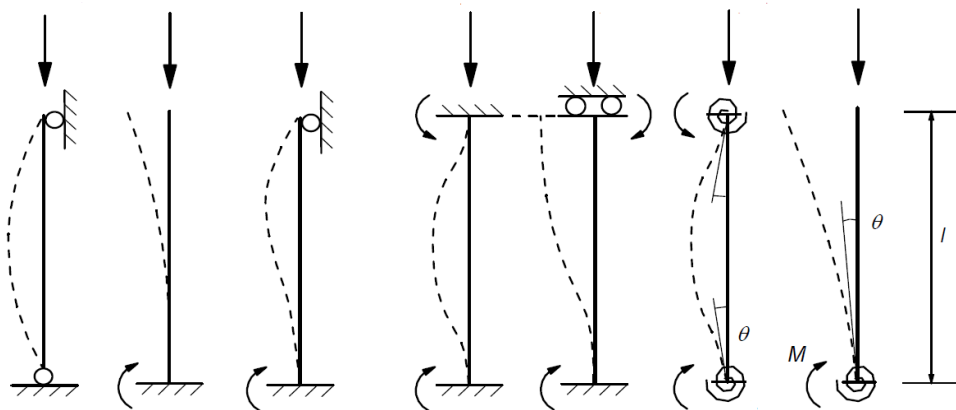
გადაადგილებადი სისტემისათვის :

$$l_o = I \sqrt{\left(1 + 10 \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}\right)} \quad (23)$$

$$l_o = I \left(1 + \frac{K_1}{1 + K_1}\right) \left(1 + \frac{K_2}{1 + K_2}\right) \quad (24)$$

K_1 და K_2 რომელიც ითვალისწინებს შესაბამის დამყოლობას ზედა და ქვედა სვეტის საყრდენების მობრუნებაზე და მიღებულია:

$$K_1 (K_2) = \frac{\theta}{M} \cdot \frac{EI}{l} \quad (25)$$



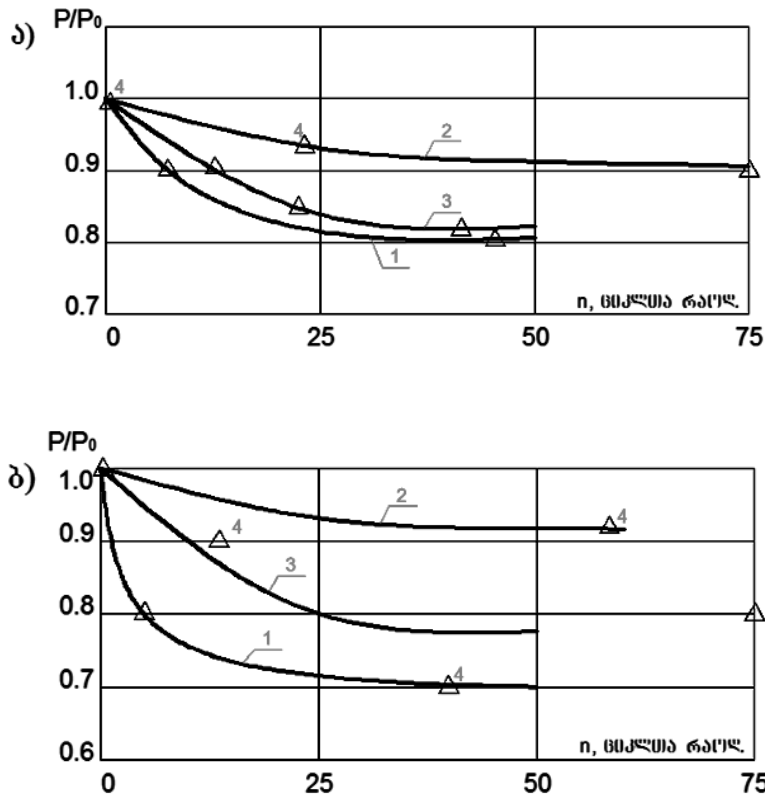
$$l_0 = l \quad l_0 = 2l \quad l_0 = 0.7l \quad l_0 = l/2 \quad l_0 = l \quad l/2 < l_0 < l \quad l_0 > 2l$$

ნახ.5. სვეტის ჩამაგრების ფორმების შესაბამისი დაცვანილი სიგრძის მნიშვნელობები

მიწისძვრისას რკინაბეტონის კარკასული ნაგებობების ძირითადი ნაწილის ნგრევის მიზეზი, ხშირ შემთხვევაში თვით კონსტრუქციული ელემენტების სვეტისა და რიგელების მნიშვნელოვანი დაზიანებებია. განსაკუთრებით უნდა აღინიშნოს ისიც, რომ კარკასული შენობების კონსტრუქციული ელემენტების სვეტების პროექტირებისას საანგარიშო მოდელზე ჰორიზონტალური და ვერტიკალური ძალების ზემოქმედებისას კონსტრუქციის რღვევა ხდება მათზე მოქმედი ძალების თანაფარდობის სიდიდეთა სხვადასხვა მნიშვნელობების დროს, რის შედეგადაც წარმოქმნილი ბზარების მიმართულებები და შესაბამისად რღვევის საბოლოო ხასიათიც სხვადასხვაგვარია.

დღეისთვის მოქმედი საანგარიშო მოდელი, ჩვენი აზრით, ადეკვატურად ვერ აღწერს რღვევის ფიზიკურ მოდელს. ერთერთი ძირითადი ნაკლი საანგარიშო მოდელისა მდგომარეობს იმაში, რომ ნაგებობის გაანგარიშებისას სეისმური ჰორიზონტალური ძალა მოდებულია მათზე სტატიკურად, რაც სინამდვილეს არ შეესაბამება. სინამდვილეში, მაღალი ინტენსივობის სეისმური ზემოქმედებისას ჰორიზონტალური მდგენელი ნიშანცვლადი მცირეციკლური ხასიათისაა. კონსტრუქციაც ასეთ ზემოქმედებაზე უნდა იყოს გაანგარიშებული.

ლიტერატურიდან ცნობილია რომ ექსპერიმენტების ციკლი, როდესაც რკინაბეტონის შეკუმშულ ელემენტებზე მოდებული იყო ერთნიშნა და ნიშანცვლადი ჰორიზონტალური ძალა $P=-1$, დატვირთვის შედარებით მცირე რაოდენობის ციკლებისას ($n=50$ ციკლი) ნიშანცვლადი დატვირთვის შემთხვევაში დაფიქსირდა ზიდვის უნარის კლება, ამასთან ზიდვის უნარის შემცირება ჰორიზონტალური ძალების არსებობისას აღწევდა 20%-ს, ხოლო განივი ძალების შემთხვევაში 30%-ით ნაკლები იყო ნიმუშების ერთჯერად დატვირთვისთან შედარებით (იხ. ნახ.6).



ნახ.6. მრღვევი ნიშანცვლადი დატვირთვის $\frac{P}{P_0}$ ფარდობის ცვლილება:

ა) განივი ძალის არსებობისას; ბ) ან არარსებობისას.

ანალოგიური შედეგები იყო მიღებული წინასწარ სხვადასხვა სიდიდის ძალით შეკუმშულ ელემენტებზე ერთნიშნა და ნიშანცვლადი მგრები მომენტის მოქმედებისას. აქაც შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარის კლება ნიშანცვლადი მგრები მომენტის მოქმედებისას 40 პროცენტსაც კი აღწევდა. ამასთან ისიც უნდა აღინიშნოს, რომ წინასწარ მოდებული მკუმშავი ძალის სიდიდე შემდგომში სხვადასხვა დატვირთვის ციკლური ზემოქმედებისას განაპირობებდა რღვევის ხასიათს; შეკუმშული ძალის ზრდასთან ერთად რღვევა მყიფე ხასიათს იღებდა.

მესამე თავში განხილულია გაანგარიშების ყველა ის მეთოდები, რომლებიც გავლენას ახდენენ ნაგებობათა მდგრადობაზე სეისმური დატვირთვებისას. კონსტრუქციათა სეისმომედევობაზე გაანგარიშება მოქმედი ნორმების თანახმად დრეკად სტადიაში მუშაობით განისაზღვრება, მაშინ როდესაც რკინაბეტონის კონსტრუქციათა რეალური მუშაობის

ადეკვატური აღწერისთვის აუცილებელია პლასტიკური დეფორმაციის გათვალისწინება.

ბოლო წლების მანძილზე მრავალი ავტორის მიერ შემოთავაზებულია გამარტივებული მეთოდი q -ფაქტორის განსასაზღვრავად. თუმცა როდესაც შემოთავაზებულ სხვადასხვა მეთოდის მიხედვით მიღებული შედეგები შეადარეს ერთმანეთს მაზოლინიმ და პილუსომ, აღინიშნა მათი მნიშვნელოვანი გაბნევა (სხვაობა).

$$q = a_n/a_y \quad (26)$$

სადაც a_n -არის გრუნტის აჩქარების მაქსიმალური მნიშვნელობა.

a_y -აჩქარება რომლის დროსაც კონსტრუქცია დრეკად საზღვრებში მუშაობს.

q -ფაქტორის შესაფასებლად არსებული მეთოდები ძირითადად 3 ჯგუფად შეიძლება დაიყოს:

I კატეგორიის მეთოდები ეყრდნობა შედეგებს გაჭიმვისას, რომლებიც განიხილავენ ერთი თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემების არადრეკად რეაქციას. ზოგიერთი მათგანი იყენებს სტატიკურ ანალიზს დამყოლობის კოეფიციენტის გათვალისწინებით.

II-კატეგორიის მეთოდები დაფუძნებულია საკითხისადმი ენერგეტიკულ მიდგომაზე, რომელიც შეიძლება უფრო მიმზიდველი იყოს, რადგან რეაქციის რეგულარობა და გლობალური რღვევის მექანიზმი ამ შემთხვევაში შეიძლება მხედველობაში არ იყოს მიღებული.

III კატეგორიის მეთოდებს უფრო დიდი ყურადღება ექცევა, რადგან იგი ეფუძნება მრავალი თავისუფლების მქონე სისტემების არადრეკად დინამიკურ გაანგარიშებას.

ისეთი კონსტრუქციის განხილვისას, რომელიც ექვემდებარება $a(t)$ აქსელეროგრამას, გადამრავლებულს რაიმე λ ფაქტორზე ბალიოსა და სეტის მეთოდის თანახმად უნდა განხორციელდეს არაწრფივი დინამიკური გაანგარიშება, როდესაც λ ფაქტორი იზრდება საფეხურებით და მისი თვითეული მნიშვნელობისთვის მიღებულ უნდა იქნას ინფორმაცია

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{iK} \quad (29)$$

ჩვენთვის ამჟერად საინტერესოა A და K_1 კოეფიციენტები. თუ განვიხილავთ მათ მნიშვნელობას ბალიანობის მიხედვით და ამასთანავე ისეთ ნაგებობებს, რომლებათვისაც დასაშვებია გარკვეული პლასტიკური დეფორმაციების განვითარება (CH_nM II-7-81 ცხრ.1.),

ცხრილი 1

ბალი	7	8	9
A	0,1	0,2	0,4
K_1	0,25	0,25	0,25

მოყვანილი მონაცემების შედარებისას დავინახავთ, რომ ძველ ნორმებში K_c რიცხობრივი მნიშვნელობები ტოლია ახალ ნორმებში წარმოდგენილი AK_1 ნამრავლისა.

პლასტიკური დეფორმაციების გათვალისწინებით სეისმომედეგი კონსტრუქციების პრაქტიკული გაანგარიშებისათვის შემუშავებულია სპექტრული მეთოდი.

პლასტიკურ სტადიაში კონსტრუქციის მუშაობა შეფასებულია პლასტიკურობის კოეფიციენტით:

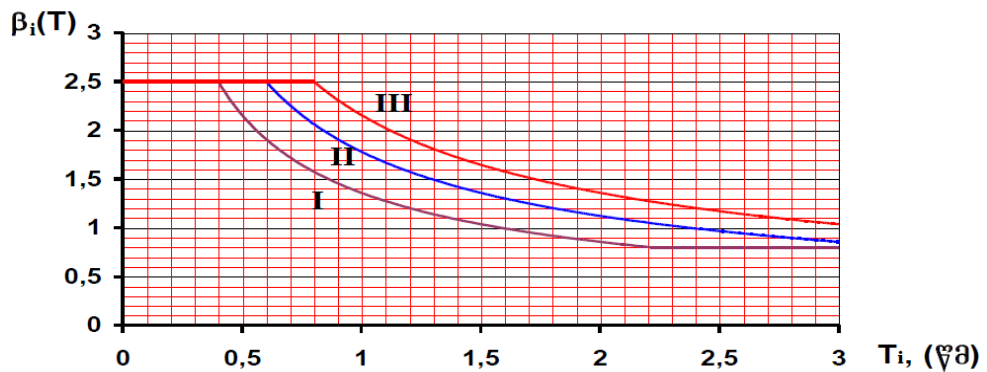
$$K = \frac{Y_{max}}{Y_T} \lambda \quad (K \geq 1) \quad (30)$$

სადაც Y_{max} -მაქსიმალური ჩაღუნვაა, Y_T -თანაბრადგანაწილებული სტატიკური დატვირთვის დროს ჩაღუნვა, რომელიც შეესაბამება კონსტრუქციის პლასტიკურ სტადიაში მუშაობის დასაწყისს. აგებულია პლასტიკურობის კოეფიციენტების სპექტრული განაწილების მრუდები გრუნტის აჩქარების სხვადასხვა ამპლიტუდისთვის. პლასტიკურობის კოეფიციენტის სხვადასხვა მნიშვნელობისთვის ($k=1,0 \div 1,5$) დადგენილია დამოკიდებულება დინამიურობის კოეფიციენტსა ($kg = \frac{qT}{mz}$, m-ღეროს მასა, z-გრუნტის აჩქარების ამპლიტუდა) და w_{2p}/w_k სიხშირეთა შორის. შედეგების დამუშავების შედეგად მიღებულია დინამიკურობის კოეფიციენტების

$K_I^\delta, K_{II}^\delta, K_{III}^\delta$ განზოგადებული გრაფიკი I, II, და III კატეგორიის გრუნტებისთვის.

დინამიკურობის კოეფიციენტი, რომელიც განისაზღვრება, ნახ.8-ის გრაფიკით; I, II, III წარმოადგენს გრუნტის კატეგორიებს.

სეისმოაქტიურ რეგიონებში დასაპროექტებელ მაღლივ შენობებს აქვს განსაკუთრებული მახასიათებლები, რაც სპეციალურ შესწავლას საჭიროებს. საქართველოს მოქმედი სამშენებლო ნორმები არ შეიცავს რეკომენდაციებს ამ მახასიათებლებთან მიმართებაში და სხვადასხვა სიმაღლის შენობებისათვის გამოიყენება ერთი და იგივე რეაქციის სპექტრი, ქცევის კოეფიციენტი და P-Δ ეფექტის ზღვრული მნიშვნელობები.



ნახ.8. შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის i -ური ტონის (ფორმის) შესაბამისი დინამიკურობის განმსაზღვრელი β მრუდი, დამოკიდებული შენობა-ნაგებობის საკუთარი რხევის i -ური ტონის (ფორმის) T პერიოდზე.

შენობებისათვის, რომელთა საკუთარი რხევის ძირითადი პერიოდი 2 წმ-ზე მეტია, გრუნტის მაღალ სიხშირიანი რხევა არ ახდენს ნაგებობის რეაქციაზე მნიშვნელოვან გავლენას. რაც მეტი იქნება დენადობა კოჭებში, სვეტებში და კავშირებში, მით მეტი იქნება სართულშუა გადახრა, რაც ამცირებს შენობის მდგრადობას.

მეოთხე და მეხუთე თავებში განხილულია მონოლითური მაღლივი შენობის გაანგარიშება სნწ და ევროკოდი-8-ის მიხედვით, ასევე ჩატარებული თეორიული კვლევა, კერძოდ, ქ. თბილისში ი. ჭავჭავაძის

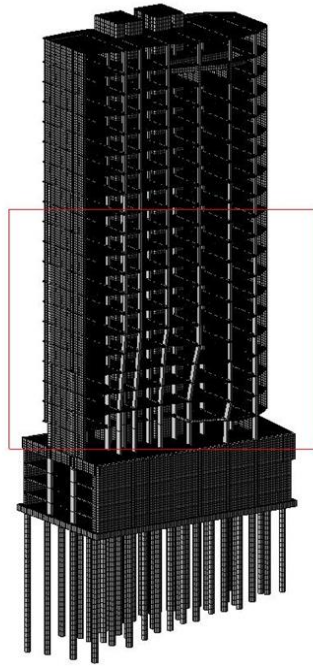
გამზ.№64-ში მშენებარე ორი კორპუსი №1 20-სართულიანი საცხოვრებელი კომპლექსი (REDIX CHAVCHAVADZE APPARTMENT) და №2 14-სართულიანი სასტუმრო (REDIX CHAVCHAVADZE HOTEL) სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშების შედეგების სფუძველზე. შენობების მზიდ ელემენტებს წარმოადგენს მონოლითური რკინაბეტონის სამირკვლის ხიმინჯოვანი ფილა (120 სმ), ხიმინჯები ცვალებადი ზომების, მაქს. ზომა 45,0 მ. მონოლითური რკინაბეტონის სვეტები 140X60 სმ, 70X50სმ სართულების მიხედვით ცვალებადია. მონოლითური რკინაბეტონის ფილა (40სმ),(30 სმ) შერეული ბრტყელი ურიგელო და რიგელებიანი სისტემით. მონოლითური რკინაბეტონის დიაფრაგმული კედლები (20სმ, 25სმ, 30სმ) (ნახ.26). შენობებისათვის გამოყენებულია **B40** კლასის ბეტონი და **A500c** კლასის არმატურა.

საანგარიშო კომპლექსის LIRA SAPR-ის გამოყენებით ავაგეთ ბრტყელი და წრფივი სასრული ელემენტებით საანგარიშო სივრცითი მოდელი. გაანგარიშება შესრულდა I და II ჯგუფის ზღვრულ მდგომარეობათა მიხედვით. შენობის საანგარიშო (3D) სივრცითი მოდელი მოცემულია (ნახ.9) და (ნახ.10).

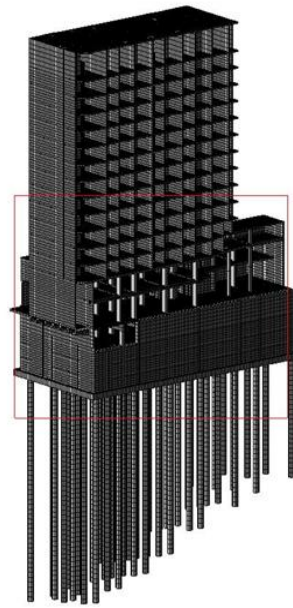
1. გაანგარიშებისას გამოყენებული მეთოდები

შენობის სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშება ჩატარდა სამ ეტაპად:

- I. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სპექტრული მეთოდით;
- II. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სინთეზური აქსელეროგრამების პაკეტის (7 აქსელეროგრამა) გამოყენებით.
- III. სეისმური ზემოქმედება განხილულია სპექტრული მეთოდით. ბზარწარმოქმნის გათვალისწინებით შემცირებულია მზიდი ელემენტების კვეთის ინერციის მომენტები: სვეტებისათვის $I=0.7I$, დანარჩენი ელემენტებისთვის $I=0.5I$.



ნახ. 9.



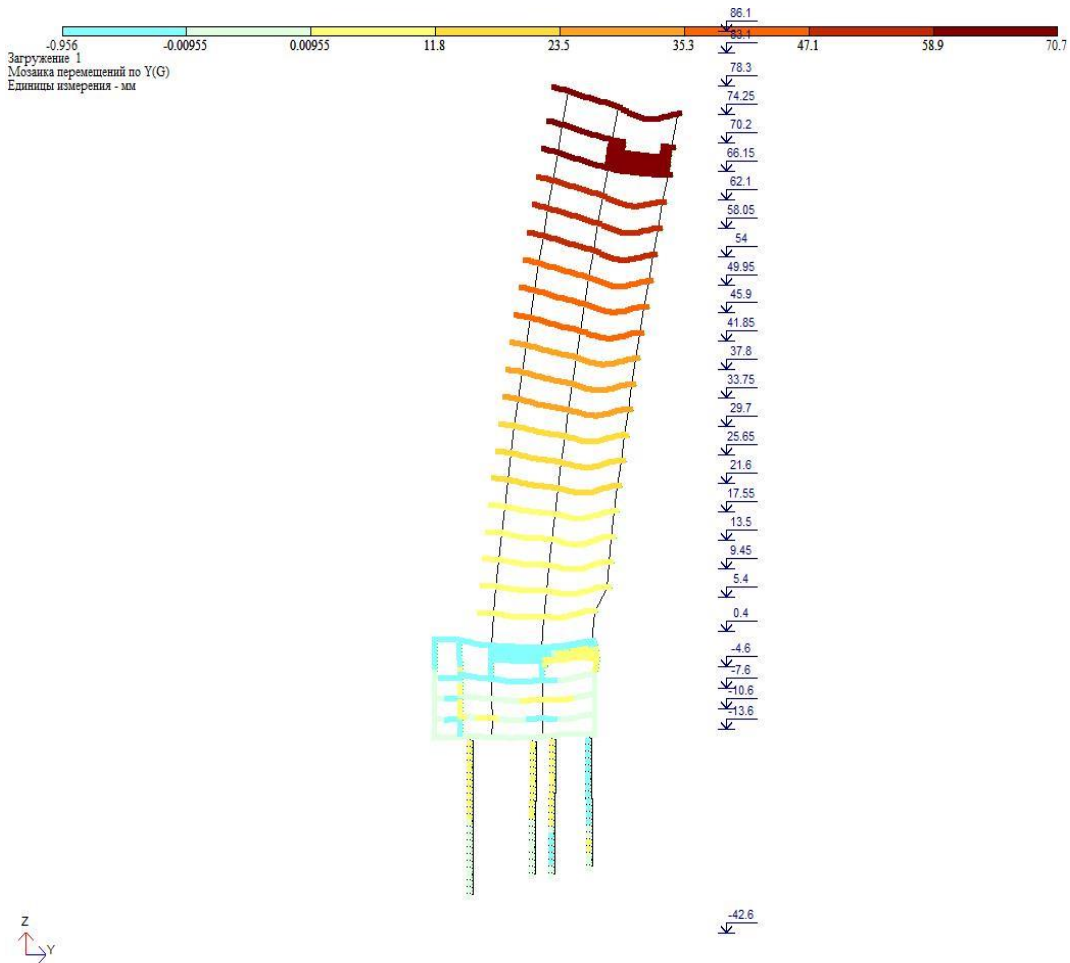
ნახ.10

1. №1 შენობის გაანგარიშების შედეგები (III- ვარიანტის მიხედვით)

№1 შენობის მთლიანი წონა $Q=51051\text{ტ}$ (მათ შორის მუდმივი დატვირთვისგან $Q_{მუღ}=41800\text{ტ}$, დროებითი დატვირთვისგან $Q_{დრო}=9251\text{ტ}$).

სტატიკური დატვირთვისგან გამოწვეული დეფორმაცია(გადაადგილება) სქემაზე (ნახ.11) დიდი გადაადგილება ნაჩვენებია უფრო მუქი ფერებით(ყავისფერი), ხოლო ღია ფერებით(ყვითელი, ცისფერი) მცირე გადაადგილებები. მაქსიმალური გადაადგილება $f_{max} = 71.0\text{მმ}$.

სეისმური ზემოქმედებისგან გამოწვეული დეფორმაცია X ღერძის მიმართულებით. მაქსიმალური გადაადგილება $f_{max,X} = 200.0\text{მმ}$.
 გადამჭრელი ძალა სეისმური ზემოქმედებისგან: X ღერძის გასწვრივ $V_x=1473\text{ტ}$. №1 და №2 შენობების სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშებით მიღებული ძალებისა და დეფორმაციების(გადაადგილება) გათვალისწინებით ხდება შენობის მდგრადობის შემოწმება.

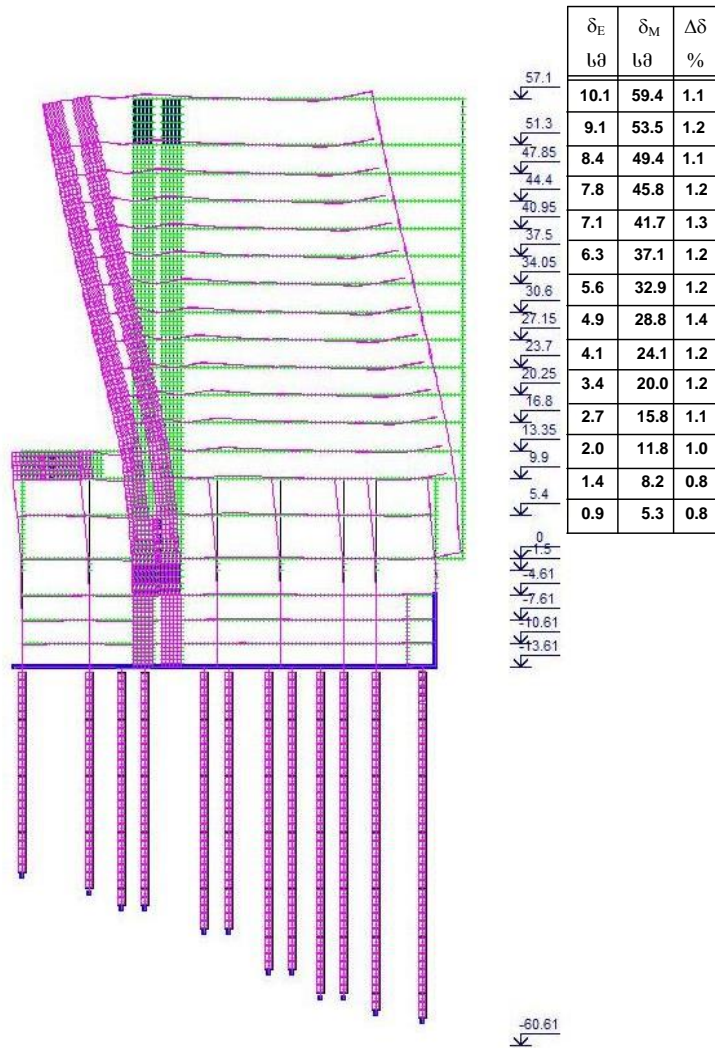


ნახ. 11. დეფორმაციული სქემა (გადახრა სტატიკური დატვირთვისგან).

№1 შენობა

1. შენობის სტატიკური დატვირთვით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება $f_{max} = 71.0\text{მმ}$, რაც არის შენობის სიმაღლის $1/791$ ნაწილი. მაქსიმალური დასაშვები დეფორმაცია სტატიკური დატვირთვისგან (სნიპ2.01.07-85*)-ის მიხედვით: $H/500=96700/500=193.4\text{მმ}>71\text{მმ}$. $f_y = 71.0\text{მმ}$ არ აღემატება დასაშვებ სიდიდეს.
2. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული მაქსიმალური გადაადგილება X-ღერძის მიმართულებით $\Delta_{max,X} = 200.0\text{მმ}$, რაც არის შენობის სიმაღლის $1/415$ ნაწილი. Y-ღერძის მიმართულებით $\Delta_{max,Y} = 270.0\text{მმ}$, რაც არის შენობის სიმაღლის $1/307$ ნაწილი.
3. შენობის სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული სართულშუა გადახურვების ფარდობითი გადაადგილება საერთაშორისო კოდი IBC-

2009-ის მიხედვით არ უნდა აღმატებოდეს 2%-ს (ნახ.12). ამ შემთხვევაში ეს პირობა დაკმაყოფილებულია.



ნახ. 12. სართულშუა გადახურვის ფილების გადაადგილება სეისმური ზემოქმედებისგან Y ღერძის გასწვრივ.

მოცემული შენობების გაანგარიშების შედეგების საფუძველზე შეიძლება ითქვას რომ, სეისმური და სტატიკური დატვირთვით გამოწვეული გადაადგილებები(დეფორმაციები) შეესაბამება ნორმებით დასაშვებ სიდიდეებს, რაც ზოგადად შენობის მდგრადობას განაპირობებს. თუმცა, საერთო მდგრადობის შემოწმება არ იძლევა შენობის მდგრადობის სრულ სურათს. შენობის მდგრადობის დაკარგვა შესაძლოა განაპირობებული იყოს ცალკეული კონსტრუქციული ელემენტის მზიდუნარიანობის მკვეთრი

შემცირებით, რაც გამოიხატება ადგილობრივი მდგრადობის დაკარგვით, რომელიც ასევე შეიძლება გახდეს მთლიანი შენობის მდგრადობის დაკარგვის მიზეზი.

აუცილებელია, შენობის როგორც საერთო, ისე ადგილობრივი მდგრადობის შემოწმება.

სადისერტაციო ნაშრომში წარმოდგენილია არმირებული სვეტების გაანგარიშება ადგილობრივ მდგრადობაზე, რითაც მოწმდება მათი საიმედოობა. ევროკოდი 2-ის მიხედვით ადგილობრივ მდგრადობის შესამოწმებლად გამოიყენება გაანგარიშების გამარტივებული მეთოდები.

ძირითადი დასკვნები

1. რკინაბეტონის შენობები კონსტრუქციული სირთულიდან გამომდინარე აუცილებელია შეფასდეს, როგორც საერთო ისე ადგილობრივ მდგრადობაზე. საერთო და ადგილობრივი მდგრადობა რეალურად არსებული მოვლენებია, მაგრამ მათი ანალიზი არ უნდა გაიყოს ორ დამოუკიდებელ გაანგარიშებად, რადგან საერთო მდგრადობის დაკარგვა ვლინდება სვეტებიდან ერთერთის ადგილობრივი სისუსტით.
2. სეისმური ზემოქმედების დროს რკინაბეტონის შეკუმშულ-გალუნულ სვეტებში ვითარდება პლასტიკური დეფორმაციები, რაც მათი სიხისტეების სხვადასხვა სიდიდით ცვლილებას იწვევს. ეს კი დინამიკური ექსცენტრისიტეტის წარმოქმნის წინაპირობაა, ხოლო დინამიკური ექსცენტრისიტეტი შეკუმშულ ელემენტებში დამატებითი მგრეხ ძალებს აჩენს, რომლებიც მდუნავ მომენტთან ერთად, შემცირებული კვეთის მქონე შეკუმშული სვეტისათვის დეფორმაციის ერთ ფორმას ცვლის სხვა ფორმით და ეს უკანასკნელი ბიფურკაციის შედეგად კარგავს მდგრადობას. ასეთ პირობებში კონსტრუქციის საიმედოობის შესაფასებლად აუცილებელია დეფორმატულობის კრიტერიუმებით ხელმძღვანელობა, ნაცვლად ძალოვანისა. ე.ი. შეკუმშული ელემენტების ზიდვის უნარი არა სიმტკიცის კრიტერიუმებით, არამედ მდგრადობის პირობებით უნდა განისაზღვროს.
3. განსაკუთრებული მნიშვნელობა აქვს სეისმური ზემოქმედების გავლენას, რომელიც იწვევს სვეტის საანგარიშო სიგრძის მნიშვნელობის ცვლილებას. საანგარიშო სიგრძის ზუსტი გაანგარიშება განსაზღვრავს მდგრადობის დანარჩენ პარამეტრებს: ზღვრულ მოქნილობას და კრიტიკულ დატვირთვას, ამასთან მნიშვნელოვანია განისაზღვროს სვეტის ჩამაგრების ფორმა.
4. ჩარჩოვან კონსტრუქციებში სვეტების პრაქტიკული დაპროექტებისას აუცილებელია გაანგარიშების გამარტივებული მეთოდების გამოყენება.
5. დატვირთვის რთული რეჟიმის პირობებში, რკინაბეტონის სვეტების მდგრადობაზე დეფორმირებული სქემით გაანგარიშებისათვის გამოიყენება

მდგრადობის ზღვრული ზედაპირების ურთიერთქმედების ინტერაქციული დიაგრამა, რომელიც მომენტებისა და გრძივი ძალების ნებისმიერი თანაფარდობისთვის, იძლევა ჩალუნვის ან მობრუნების კუთხის კრიტიკული მნიშვნელობას. ასეთი მეთოდების გამოყენება ფართოდ გამოიყენება თანამედროვე პროექტირებაში და ნორმებით რეკომენდებულია.

6. თანამედროვე კოდები დაფუძნებულია დრეკადი გაანგარიშების მეთოდებზე. არსებული ნორმებით შეუძლებელია მაღლივი შენობების მნიშვნელოვანი არაწრფივი ზემოქმედებისგან გამოწვეული ძალების, სრთულშუა გადახრის, აჩქარების რეაქციის სიდიდის, ზუსტი ან მიახლოებითი შეფასება. აღნიშნული ფაქტორების გათვალისწინებით, საჭიროა არაწრფივი რეაქციის დროში განსაზღვრის მეთოდების გამოყენება.
7. ჩატარებული კვლევები გვიჩვენებს, რომ სეისმომდეგი და მდგრადი შენობების დაპროექტებისას წარმატებით გამოიყენება სეისმური რეაქციების განსაზღვრის ანალიზური და რიცხვითი მეთოდები. აუცილებელია რკინაბეტონის კონსტრუქციული ელემენტების, კერძოდ, სვეტების რეალური ქცევის განსაზღვრა დატვირთვათა ნიშანცვლადი ზემოქმედებისას. ნორმატიული საანგარიშო მეთოდები არ ითვალისწინებს სეისმური ტიპის ძალის ზემოქმედების ციკლურობას, რაც იწვევს საანგარიშო ძალების საგრძნობ ვარდნას. ზიდვის უნარის შემცირება, თავისთავად გულისხმობს საანგარიშო განიკვეთის მნიშვნელოვან შემცირებას, რაც შემდგომში მიზეზი ხდება კონსტრუქციული ელემენტების რღვევისა, როგორც ზემოთ აღვნიშნეთ, არასიმტკიცის პირობით, არამედ მდგრადობის დაკარგვით.
8. რკინაბეტონის კონსტრუქციების დაპროექტების დღეისათვის არსებული ნორმები შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე საანგარიშოდ არასრულყოფილია და მოითხოვს შემდგომ დახვეწას, რაც აჩვენა რეალური პროექტების დროს ჩატარებულმა თეორიულმა კვლევებმა.

გამოყენებული ლიტერატურა

1. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М., Наука. 1967- 984 с.
2. Гвоздев А.А., Чистяков Е.А., Шубик А.В. Исследование деформации и несущей способности гибких сжатых железобетонных элементов с учетом длительного действия нагрузки. – М., НИИЖБ, 1971.
3. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М., Стройиздат., 1978. – 204 с.
4. Гемерлинг А.В. Устойчивость внецентренно сжатых стержней в упруго пластической стадии. Строительная механика и расчет сооружений. – 1959 – №2. – С. 72-76.
5. Гемерлинг А.В. Общий метод расчета рам как упруго пластического материала строительная механика и расчет сооружений. – М., 1968. – №3. – С.1.7.
6. Гольденблат И.И. , Поляков С.В. Актуальные вопросы теории сейсмостойкости. – Строительная механика и расчет сооружений М., 1967. №6
7. Есаиашвили Д.В. Учет кручения несущих элементов сооружения при горизонтальных сейсмических воздействиях. Тбилиси 1992 8 с.
8. Есаиашвили Д.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов при сложном нагружении. Тбилиси, (Мецниереба) 1989.
9. Есаиашвили Д.В., Бердзенишвили А.И. Влияние конфигурации здания на сейсмоустойчивость сжатых конструкций.
10. ჯ. ესაიაშვილი; ს. ესაძე; ა. ბერძენიშვილი. სეისმური ზემოქმედების ვერტიკალური მდგენელით გამოწვეული ძალები არარეგულარულ ჩარჩოვან სისტემათა სვეტებში. საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის 75-ე წლისთავისადმი მიძღვნილი პროფესორ-მასწავლებელთა ღია სამეცნიერო-ტექნიკური კონფერენციის მოხსენებათა თეზისები. ნაწ. I თბილისი 1997 წ. გვ. 18-19.
11. ლ. კახიანი, მ. მუხიგულიშვილი, მ. ჭანტურია- რკინაბეტონის კარკასული შენობის ვერტიკალური შეკუმშული ელემენტების მდგრადობის საკითხები - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #1(28), 2013.
12. ჯ. ესაიაშვილი, ლ. კახიანი, გ. სულავა - სეისმომედეგი შენობების გაანგარიშების არაწრფივი სტატიკური მეთოდი - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #3(26), 2012.

13. მ. მუხიგულიშვილი- კონსოლურ სვეტზე ძვრის ძალისა და მღუნავი მომენტის ერთობლივი ზემოქმედების შედეგად გამოწვეული კრიტიკული ძალის განსაზღვრა - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #4(35), 2014. გვ. 56-59.
14. ვ. ზავრიევის სახელობის სამშენებლო მექანიკის და სეისმომედეგობის ინსტიტუტის სამეცნიერო კვლევების მრავალრიცხოვანი “სამეცნიერო ანგარიშები” (2000 წ-დან 2011 წ-მდე).
15. Марджанишвили М.А., Чануквадзе Г.Ш., Марджанишвили Л.М. Рекомендации по проектированию многоэтажных каркасных зданий с диафрагмами и ядрами жесткости в сейсмических районах Тбилиси 1985 г. 122 с.
16. СНиП 2.03.01.84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
17. СНиП 11-7-81 М., Стройздат, 1982 -48 е. 11-7.81. Строительство в сейсмических регионах.
18. სამშენებლო ნორმები და წესები - სეისმომედეგი მშენებლობა (35,01,01,09).
19. Марджанишвили М.А., Марджанишвили Л.М., Марджанишвили Ш.М. Современные сейсмостойкие здания и методы расчета. Тбилиси 2002.-332 с.
19. J.V. Esaiashvili and A.I. Bepdzenishvili. The influence of torque on stability of centrally compressed reinforced concrete bar.
- Diacnosis of concrete structures Proceedings of the 2nd RILEM International Conference. Bratislava 1996y. 461-463.
20. Eurocode 8, I, DIN EN 1998-1
21. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Brussels: CEN; 2010

სამეცნიერო შრომების სია

1. ნ. ბერიშვილი, რ. ჭყოიძე, მ. მუხიგულიშვილი - შეკუმშული ღეროების განივკვეთს ზომების განსაზღვრა გლძივი ღუნვის მახასიათებლის მეთოდით. სამეცნიერო ტექნიკური ჟურნალი, „მშენებლობა“ №2(13), თბილისი 2009, გვ. 130-133.
2. ლ. კახიანი, მ. მუხიგულიშვილი, შენობის თანამედროვე არქიტექტურული ფორმები, სამეცნიერო ტექნიკური ჟურნალი, „მშენებლობა“ №2(17), თბილისი 2010, გვ. 72-76.
3. ლ. კახიანი, მ. მუხიგულიშვილი, მ. ჭანტურია, რკინაბეტონის კარკასული შენობების ვერტიკალური შეკუმშული ელემენტების მდგრადობის საკითხები, სამეცნიერო ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ №1(28), თბილისი 2013, გვ. 82-85.
4. მ. მუხიგულიშვილი, - კონსოლურ სვეტზე ძვრის ძალისა და მღუნავი მომენტის ერთობლივი ზემოქმედების შედეგად გამოწვეული კრიტიკული ძალის განსაზღვრა, სამეცნიერო ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ №4(53), თბილისი 2014, გვ. 56-59.

Abstract

The history of construction includes a large amount of data about the collapse of buildings, which are caused by the loss of stability due the building's oscillations that outlines on necessity of dynamics and stability problem study and perfection.

As one of the main structural elements of modern high-rise frame buildings are considered compressed reinforced concrete columns, on that are acting long-term and temporary loads (longitudinal force, bending moments, etc.), with different combination. They are added by special loading as seismic load. I.e. these elements are working in hard load mode. As result of theoretical and experimental studies have been developed recommendations for calculation of compressed flexible elements that were reflected in reinforced concrete structures construction codes.

According to the current normative documents the calculation of structure is possible to carry out by deformed scheme as a non-linear deformed system, with consideration of longitudinal bending of columns and crossbars. On the other hand, the analysis of structure is allowed also by non-deformed scheme. At calculation of impact of longitudinal bending on the carrying capacity was taken into account when flexibility $\lambda_0 = \frac{l_0}{i} > 14$; due η - coefficient that consider the effect of bending moment on the value of longitudinal force of eccentricity.

The particular importance has the impact of seismic effect, consideration of that is possible to lead to change in design length. Therefore recommendations that are given for the definition of reinforced concrete compressed elements design length in reinforced concrete structures design codes require further improvement and require a development of such method that more accurately will take into account the above-mentioned requirements.

The goal of thesis includes: theoretical and experimental studies of rod systems, in particular, in multi-storey reinforced concrete frame buildings, load-bearing structures - columns stability at seismic loads. Would been studied caused by seismic impact influence of additional eccentricity on loss of stability.

In the works are considered stages of development of analysis methods on stability of reinforced concrete structures, are analyzed major scientific achievements that are based on a wide range of theoretical and experimental studies in the theory of earthquake engineering, as well as in design issues.

Is considered how are reflected the stability issues in the normative material and Euro codes ESC-2 and ESC-8.

Are defined caused in seismic impact conditions contribution of additional eccentricity in loss of stability of reinforced concrete elements. The theoretical studies show that, in some cases, reinforced concrete columns, which are working hard load conditions and at calculation is satisfied strength conditions, lose their stability. This is caused due to many factors. For example nonlinearity of reinforced concrete is inadequately reflected in the design formulas. Also at computer computation incorrectly are selected design model and calculation method.

At earthquake the main cause of reinforced concrete frame structures failure, in many cases, are the significant damages of columns and crossbars structural elements. To reveal the reinforced concrete structural elements failure mechanism detailed study of damaged elements showed that there damages occurs in inclined, normal and spatial sections, in particular it should be noted that at design of frame buildings columns structural elements by impact of horizontal and vertical forces on design model the building's failure takes place at different values of the acting forces, as a result, the directions of originated cracks and accordingly the final character of failure will be different.

If at design of structural elements will be possible to regulate the crack origination process, then in building will be possible to control of failure process that gives the possibility to avoid the fracture failure of elements. To explain the reinforced concrete columns failure mechanism is necessary to compare the design model and failure factors mechanism, including the revealing of difference between them.

Nowadays, the current design model, in our opinion, does not adequately describe the physical model of failure. One of major drawback of design model is that at analysis of building the seismic horizontal force is applied on that statically, which is not correct. In fact, at high-intensity seismic impact the horizontal component has alternating low-cycle nature. Therefore, the structure should be calculated on such impact.