

გიორგი სულავა

სეისმომედეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციების ზღვრული  
მდგომარეობა და გაანგარიშების მეთოდები

წარდგენილია დოქტორის აკადემიური ხარისხის  
მოსაპოვებლად

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

თბილისი, 0175, საქართველო

23 ივნისი 2014წ.

## საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

### სამშენებლო ფაკულტეტი

ჩვენ ქვემოთ ხელისმომწერი ვადასტურებთ, რომ გავეცანით სულავა გიორგის მიერ შესრულებულ სადისერტაციო ნაშრომს დასახელებით: „სეისმომედეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციების ზღვრული მდგომარეობა და გაანგარიშების მეთოდები“ და ვამლევთ რეკომენდაციას საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სამშენებლო ფაკულტეტის სადისერტაციო საბჭოში მის განხილვას დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად.

თარიღი: 07 მაისი 2014წ.

ხელმძღვანელი:

სრ. პროფ. ჯ. ესაიაშვილი

რეცენზენტი:

ტ.მ.დ. პროფესორი ზურაბ მაძალუა

რეცენზენტი:

ტ.მ.კ. ალექსანდრე ბერძენიშვილი

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

2014 წელი

ავტორი: სულავა გიორგი  
დასახელება: სეისმომედეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციების  
ზღვრული მდგომარეობა და გაანგარიშების  
მეთოდები  
ფაკულტეტი: სამშენებლო ფაკულტეტი  
ხარისხი: აკადემიური დოქტორი  
სხდომა ჩატარდა: 07 მაისი 2014 წელი

ინდივიდუალური პიროვნებების ან ინსტიტუტების მიერ  
ზემომოყვანილი დასახელების დისერტაციის გაცნობის მიზნით  
მოთხოვნის შემთხვევაში მისი არაკომერციული მიზნებით კოპირებისა  
და გავრცელების უფლება მინიჭებული აქვს საქართველოს ტექნიკურ  
უნივერსიტეტს.

---

ავტორის ხელმოწერა

ავტორი ინარჩუნებს დანარჩენ საგამომცემლო უფლებებს და არც  
მთლიანი ნაშრომის და არც მისი ცალკეული კომპონენტების  
გადაბეჭდვა ან სხვა რაიმე მეთოდით რეპროდუქცია დაუშვებელია  
ავტორის წერილობითი ნებართვის გარეშე.

ავტორი ირწმუნება, რომ ნაშრომში გამოყენებული საავტორო  
უფლებებით დაცულ მასალებზე მიღებულია შესაბამისი ნებართვა  
(გარდა ის მცირე ზომის ციტატებისა, რომლებიც მოითხოვენ მხოლოდ  
სპეციფიურ მიმართებას ლიტერატურის ციტირებაში, როგორც ეს  
მიღებულია სამეცნიერო ნაშრომების შესრულებისას) და ყველა  
მათგანზე იღებს პასუხისმგებლობას.

## რეზიუმე

ყოველწლიურად დედამიწაზე 300-ზე მეტი მიწისძვრა ხდება, მიწისძვრას თან ერთვის ხანძრები, რომლებიც მიწისძვრით გამოწვეულ ნგრევაზე დიდ ზარალს იწვევს. იუნესკოს მონაცემების მიხედვით 1925 წლიდან 1950 წლამდე მსოფლიოში მიწისძვრისგან დაიღუპა 350 ათასი ადამიანი, ხოლო მატერიალური ზარალი 10 მილიარდ დოლარს შეადგენდა. მხოლოდ ტოკიოს მიწისძვრამ, რომელიც 1923 წელს მოხდა იმსხვერპლა 140 ათასი ადამიანი.

იაპონელი მეცნიერების მიერ 20-ე საუკუნის დასაწყისში დამუშავებულ იქნა “სტატიკური თეორია” ნაგებობებში აღძრული სეისმური ძალების გამოსათვლელად. 1900 წელს ფ. ომორიმ შემოთავაზებული თეორა გააუმჯობესა. დაადგინა, რომ მისი ყველა წერტილის გადაადგილებას იწვევს საძირკვლის რხევა.

1920 წელს იაპონელმა მეცნიერმა ნ. მონონობემ შესთავაზა მკვლევარებს, რომ სეისმური ძალა გამოთვლილ იქნას შენობის დეფორმაციის გათვალისწინებით.

1927 წელს კ. ზავრიევის მიერ ნაგებობების სეისმომდეგობის უზრუნველსაყოფად შემოთავაზებული იქნა დინამური მოდელი. რომელიც შემდგომში გააუმჯობესა მ. ბიომ.

მიწისძვრების ანალიზის შედეგად სხვადასხვა ქვეყნებში შეიქმნა სეისმურ დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანგარიშების ნორმატიული მასალები, ნორმები, რომლებიც გარკვეულ შეზღუდვებს აწესებენ ნაგებობების სეისმომდეგობის უზრუნველსაყოფად.

სადისერტაციო ნაშრომში განხილულია მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასული შენობების ნგრევის მახასიათებლები სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებისაგან.

ბოლო წლების დამანგრეველი მიწისძვრის ანალიზმა გვიჩვენა, რომ რკინაბეტონის მრავალსართულიანი შენობების ნგრევა გამოწვეული იყო სვეტების მდგრადობის დაკარგვით.

განხილულია მოწინავე ქვეყნების ნორმები, დღემდე მომხდარი მიწისძვრების კრიტიკული ანალიზი, შემოთავაზებულია სეისმური დატვირთვით გამოწვეული პარამეტრები მათი ანგარიშებში გასათვალისწინებლად.

შემოთავაზებულია პლასტიური თვისებების გამოყენების მიზანშეწონილობა და ეფექტურობა სეისმომდეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის.

განხილულია პროექტირებისათვის აუცილებელი პირობის გათვალისწინება სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნლად.

სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნელად აუცილებელია შენობებს გეგმაში ჰქონდეთ მარტივი კონფიგურაცია, ორი ურთიერთმართობული ძირითადი ღერძის მიმართულებით შენობები ფორმით სიმეტრიული და დაახლოებით ერთნაირი სიხისტის უნდა

იყვნენ. ამასთან გადახურვა ჰორიზონტალურ სიბრტყეში აბსოლუტურად ხისტი უნდა იყოს.

გეგმაში მარტივი კონფიგურაციისა და სიმეტრიულობის დაცვა, სიმტკიცისა და სიხისტეების მუდმივობის განხორციელება, სიხისტის ბირთვების სწორი განლაგება, შემავალი კუთხეებისათვის დაბვათა კონცენტრაციის გაანგარიშება სეისმური ზემოქმედებისას, გვამლევს საშუალებას შენობა-ნაგებობათა საიმედო ესპლოატაციის უზრუნველყოფისათვის ძნელად პროგნოზირებადი მიწისძვრის პირობებში.

ახალი ეროვნული ნორმების შედგენისას გათვალისწინებულ იქნა ძირითადი პრინციპები და ამოცანები, რაც გაანგარიშების ნორმებს მოეთხოვებათ. სეისმურ დატვირთვაზე კონსტრუქციათა გაანგარიშების მეთოდებით დასაშვებია რღვევის ალბათობა, რადგან რღვევის თავიდან აცილება არარეალურია. ნორმატული დოკუმენტი მიზნად ისახავს უზრუნველყოს რღვევის ხარისხის კონტროლი ექსპლოატაციის სხვადასხვა ეტაპზე.

სადისერტაციო ნაშრომში განხილულია სხვადასხვა ძალოვანი ფაქტორების ერთობლივი მოქმედება შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების სეისმომდეგობაზე, შექმნილია ღუნვა-გრეხაზე მომუშავე ელემენტის სიმტკიცის ანგარიშის ექსპერიმენტულ-თეორიული საფუძვლები.

განხილულია შემთხვევა, როდესაც ნაგებობაზე მოქმედებენ T მგრეხავი და M მღუნავი მომენტი, ასევე ელემენტზე მოქმედებს მგრეხავი მომენტი და განივი ძალა, შემოთავაზებულია საანგარიშო ფორმულები, რღვევის სქემები, M და T ძალების განსაზღვრისათვის საჭირო ფორმულები.

ნაშრომში ყურადღება გამახვილებულია მგრეხი მომენტის ქმედებაზე, მის გავლენაზე შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების მდგრადობაზე.

ახალი მასალების, მაღალი სიმტკიცის ბეტონისა და საარმატურე ფოლადის გამოყენება იძლევა საშუალებას შევამციროთ კონსტრუქციული ელემენტების განივი კვეთის ზომები, რომელიც იწვევს სიხისტის შემცირებას და მოქნილობის გაზრდას. ამიტომ შეიძლება რკინაბეტონის კარკასული შენობის სვეტებმა ზიდვის უნარი დაკარგოს არა სიმტკიცის პირობის ამოწურვით, არამედ მდგრადობის დაკარგვით.

შემოთავაზებულია საანგარიშო ფორმულები კრიტიკული ძალის განსაზღვრისათვის და კვეთის დამაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის დადგენისათვის. ლიტერატურიდან ცნობილია, რომ ნაგებობების რღვევა სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებისას ხდება პლასტიური დეფორმაციების დაგროვების შედეგად.

შემოთავაზებულია განტოლება, რომლის საშუალებით შეიძლება შევაფასოთ შეკუმშულ-დაგრეხილი რკინაბეტონის ღეროს მდგრადობა  $Z_{3\sigma}$  და  $Z'_{3\sigma}$  გამოსახულებების შედარებით.

როცა  $Z_{3\sigma} = Z'_{3\sigma}$  - ღერო იმყოფება კრიტიკულ მდგომარეობაში

როცა  $Z_{3\sigma} < Z'_{3\sigma}$  - მდგრად მდგომარეობაში

როცა  $Z_{3r} > Z'_{3r}$  - არამდგრად მდგომარეობაში

ნაშრომის მე - 4 თავში პირველად შემოთავაზებულია კარკასული შენობების სეისმომდეგობის ანალიზი ევროპის მაკროსეისმური სკალის მიხედვით.

ადამიანი უხსოვარი დროიდან ცდილობდა მიწისძვრების ძალის ინტენსივობის შეფასებას.

პირველად 1883 წელს იტალიელმა სეისმოლოგმა როსიმ შვეიცარიელ საფორელთან ერთად დაამუშავა 10 ბალიანი სკალა. ამ სკალის გაუმჯობესება ხდებოდა წლების მანძილზე და ბოლოს შეიქმნა 12 ბალიანი სკალა, რომელიც დღესაც მოქმედებს.

დადგენილია სკალის თითოეულ ბალის შესაბამისი გრუნტის აჩქარება რომლის დაზუსტება ექსპერიმენტებით ხდებოდა სხვადასხვა ქვეყნის მეცნიერების მიერ.

მთავარი პრინციპები გამოყენებული იქნა ს. მედვედევის, ვ. შპონხოიერის და ვ. კარნიკის მიერ MSK-64 სკალის შედგენისას, რომელიც ფაქტიურად ყველა მანამდე არსებული სკალის გაუმჯობესებულ ვარიანტს წარმოადგენდა.

„ევროკოდი 8“ - ის რეკომენდაციების თანახმად ახალ სკალაში შენობა-ნაგებობის ხასიათი მიწისძვრის დროს ძირითადად განისაზღვრება ორი ფაქტორის, ხარისხის  $Q$  და რეგულარობის  $R$  - ის მაჩვენებლებით.

სკალით მიღებულია ხარისხის შეფასების სამი დონე:  $Q_I$  - დაბალი;  $Q_m$  - საშუალო და  $Q_h$  - მაღალი.

მეტად ფართო, მნიშვნელოვან ცნებას მოიცავს ტერმინი რეგულარობა, რომელიც ხარისხის მსგავსად 3 დონით განისაზღვრება:  $R_I$  - დაბალი,  $R_m$  - საშუალო და  $R_h$  - მაღალი.

იმისათვის, რომ მსოფლიოს ამა თუ იმ ქვეყანაში ევროპის მაკროსეისმური სკალის გამოყენებით შესაძლებელი გახდეს მომხდარი მიწისძვრების ინტენსივობის დადგენა, აუცილებელია შენობა-ნაგებობის ტერიტორიის ძირითადი მახასიათებლის დადგენა  $Q$  - ხარისხისა და  $R$  - რეგულარობის მიხედვით.

ნაშრომში შემოთავაზებულია მაგალითები არსებული შენობების მიწისძვრისას მოსალოდნელი დაზიანების შესახებ.

## Abstract

Annually worldwide occurs more than 300 earthquakes, accompanied by fires, caused by them collapse exceed damage caused by the earthquake itself. According to the UNESCO data worldwide since 1925 up to 1950 in earthquakes were killed 350 thousand people, and material losses makes up to 10 billion dollars. Only in the Tokyo earthquake that occurred in 1923, were killing 140 thousand people.

By the Japanese scientists in 20 - th century has been developed "static theory" for calculation of seismic stresses in buildings. In 1900, N. Omori improves the theory. He determines that at every point displacement is causing the vibration of foundation.

In 1920, Japanese scientists N. Mononobem suggest to researchers that the seismic force would be calculated due taking into account the deformation of the building.

In 1927 by K. Zavriev to ensure the seismic resistance of structures was proposed the dynamic model that further was improved the M. Bio.

Due thje earthquake's analysis in various countries was developed normative materials, codes for calculation of seismic loads that impose certain restrictions to ensure seismic resistance.

In the sissertation work is considered the multi – storey reinforcement concrete frame buildings fracture responses from due impact of seismic load.

In recent year's damging earthquake's analysis showed that the reinforced concrete multi - storey buildings collapse was caused by the loss of column's stability.

Is considered the leading countries codes, a critical analysis of the earthquakes up to nowadays, are proposed the caused by seismic load parameters for taking into account in the calculations.

The feasibility and effectiveness of plastic propertie's application for earthquake proofing reinforced concrete structures is proposed.

Is considered the taking into account at design the necessary conditions for creation of seismic resistance systems.

For the development of seismically resistant systems is necessary to buildings have a simple configuration in plane, related to two mutually perpendicular major axis direction the buildings shape would be a symmetrical and approximately with the same stiffnesses. In addition, the covering horizontal plane will be absolutely rigid.

The simple configuration in plan and keeping of symmetry, carruing out constant ceeping of strength and stiffness, correct arrangements of rigidity cores, analysis of input angles stresses concentration at seismic impact gives the possibility at reliable operation of building in the volatile earthquake conditions.

At drawing up of new national standards were taken into consideration the basic principles and objectives that are required to the calculation norms. By the calculation methods of seismic load on structures is allowed the probability of rupture, because the rupture avoiding is non-real. The normative document intended to provide a control of rupture degree at various stages of operation.

In the dissertation work are considered joint action of various factors in the compressed reinforced concrete elements on seismic resistance, are developed operating on bending - torsion element strength analysis an experimental - theoretical foundations.

Is considered the case, when on the building are acting T torsion and M bending moments, also on the element are acting the torque and shear force, are proposed

design formulae, rupture schemes, necessary for the M and T stresses determination formulae.

The paper focuses on the action of torque, its impact on the stability of the compressed concrete elements.

New materials, application of high-strength concrete and steel reinforcement bar gives the possibility to reduce the cross-sectional dimensions of structural elements that leads to reduction of rigidity and increase in flexibility. Thus is possible to lose of columns of reinforced concrete frame building the load carrying capacity not due strength condition, but due the loss of stability.

The design formulae for definition of critical force and determination of cross-section mode of deformation are proposed. It is known from literature that the structures rupture at seismic load effect occurs as a result of the accumulation of plastic deformations.

Is proposed the equation, due which would be evaluated compressed - torqued reinforced concrete rod's stability by comparison of  $Z_{cr}$  and  $Z'_{cr}$  expressions.

When  $Z_{cr} = Z'_{cr}$  - the rod is in critical state

When  $Z_{cr} < Z'_{cr}$  - the rod is in stable state

When  $Z_{cr} > Z'_{cr}$  - is in the non-stable state.

In the Chapter 4 of work firstly is proposed the analysis of frame buildings seismic resistance accordingly of macro-seismic scale.

From ancient times people tried to assess the intensity of the force of the earthquakes.

For the first time in 1883 by Italian seismologists Rossi with Swiss Saporel was developed 10 point scale. The improvement of this scale was carried out by lot of years and finally was developed the 12 magnitude scale that is still in operation.

Is determined the ground acceleration accordingly of each magnitude of scale that was specified due experiments by scientists from different countries.

The main principles have been used by S. Medvedev, V. Shponhoyer and V. Karnik by MSK-64 scale preparation that represents of timproved variant of all previously existing scales.

According to the "Eurocode 8" recommendations in the new scale building's main character at earthquake basically is determined by two factors, the degree Q and R regularity indicators.

Due the scale were accepted three levels of degree assessment:  $Q_l$ - low;  $Q_m$ - medium and  $Q_h$  - high.

Very broad, important concepts include the term of regularity that is determined in similar of degree by the 3 levels:  $R_l$  - low,  $R_m$  - medium and  $R_h$  - high.

To in a certain country worldwide, due application of the macro-seismic scale to determined the earthquake's intensity, it is necessary to determine in the building area basic characteristics accordingly of Q – degree and R - regularity.

In the work are offered examples expected earthquake damage of existing buildings.



## შინაარსი

ცხრილების ნუსხა-----	11
ნახაზების ნუსხა-----	12
შესავალი-----	13
თავი 1	
1.1 სეისმური დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანგარიშების განვითარების ისტორია-----	19
1.2 სეისმურ დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანგარიშების არსებული ნორმატიული მასალა-----	23
1.2.1 რუსეთის ნორმები-----	23
1.2.2 შეერთებული შტატების ნორმები-----	29
1.2.3 საერთაშორისო ნორმები „ევროკოდ 8“-----	30
1.2.4 იაპონიის ნორმები-----	31
1.2.5 ახალი ზელანდიის ნორმები-----	32
1.2.6 პორტუგალიის ნორმები-----	33
1.3 მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასული შენობების ნგრევის მახასიათებლები სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებისაგან-----	35
1.4 სეისმური ზემოქმედების თავისებურებები-----	43
თავი 2	
პლასტიური სტადიის გამოყენების მიზანშეწონილობა და ეფექტურობა სეისმომდეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის-----	45
2.1. პროექტირების სტადიაში აუცილებელი პირობის გათვალისწინების შესახებ სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნლად-----	45
თავი 3	
სხვადასხვა ძალოვანი ფაქტორების ერთობლივი მოქმედება შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების სეისმომდეგობაზე-----	60
3.1 ღუნვა-გრეხაზე მომუშავე ელემენტის სიმტკიცის ანგარიშის ექსპერიმენტულ-თეორიული საფუძვლები-----	60
3.2 მგრები მომენტის გავლენა შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების მდგრადობაზე-----	76
თავი 4	
კარკასული შენობების სეისმომდეგობის ანალიზი ევროპის მაკროსეისმური სკალის მიხედვით-----	83
4.1 სეისმური სკალების მოკლე მიმოხილვა-----	83
4.2 კარკასული შენობის კონსტრუქციული სქემები-----	88
4.3 კარკასის დანაწევრება შემადგენელ ელემენტებად-----	89
4.4 კარკასული შენობების საანგარიშო მოდელები-----	90
4.5 შენობის ძირითადი მზიდი ელემენტების სიხისტის მახასიათებლები-----	92
4.6 მიწისძვრისას არსებული შენობა-ნაგებობების მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხის დადგენა-----	97
4.6.1 რუსთავი 2-ის 16 სართულიანი შენობა-----	98
4.6.2 სასტუმრო „აჭარა“ ე.თბილისში-----	101

დასკვნა-----	104
გამოყენებული ლიტერატურა-----	106

## ცხრილების ნუსხა

ცხრილი 1-----	83
ცხრილი 2-----	87

## ნახაზების ნუსხა

ნახაზი 1-----	72
ნახაზი 2-----	73
ნახაზი 3-----	73
ნახაზი 4-----	74
ნახაზი 5-----	75
ნახაზი 6-----	76
ნახაზი 7-----	77
ნახაზი 8-----	82
ნახაზი 9-----	82
ნახაზი 10-----	98
ნახაზი 11-----	94
ნახაზი 12-----	96
ნახაზი 13-----	97
ნახაზი 14-----	100
ნახაზი 15-----	102

## შესავალი

შენობა-ნაგებობათა საიმედოობის უზრუნველყოფა ძლიერი მიწისძვრების დროს მხოლოდ მათ სწორ კონსტრუქციაზე, ან მშენებლობის მაღალ ხარისხზე დამოკიდებულია. ძალზედ მნიშვნელოვანია, რამდენად სწორად არის ასახული პროექტირების პროცესში ის პარამეტრები, რომელთა საფუძველზეც ფორმირდება მათი საანგარიშო დინამიკური მოდელი. უნდა აღინიშნოს, რომ დღეისათვის დაგროვილი ინფორმაცია რკინაბეტონის კონსტრუქციების შესახებ ჯერ კიდევ არ არის საკმარისად სრულყოფილი საანგარიშო დინამიკური მოდელის შესაქმნელად. ამას მოწმობენ სწორედ უკანასკნელ წლებში მომხდარი ძლიერი და დამანგრეველი მიწისძვრები; ჩვენი წარმოდგენა ნაგებობის ქცევის შესახებ შორს არის რეალურისგან.

ამდენად აუცილებელია ნაგებობის სეისმური რეაქციის სწორი ანალიზი, დინამიკური საანგარიშო მოდელის დაზუსტება-დახვეწა რკინაბეტონის კონსტრუქციის მუშაობის სპეციფიკის გათვალისწინებით. სრულყოფას მოითხოვს აგრეთვე კონსტრუქციული გადაწყვეტილებები, ცალკეული ელემენტების სწორი კონსტრუქცია. ეს კი თავის მხრივ აუცილებელს ხდის მიზანდასახული ექსპერიმენტების საფუძველზე განსაზღვრულ იქნას მათი ზღვრული მდგომარეობის მახასიათებელი პარამეტრები არაწრფივი დეფორმაციების გათვალისწინებით. განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია ასეთი ინფორმაციის მოპოვება რთულ დამაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაში მყოფი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის. აუცილებლად გასათვალისწინებელია ისიც, რომ მაღალი ინტენსიურობის სეისმური ზემოქმედებისას ადგილი აქვს ხშირ შემთხვევაში არა სიმტკიცის, არამედ ცალკეული ელემენტების მდგრადობის დაკარგვასაც.

ყოველივე ზემოთქმულის გათვალისწინებით, წარმოდგენილ ნაშრომში, ლიტერატურაში არსებული მასალის შესწავლისა და

ანალიზის საფუძველზე, შემოთავაზებულია რიგი წინადადებებისა, რომლებიც გათვალისწინებულ უნდა იქნას პროექტირებისას სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნელად.

*თემის აქტუალურობა:* ყოველწლიურად დედამიწაზე 300-ზე მეტი მიწისძვრა ხდება, რომელთა დიდი რაოდენობა საბედნიეროს არის მცირე სიმძლავრის და ხშირად დაუსახლებელ რეგიონებზე მოდის. მაგრამ რამდენიმე მძლავრი მიწისძვრა რომელიც დასახლებულ რეგიონებზე მოდის იწვევს დიდ დაზიანებას და ნგრევას. ხშირად მიწისძვრას თან ერთვის ხანძრები, რომლებიც მიწისძვრით გამოწვეულ ნგრევაზე დიდ ზარალს იწვევს. ბოლო 500 წლის განმავლობაში, იუნესკოს მონაცემების მიხედვით მიწისძვრისგან დაიღუპა 3 მილიარდზე მეტი ადამიანი, მატერიალურმა ზარალმა კი გადააჭარბა რამდენიმე ათას მილიარდ დოლარს. როგორც წესი ადამიანის მსხვერპლის მიზეზი გახლავთ შენობების ნგრევა, ხანძარი და ცუნამი სანაპირო რეგიონებში. სხვადასხვა დროს მომხდარი მიწისძვრების ანალიზის შემდეგ მშენებლები მივიდნენ იმ დასკვნამდე, რომ შეიძლება გამომუშავება ზოგიერთი წესებისა რომელიც დაიცავს შენობა-ნაგებობებს გამანადგურებელი შედეგებისგან. საუბედუროდ ამ მიმართულებით მიმდინარე კვლევები ყოველთვის არ არის წარმატებული.

შენობა-ნაგებობათა საიმედოობის უზრუნველყოფა ძლიერი მიწისძვრის დროს არა მხოლოდ მათ სწორ კონსტრუქციაზე, ან მშენებლობის მაღალ ხარისხზეა დამოკიდებული. ძალზედ მნიშვნელოვანია, რომ პროექტირების პროცესში სწორად იყოს ასახული ის პარამეტრები, რომელთა საფუძველზე ფორმირდება მათი საანგარიშო დინამიური მოდელი. უნდა აღინიშნოს, რომ დღეისათვის დაგროვილი ინფორმაცია რკინაბეტონის კონსტრუქციების შესახებ ჯერ კიდევ არ არის საკმარისად სრულყოფილი საანგარიშო დინამიური მოდელის შესაქმნელად. ამას მოწმობენ სწორედ უკანასკნელ წლებში მომხდარი

ძლიერი და დამანგრეველი მიწისძვრები; ჩვენი წარმოდგენა ნაგებობის ქცევის შესახებ შორს არის რეალურისგან.

ამდენად აუცილებელია ნაგებობის სეისმური რეაქციის სწორი ანალიზი, დინამიური საანგარიშო მოდელის დაზუსტება-დახვეწა რკინაბეტონის კონსტრუქციის მუშაობის სპეციფიკის გათვალისწინებით, სრულყოფას მოითხოვს აგრეთვე კონსტრუქციული გადაწყვეტილებები, ცალკეული ელემენტების სწორი კონსტრუირება. ეს კი თავის მხრივ აუცილებელს ხდის მიზანდასახული ექსპერიმენტების საფუძველზე განსაზღვრულ იქნას მათი ზღვრული მდგომარეობის მახასიათებელი პარამეტრები არაწრფივი დეფორმაციების გათვალისწინებით. განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია ასეთი ინფორმაციის მოპოვება რთულ დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაში მყოფი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის. აუცილებლად გასათვალისწინებელია ისიც, რომ მაღალი ინტენსიურობის სეისმური ზემოქმედებისას ადგილი აქვს ხშირ შემთხვევაში არა სიმტკიცის, არამედ ცალკეული ელემენტების მდგრადობის დაკარგვასაც.

სეისმური ზემოქმედებისას შენობათა დაზიანება გრუნტის გადაადგილების დროს გამოწვეულია არა დარტყმითი სახის დინამიური ზემოქმედებით და არა გარედან მოდებული ძალებით (მაგ. ქარი), არამედ შენობის მასის რხევით გამოწვეული ინერციის ძალებით. მასა, ზომები გეგმაში და შენობის ფორმა, ე.ი. კონფიგურაცია, ნაწილობრივ განსაზღვრავს ამ ძალთა ხასიათს და შენობის მზიდი სისტემის მიერ მათი თავის თავზე მიღების ანუ რეაქციის ხარისხს. მრავალი რთული პრობლემა გადაიჭრებოდა, შესაძლებელი რომ იყოს რაიმე ერთიანი ოპტიმალური ფორმის ნაგებობათა დაპროექტება და ექსპლუატაცია, მაგრამ მათი ზომებისა და მოცულობით-გეგმარებითი გადაწყვეტილებების შერჩევის დროს აუცილებელი ხდება ეკონომიურობის მოთხოვნები, ესთეტიკური პროპორციების დაცვა, რაც აიძულებს ინჟინერ-კონსტრუქტორებს დაპროექტებისას შექმნან სხვადასხვა ფორმის მქონე ობიექტები.

ცნობილია, რომ მიწისძვრის დროს ნაგებობის ფუძეში მყოფი გრუნტის გადაადგილების ტრაექტორიას აქვს რთული და წინასწარ გაუთვალისწინებელი ხასიათი. ნაგებობის ელემენტების დეფორმაციულობის გამო მათი გადაადგილების ტრაექტორიები არ ემთხვევა ფუძის გადაადგილების ტრაექტორიას. ეს ფაქტორები განაპირობებენ ნაგებობაზე და მის ცალკეულ ელემენტებზე მოქმედი სეისმური ძალების ალბათურ ხასიათს და აღნიშნული ძალების ცვალებადობას საკმაოდ ვრცელ დიაპაზონსი.

სეისმური დატვირთვის ერთერთი ძირითადი დამახასიათებელი პარამეტრი არის ნაგებობის ფუძის აჩქარება, რომელიც განაპირობებს ნაგებობის ელემენტებზე მოქმედი სეისმური ძალების სიდიდეს.

ლიტერატურიდან ცნობილია, რომ მიწისძვრის დროს, ხშირ შემთხვევებში, კონსტრუქციებისა და ნაგებობის ელემენტებში წარმოქმნილი სეისმური ძალები საგრძნობლად აღემატება სამშენებლო-საპროექტო ნორმებით მოცემულ საანგარიშო დატვირთვებს. მაღალი სეისმური აქტივობის ზონებში საანგარიშო აჩქარების თეორიული მნიშვნელობა ცვალებადობს 0,05-0,2g ფარგლებში, ხოლო რეალურ პირობებში სათანადო სიძლიერის მიწისძვრის დროს აჩქარებების ფაქტიური მნიშვნელობანი ბევრად აღემატება თეორიულს, განსაკუთრებით შენობის ზედა სართულებზე სადაც აჩქარების სიდიდემ შეიძლება მიაღწიოს 0,5-1g. აღნიშნული ფაქტორი მეტად საშიშია, ვინაიდან ამ შემთხვევაში ნაგებობის ვერტიკალური მზიდი ელემენტების (სვეტებისა და კედლების) რღვევა, შეიძლება მოხდეს მდგრადობის დაკარგვის შედეგად, მასზე მოსული სიმძიმის ძალის არაცენტრალურად მოქმედების გამო. მიუხედავად იმისა, რომ სამშენებლო-საპროექტო ნორმების მოთხოვნის თანახმად კონსტრუქციებს გააჩნიათ სიმტკიცის საკმაოდ დიდი მარაგი, ანგარიშით გათვალისწინებულმა სიმტკიცის მარაგის კოეფიციენტმა შეიძლება ვერ უზრუნველყოს სვეტებში წარმოქმნილი დამატებითი გრძივი გაღუნვის ეფექტის ზეგავლენის კომპენსირება. ამის გამო ნაგებობის ნგრევა



თითქმის ყოველთვის ხდება ვერტიკალური და ჰორიზონტალური დატვირთვების ერთობლივი მოქმედების შედეგად. სვეტები და კედლები ჰორიზონტალური ძალების მოქმედების გამო კარგავენ თავის სიმტკიცეს და მდგრადობას, ხოლო შემდეგ სიმძიმის ძალების ზემოქმედების შედეგად დაზიანებული და შესუსტებული ნაგებობა ინგრევა.

ზიდვის უნარი უშუალოდ არის დამოკიდებული მის პლასტიურობაზე. ნაგებობის დრეკადი თვისებების ამოწურვის შემდეგ პლასტიური ნაგებობები ინარჩუნებენ სიმტკიცესა და მდგრადობას თავისი პლასტიური თვისებების ხარჯზე.

რკინაბეტონის ნაგებობის სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშებისას მათი პლასტიური თვისებების გათვალისწინების გარდა აუცილებელია აგრეთვე გავითვალისწინოთ სეისმური დატვირთვის მრავალჯერადი ხასიათი.

**სამუშაოს მიზანი:** წინამდებარე ნაშრომში შემოთავაზებულია რკინაბეტონის ნაგებობების გაანგარიშების მეთოდის სრულყოფა სეისმური ძალების არახელსაყრელი განაწილების, გეომეტრიული არაწრფივობისა და დატვირთვის მრავალჯერადი მოქმედების გათვალისწინებით. ნაგულისხმევია, რომ ნაგებობის რღვევა ხდება პლასტიური დეფორმაციების დაგროვების შედეგად.

**მეცნიერული სიახლე:** რკინაბეტონის ნაგებობების სეისმურ ზემოქმედებაზე გაანგარიშებისას, საწყის ეტაპზე, საჭიროა გეომეტრიული არაწრფივობის გათვალისწინება.

- ნაგებობის ზიდვის უნარის შეფასება პლასტიკური დეფორმაციების განვითარების პროცესში.

- აღსანიშნავია, რომ გაანგარიშების ყოველ  $i$  - ურ ეტაპზე ნაგებობის საწყის მდგომარეობად მიჩნეულია  $(i - 1)$  ეტაპის განხორციელების შედეგად მიღებული ნაგებობის დეფორმირებული სქემა.

- გაანგარიშების პირველ ეტაპზე საწყისად მიღებულია ნაგებობის არადეფორმირებული მდგომარეობა და ნაგულისხმევია, რომ სეისმური

ზემოქმედების ნულოვანი დონის შემთხვევაში მუდმივი სტატიკური დატვირთვა არ იწვევს ნაგებობის პლასტიკურ რღვევას.

- პირველად არის გაკეთებული ხისტ-პლასტიკური ნაგებობის მუშაობის ზღვრული ანალიზი მრავალჯერადი სეისმური დატვირთვის ზემოქმედების დროს აჩქარების არახელსაყრელი განაწილების გათვალისწინებით.

- განიხილება ნაგებობის მუშაობის ორი ციკლი. შიგა ციკლში ხდება შემოწმება იწვევს თუ არა სეისმური დატვირთვის მახასიათებელი პარამეტრი ნაგებობის რღვევას. გარე ციკლში ხდება ნაგებობის ზიდვის უნარის დადგენა.

- ზღვრული წონასწორობის თეორიის საფუძველზე მოხერხდა აღნიშნული ორციკლიანი ამოცანის დაყვანა ერთ ციკლზე. დადგინდა, რომ არახელსაყრელია აჩქარების ისეთი განაწილება, როდესაც შეყურსული მასების აჩქარების მიმართულება ემთხვევა აღნიშნული მასების გადაადგილების მიმართულებას პლასტიკური დეფორმაციების ყველაზე უფრო საშიში ველის განვითარების დროს.

- პირველად არის შემოთავაზებული “EMS-92” - ის მიხედვით დაზიანების კლასის და რეგულარობის დონის მიხედვით შენობების მიწისძვრისაგან მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხის დადგენა, სწორად და დროულად მოსალოდნელი საფრთხეების გამოვლენა, რომლებიც შეიძლება გამოიწვიოს მიწისძვრამ, რომლის პროგნოზირებას ამაოდ ცდილობენ მსოფლიოს გამოჩენილი მეცნიერები.

## თავი 1

### 1.1 სეისმური დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანაგარიშების განვითარების ისტორია

ყოველწლიურად დედამიწაზე 300-ზე მეტი მიწისძვრა ხდება, რომელთა დიდი რაოდენობა საბედნიეროდ არის მცირე სიმძლავრის და ხშირად დაუსახლებელ რეგიონებზე მოდის. მაგრამ რამდენიმე მძლავრი მიწისძვრა, რომლებიც დასახლებულ რეგიონებში ხდება იწვევს დიდ დაზიანებას და ნგრევას არასეისმომედეგ ნაგებობებში. ხშირად მიწისძვრას თან ერთვის ხანძრები, რომლებიც მიწისძვრით გამოწვეულ ნგრევაზე დიდ ზარალს იწვევს. იუნესკოს მონაცემების მიხედვით [3] 1925 წლიდან 1950 წლამდე მსოფლიოში მიწისძვრისგან დაიღუპა 350 ათასი ადამიანი, ხოლო მატერიალური ზარალი 10 მილიარდ დოლარს შეადგენდა. მხოლოდ ტოკიოს მიწისძვრამ, რომელიც 1923 წელს მოხდა იმსხვერპლა 140 ათასი ადამიანი. ნაგებობების რაღაც რაოდენობა ამ მიწისძვრის დროს არ დაინგრა. სხვადასხვა დროს მომხდარი მიწისძვრების ანალიზის შემდეგ მშენებლები მივიდნენ იმ დასკვნამდე, რომ შეიძლება გამომუშავება ისეთი წესებისა რომელიც დაიცავს შენობა-ნაგებობებს გამანადგურებელი შედეგებისაგან. საუბედუროდ ამ მიმართულებით მიმდინარე კვლევები ყოველთვის არ არის წარმატებული.

იაპონელი მეცნიერების მიერ 20-ე საუკუნის დასაწყისში დამუშავებულ იქნა “სტატიკური თეორია” ნაგებობებში აღძრული სეისმური ძალების გამოსათვლელად. 1900 წელს ო. ომორიმ [56] შემოთავაზებული თეორიის მიხედვით დაადგინა, რომ ღერო რომელიც ხისტად არის ჩამაგრებული საძირკველში არ განიცდის დეფორმაციას, მისი ყველა წერტილის გადაადგილებას, აჩქარებას, იწვევს საძირკველის რხევა. მის შესაფასებლად შემოთავაზებული იყო სეისმური ძალა, როგორც ინერციის ძალა, რომელიც გამოითვლება ფორმულით

$$S_{max} = m\ddot{y}_{0max}$$

სადაც  $m$  – ნაგებობის მასაა;

$\ddot{y}_{0max}$  – ნაგებობის საძირკვლის მაქსიმალური აჩქარება,  
გრუნტის აჩქარება, რომელშიაც ჩამაგრებულია ნაგებობა.

სისტემის წონა  $Q$  და მასა  $m$  ო. ომორის მიერ არ გამოისახება  
სეისმური ძალის გამოსათვლელ ფორმულაში

$$S_{max} = \frac{\ddot{y}_{0max}Q}{g} = K_c Q$$

სადაც  $K_c = \ddot{y}_{0max}/g$  სეისმიურობის კოეფიციენტი.

ო.ომორის მიერ აგურის შენობაზე ჩატარებული  
ინსტრუმენტალური ცდების შედეგების ანალიზით, რომელიც მან  
ჩაატარა 1923 წელს მიწისძვრის დროს ტოკიოში და იოკოგამაში  
სეისმოგრაფების ჩანაწერებით დაადგინა, რომ ყველაზე ძლიერი ძალა  
ნაგებობაზე მოქმედებს პირველ 4 წამის განმავლობაში. ამ დროს  
გრუნტის აჩქარება  $\ddot{y}_0 = 0.1g$ , ხოლო სეისმურობის კოეფიციენტი  $K_c = 0.1$ .

1920 წელს იაპონელმა მეცნიერმა ნ.მონონობემ [55] შესთავაზა  
მკვლევარებს, რომ სეისმური ძალა გამოთვლილ იქნას შენობის  
დეფორმაციის გათვალისწინებით. ის ამტკიცებდა, რომ ინერციის  
ძალები პროპორციულია მისი აჩქარების.

$$J = -m\ddot{z} = -m(\ddot{y}_0 - \ddot{y})$$

ხოლო აღმდგენი ძალა  $R = -Ky$

ნ. მონონობეს მიხედვით სეისმური ძალა

$$S(t) = m\ddot{z} = -Ky = m\varphi^2 y$$

ნ.მონონობეს მიხედვით სეისმური ძალა მიმართულია  
ჰორიზონტალურად და მოდებულია სისტემის იმ წერტილში სადაც  
შეყურსულია  $m$  მასა.

მაქსიმალური სეისმური ძალა ტოლია:

$$S_{max} = \beta K_c Q \delta$$

1927 წელს კ. ზავრიევის მიერ ნაგებობების სეისმომედეგობის  
უზრუნველსაყოფად შემოთავაზებული იქნა დინამიური მოდელი: იგი

ამტკიცებდა, რომ გრუნტის აჩქარება მიწისძვრის დასაწყისში აღწევს მაქსიმუმს, ხოლო სიჩქარე ტოლია ნულის [27].

$$y_0(t) = a \cos \theta t$$

სადაც  $\theta$  და  $a$  – გრუნტის სიხშირე და გრუნტის რხევის ამპლიტუდაა.

სეისმური ძალა

$$S_{max} = \beta_i K_c Q$$

1934 წელს მ. ბიოს მიერ დამუშავებული იქნა სეისმური ძალის შეფასების ინსტრუმენტალური მეთოდი, რომელიც ითვალისწინებდა ზედაპირის რხევის ჩაწერას მიწისძვრის დროს. ამ დროს სეისმური ძალა

$$S(t) = m\varphi^2 y = m\ddot{z} = m\varphi D$$

რეალური მიწისძვრის აქსელეროგრამების გამოყენებით  $\ddot{y}_0(t)$  - არის დამოკიდებულება მისი აჩქარების  $t$  – დროში.

სადაც  $\ddot{z}_{max} = \ddot{z}_{max}(T)$  და  $\ddot{z}_{max}$  – არის გრუნტის მაქსიმალური აჩქარება. იგი დამოკიდებულია საკუთარი რხევის პერიოდზე  $T$ .

მ. ბიოს მიერ შემოთავაზებული თეორია გააღრმავეს მეცნიერებმა გ. ხაუზნერმა, გ. კანმა, პ. მარტელმა და სხვებმა. 1958 წელს კალიფორნიის ინჟინერთა ასოციაციის მიერ პრაქტიკული საქმიანობისათვის შემოთავაზებული იქნა რხევის გავლენის ჩასახშობად სტანდარტული სპექტრი, რომელიც წარმოადგენდა სიდიდეს  $C(T) = \ddot{z}_{max}(T)/g$  და შედგენილი იქნა გრაფიკი. ამ გრაფიკის მიხედვით სეისმური ძალის მაქსიმალური სიდიდე.

$$S = S_{max}(T) = m\ddot{z}_{max}(T) = C(T)Q$$

მათემატიკური გარდაქმნების შემდეგ სეისმური ძალა ნებისმიერ  $K$  წერტილში შეიძლება გამოითვალოს შემდეგი ფორმულით:

$$S_{ki} = K_c \beta_i \eta_{ki} Q_K$$

სადაც  $\beta_i$  – დინამიურობის კოეფიციენტი;

$K_c$  – კოეფიციენტი რომელიც ითვალისწინებს სეისმური ძალის შემცირებას;

$\eta_{ki}$  – ფორმის კოეფიციენტი;

$Q_k$  – მასა  $K$  წერტილში.

დინამიური თეორიის სრულყოფაში დიდი წვლილი შეიტანეს ი. კარჩინსკიმ [31], გ. ქარცივაძემ [26], შ. ნაფეტვარიძემ, ი. სეხნიაშვილმა, ბ. კარაპეტიანმა, მარტელა და ალფორდმა (შეერთებული შტატები), [54] ს. მედვედევა [34] და სხვებმა. მათ მიერ იქნა შემოთავაზებული კოეფიციენტ  $\Delta$ -ს გრაფიკი, რომლის საშუალებით შეიძლება შევამციროთ სეისმური ძალა და ამავდროულად გავზარდოთ საკუთარი რხევის პერიოდი. ინსტრუმენტალური ჩანაწერების მიხედვით 1962 წელს ნორმებში შეტანილ იქნა  $\Delta$ -ს გრაფიკი რომელიც წინა გრაფიკებისაგან განსხვავებულია.

სხვადასხვა ქვეყნებში მომხდარი მიწისძვრების სპექტრული ანალიზით ირკვევა ამ გრაფიკის ინდივიდუალურობა. იგი დამოკიდებულია ყამირის სახეობაზე, მაგნიტუდაზე, ეპიცენტრის დაცილებაზე და სხვა.

კვლევები ამ მიმართულებით დღესაც გრძელდება მრავალი ქვეყნის მკვლევარების მიერ.

დღეისათვის არსებულ ნორმებში სეისმური ძალის სიდიდე გამოითვლება შემდეგი ფორმულით:

$$S_{oik} = AK\phi\beta_i\eta_{ik}Q_k$$

სადაც  $A = \dot{y}_{0max}/g$  – სამირკვლის მაქსიმალური აჩქარების სიდიდე, იგი 7 ბალისთვის  $A = 0.1$ , 8 ბალისთვის  $A = 0.2$ , 9 ბალისთვის  $A = 0.4$ .

1969 წელს გამოცემულ ნორმებში  $A$  – შეცვლილია  $K_c$  კოეფიციენტით, საანგარიშო სეისმური ძალის გამოსათვლელად მისი სიდიდე ტოლია 7,8,9 ბალისათვის შესაბამისად 0.025; 0.05 და 0.1 ე.ი. 4-ჯერ უფრო მცირე ვიდრე 1962 წლის ნორმებში.

კოეფიციენტი  $K_c$ -ს სიდიდე სეისმური ძალის გამოსათვლელ ფორმულაში ომორის დროიდან არის შეტანილი. ეს უკანასკნელი

ახინება იმით, რომ მიღებული რეალური სიდიდეები  $\dot{y}_{0max}$ , შენობების დინამიური გაანგარისებისას, (როგორც დრეკადი სისტემის), მიგვიყვანდა ნაგებობის გაზრდილ ეფექტთან, რაც არ შეესაბამება ტრადიციულ კონსტრუქციებს.

წინამდებარე ნაშრომში სამუშაოს მიზანს წარმოადგენს რკინაბეტონის ნაგებობების გაანგარიშების მეთოდის სრულყოფა სეისმური ძალების არახელსაყრელი განაწილების, გეომეტრიული არაწრფივობისა და დატვირთვის მრავალჯერადი მოქმედების გათვალისწინებით.

## **1.2 სეისმურ დატვირთვაზე ნაგებობათა გაანგარიშების არსებული ნორმატიული მასალა**

დღეისათვის 30-ზე მეტი განვითარებული ქვეყნები მსოფლიოში ფლობენ ნაციონალურ ნორმებს, რომელიც არეგულირებენ მშენებლობის წესებს სეისმურად საშიშ რეგიონებში. თუ დავეყრდნობით მრავალ თეორიულ და ექსპერიმენტულ გამოკვლევებს, ნორმების ძირითადი უმრავლესობა შენობების სეისმურ დატვირთვაზე გასაანგარიშებლად მიმდინარეობს ექვივალენტური სტატიკური დატვირთვით დინამიური გაანგარიშების საფუძველზე.

### **1.2.1 რუსეთის ნორმები**

რუსეთში შენობების გაანგარიშება სეისმურ დატვირთვაზე მიმდინარეობს СНИП–II-7-81 [44], რომლის საფუძველში ჩადებულია კონსტრუქციების დრეკადი დეფორმაცია განზოგადებული კოეფიციენტების შემოღებით, რომელიც ითვალისწინებს სისტემის ელემენტების რღვევის სხვადასხვა ფორმებს და პლასტიკური სახსრების შექმნას. შენობის საანგარიშო სქემად მიღებულია საძირკველში ხისტად ჩამაგრებული კონსოლი, რომელზედაც სართულების დონეზე

მოდებულია შეყურსული მასები. საანგარიშო სეისმური დატვირთვა შერჩეული მიმართულებით მოდებულია  $K$  წერტილში და შეესაბამება შენობის საკუთარი სიხშირის  $i$  ფორმას, გამოითვლება ფორმულით:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}$$

სადაც:  $K_1$  – კოეფიციენტი, რომელიც ახასიათებს სისტემის ზღვრულ მდგომარეობას და აიღება ტოლი 0.12 და 0.25, დამოკიდებულია შენობების და ნაგებობების რღვევის დასაშვებ ხარისხზე, ან იმ შემთხვევისას თუ ლოკალური დაზიანება არ არის დასაშვები, მაშინ აიღება 1 ტოლი;

$K_2$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს შენობების კონსტრუქციული გადაწყვეტის თავისებურებებს და აიღება 0.5-დან 1.5-მდე;

$S_{0ik}$  – პირობითი სეისმური დატვირთვის მნიშვნელობა. შენობის საკუთარი სიხშირის  $i$  ფორმისათვის, რომელიც გამოითვლება კონსტრუქციების დრეკადი დეფორმაციის გათვალისწინებით, შემდეგი ფორმულით:

$$S_{0ik} = Q_k A \beta_i K_\phi \eta_{ik}$$

სადაც:  $Q_k$  –  $k$  წერტილში შეყურსული მასა;

$m_k$  – მასა, რომელიც განისაზღვრება კონსტრუქციაზე მოქმედი დატვირთვით (მათ შორის მასა, წონა) და დატვირთვის თანწყობის კოეფიციენტით;

$A$  – სეისმურობის კოეფიციენტი, იღება 0,1; 0,2; 0,4 შესაბამისად 7,8 და 9 ბალიანი სეისმური რაიონებისათვის;

$\beta_i$  – დინამიურობის კოეფიციენტი, შესაბამისად შენობის საკუთარი რხევის  $i$  ფორმის, იღება 0.8 – 3 – მდე, დამოკიდებულია სისტემის საკუთარი რხევის სიხშირესთან და სეისმური თვალსაზრისით გრუნტის კატეგორიასთან;



$K_\varphi$  – დემფირების კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს დეფორმაციის შემცირებას კომპური ტიპის ან კარკასული შენობისას, იმასთან დამოკიდებულებით თუ როგორია თანაფარდობა სვეტის სიმაღლე  $h$  და განივ ზომა  $b$  – სთან;

$\eta_{ik}$  - კოეფიციენტი, გასაანგარიშებელი შენობის, რხევის ფორმის..

$$\eta_{jk} = X_{jk} \frac{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2}$$

სადაც:  $X_{ik}$ ,  $X_{ij}$  - შენობის გადაადგილება საკუთარი რხევის სიხშირის დროს  $i$  – ური ზონის განსახილველ  $k$  – წერტილში და ყველა  $j$  წერტილში, სადაც მისი საანგარიშო სქემის შესაბამისი წონა მიღებულია შეყურსულად.

გრძივი და განივი ძალის მღუნავი ან გადამყირავებელი მომენტის საანგარიშო მნიშვნელობა სეისმური დატვირთვისაგან გამოითვლება ფორმულით:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}$$

სადაც:  $N_i$  – ძალვა განსახილველ კვეთში  $i$  – ფორმის რხევისას;  $n$  – რხევის ფორმის რიცხვი.

ელემენტის სიმტკიცეზე გაანგარიშება მიმდინარეობდა ზღვრული ძალების მიხედვით, რომელსაც იტანს ელემენტი ნორმალურ, დახრილ და სივრცით კვეთებში, განისაზღვრება მასალის არადრეკადი მუშაობით და დაზიანების დაგროვებით.

$$N_p \leq N_{ult}$$

ამასთან შემოღებულია მუშაობის პირობის კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს სეისმური დატვირთვის თავისებურებას.

გაანგარიშების ნორმატიულ მეთოდს აქვს თავისი დადებითი მხარეები და არსებული უზუსტობები. მთავარი დამსახურება ამ მეთოდის არის მისი სიმარტივე, როდესაც გამოიყენება ინჟინრებისათვის კარგად ცნობილი მიდგომა და წესები, რომელიც გამოიყენება კონსტრუქციების გასაანგარიშებლად ჩვეულებრივი ერთჯერადი სტატიკური ზემოქმედებისას. ძირითადი უარყოფითი არის ის, რომ შენობის გაანგარიშება უნდა მივაკუთვნოთ წრფივად-დრეკად მოდელს, მაშინ როცა დრეკადპლასტიურ სტადიაში ცალკეულ კვანძებში და კონსტრუქციაში დგება ბევრად მცირე დატვირთვისას, ვიდრე საანგარიშო დატვირთვაა მოცემული სეისმომედეგობის დონისათვის. თვითონ წრფივად – დრეკადი მოდელის გამოყენება საკუთარი რხევის ფორმის დასადგენად ეწინააღმდეგება СНиП – ის დებულებებს, დაშვებას მნიშვნელოვანი არადრეკადი, მათ შორის ნარჩენი დეფორმაციების განვითარებას, მიღებული საანგარიშო შენობის მოდელის გამარტივება, ნორმატიული მეთოდიკის მიხედვით არ იძლევა საშუალებას დავაკვირდეთ დეფორმირების მექანიზმს და სიხისტის ცვლილებას, პლასტიკური სახსრების თანმიმდევრული წარმოქმნის პროცესს სეისმური ზემოქმედებისას. სისტემა, რომელიც მიღებულია ნორმებში, ემპირიული კოეფიციენტების გამოყენებით ითვალისწინებს ელემენტის რღვევის სხვადასხვა ფორმებს, როგორც სეისმური დატვირთვის განსაზღვრისას, ასევე ცალკეული ელემენტების სიმტკიცის გაანგარიშებისას, რაც არ იძლევა საშუალებას ელემენტის ლოკალური დაზიანების გასათვალისწინებლად, მიკრო და მაკრო დაზიანებები კონსტრუქციების მასალებში, სხვადასხვა მასალებს შორის კავშირის დარღვევა. მაგალითად კოეფიციენტი  $K_1$ , რომელიც ითვალისწინებს დასაშვებ დაზიანების დონეს იღება 0.25 ან 0.12, დამოუკიდებლად იმისა რა ხარისხის არადრეკადი დეფორმაციები წარმოიქმნება რკინაბეტონის ცალკეულ ელემენტებში და მთლიანად სისტემაში. ნორმებში მთლიანად პრაქტიკულად არ არის გათვალისწინებული საანგარიშო და

კონსტრუქციული მოთხოვნები. პლასტიური დეფორმაციების განვითარების უზრუნველყოფა და დამტკიცება იმისა, რომ მართებულია ზემოთმოყვანილი კოეფიციენტის გამოყენება, რომელიც მნიშვნელოვნად ამცირებს საანგარიშო სეისმურ დატვირთვას. კოეფიციენტი  $K_2$ , რომელიც ითვალისწინებს კონსტრუქციების მყიფე რღვევის გაზრდას სართულების რაოდენობის მომატების გამო, არ აქვს განსაზღვრა, როგორც ფიზიკურ სიდიდეს, რომელიც შეიძლება გაიზომოს და არ გამოისახება სხვა ფიზიკური სიდიდით.

კოეფიციენტი  $K_\phi$  შემოღებულია შენობების და საძირკვლის დისიპაციური თვისებების გასათვალისწინებლად, იგი არ არის დაკავშირებული განსაზღვრულ დამოკიდებულებასთან რხევის დეკრემენტის და რხევის მიღების სხვა პარამეტრებთან, რომლებიც ექვემდებარებიან ნატურულ ექსპერიმენტებს. რკინაბეტონის ელემენტების წინაღობის დადგენისას ნორმები თხოულობს მუშაობის პირობების კოეფიციენტის ჩართვას, რომელიც ითვალისწინებს სეისმური დატვირთვის თავისებურებებს, ხშირ შემთხვევაში ერთზე მეტია, ე.ი. ადიდებს რკინაბეტონის კონსტრუქციების ამტანუნარიანობას სეისმური დატვირთვისას, შედარებით ჩვეულებრივ დატვირთვისთან, რომლის დასაბუთება მიგვაჩნია არასაკმარისად. ამაში მდგომარეობს ძირითადად არასაკმარისობა, პირობით სტატიკური გაანგარიშება მივასადაგოდ სეისმური დატვირთვის დინამური ზემოქმედების ხასიათს, რომელიც იძლევა მნიშვნელოვან გადახრებს გაანგარიშების და პროექტირების შედეგებთან, კონსტრუქციის ფაქტიური მუშაობის ხასიათთან რელური მიწისძვრის დროს. ასევე ნორმებში მიღებულია პრინციპი ელემენტების ერთნაირი სიხისტისა. მიწისძვრის შედეგების ანალიზმა, ასევე თეორიულმა და ექსპერიმენტულმა კვლევებმა დაამტკიცა შენობების ლოკალური რღვევის შესაძლებლობა საანგარიშო ზემოქმედების დონის გაანგარიშების შემთხვევაშიც. СНиП-ში სადაც საანგარიშო სეისმური დატვირთვა მიღებულია შემამცირებელი კოეფიციენტის  $K_1$ -ით, რომელიც

ითვალისწინებს კონსტრუქციაში არადრეკადი დეფორმაციების და დაზიანებების არსებობას, მიზანშეწონილია დაახლოებით კონსტრუქციების ყველა ელემენტისთვის ერთნაირი დრეკადპლასტიური თვისება. მაგრამ რეალური მიწისძვრის დროს, ელემენტების ჯგუფში, რომლებსაც აქვთ დაახლოებით ერთნაირი მახასიათებლები, განსხვავებულია პლასტიური დეფორმაციის განვითარების ხარისხი, რაც შესაბამისად იწვევს ელემენტის სხვადასვა დაზიანების მოცულობას. СНиП არ შეიცავს მითითებას კერძოდ რომელ კონსტრუქციულ ელემენტებში დასაშვებია დაზიანება და როგორია მისი ხარისხი. ზოგიერთი ელემენტი უნდა მუშაობდეს თითქმის დრეკადად ნებისმიერი დონის ზემოქმედებისას; დაზიანება მათში თითქმის გამორიცხებულია. ზოგიერთები მაღალი დონის ზემოქმედებისას გამოითიშებიან მუშაობიდან. ცნობილია, რომ რთულ სისტემებში ერთი ელემენტის გამოთიშვას არ მიყვარვართ მთელი სისტემის გათიშვასთან. კონსტრუქციების ელემენტებს აქვთ სხვადასხვა ხარისხის პასუხისმგებლობა გადაიყვანონ მთლიანი შენობა ზღვრულ მდგომარეობაში, ამიტომ ელემენტის შესაძლებლობის პარამეტრები არ შეიძლება იყოს ერთნაირი.

ნორმებში არ არის კონკრეტული მითითებები რკინებეტონის კონსტრუქციების დინამიური გაანგარიშებაზე საეიმურ დატვირთვებზე, რომელიც შესაძლებლობას მოგვცემს უფრო მთლიანად და დასაბუთებულად გავითვალისწინოთ რეალური მუშაობა და კონსტრუქციის მთლიანი რეალური რღვევის ხასიათი.

ახალი СНиП პროექტში [41] ისევე როგორც СНиП-11-7-81 გაანგარიშებისას გამოყენებულია პირობითი სტატიკური და დინამიური გაანგარიშების მეთოდი. პირობითი სტატიკური გაანგარიშება მიმდინარეობდა ჩვეულებრივი წესებით პირობით სეისმურ ძალაზე. ამასთან მიღებულია კონსტრუქციული სისტემების სწორხაზოვან-დრეკადი მოდელი. არადრეკადი დეფორმაციის და ლოკალური

დაზიანების გათვალისწინება ხორციელდება  $K_1$  კოეფიციენტის დახმარებით რომლის მნიშვნელობა იცვლება ზღვრებში 0.25-0.5, დამოკიდებულია შენობის და ნაგებობის კარკასზე. დამატებით შემოღებულია შენობის პასუხისმგებლობის  $K_2$  კოეფიციენტი, რომელიც იცვლება 0.6-დან 1.5-მდე ზღვრებში. პირობითი სტატიკური ძალა რომელიც შეესაბამება  $i$ -ი რხვის ფორმას მოდებულს  $K$  წერტილში გამოითვლება ფორმულით:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{0ik}$$

ძაღვების და პირობითი სიხისტის განსაზღვრა საანგარიშო სეისმური ძალისაგან მიმდინარეობს ანალოგიურად არსებული ნორმებისა.

რკინაბეტონის ელემენტების ზიდვის უნარი განისაზღვრება დინამიური მონოციკლური ხასიათის სეისმური ზემოქმედებისაგან რომლისთვისაც ბეტონის საანგარიშო წინაღობა მცირდება დამატებითი მუშაობის პირობების კოეფიციენტის შემოღებით  $\gamma = 0.2 \div 1.0$ -მდე.

### 1.2.2 შეერთებული შტატების ნორმები

აშშ-ს ნორმების საფუძველში, სეისმურ რაიონებში შენობების გაანგარიშებისა და დაპროექტებისათვის, მიღებულია ერთიანი სამშენებლო კოდი, რომელიც შემოღებულია 1971 წელს, ასევე ჩადებულია რკონაბეტონის ძირითადი მზიდი კონსტრუქციებისათვის არადრეკადი დეფორმირება.

მთლიანი ჰორიზონტალური სეისმური დატვირთვა შენობის საძირკველში გამოითვლება ფორმულით:

$$S_{max} = Q C_s$$

სადაც:  $Q$  – დატვირთვა საძირკვლის ჩაჭრის დონეზე;

$C_s$  – სეისმური დატვირთვის კოეფიციენტი საძირკვლის ძირზე, გამოითვლება სპექტრული გაანგარაშებით, რხევის

ძირითადი ფორმის პერიოდის დამოკიდებულებით  
შემდეგი ფორმულით:

$$C_s = \frac{1.2GA}{RT^{2/3}}$$

სადაც:  $G = 1 \div 1.5$  – კოეფიციენტი რომელიც ითვალისწინებს  
გრუნტის ტიპის პირობებს;

$A$  – საძირკვლის დაყვანილი მაქსიმალური აჩქარება,  
რომელიც განისაზღვრება რეგიონების დარაიონების  
სქემის მიხედვით;

$R$  – შემამცირებელი კოეფიციენტი, დამოკიდებულია შენობის  
კონსტრუქციის სქემაზე;

$T$  – საკუთარი რხევის ძირითადი ფორმის პერიოდი.

### 1.2.3 საერთაშორისო ნორმები „ევროკოდ 8“

სეისმური დატვირთვის გამოსათვლელად საერთაშორისო ნორმების „ევროკოდ 8“ [57] მოწმდება სიმტკიცე კონსტრუქციის ელემენტების, რომელიც გამოითვლება იმ პირობით, რომ კონსტრუქციის ყველაზე კრიტიკულ ნაწილში წინააღმდეგობის ძალვა მეტი უნდა იყოს გარე ძალებზე. წინააღმდეგობის ძალვა განისაზღვრება ციკლური დეფორმირებით, რომელიც გამოწვეულია სეისმური ზემოქმედებით. იმ შემთხვევაში თუ სპეციალური მონაცემები არ არსებობს, წინააღმდეგობის ძალვის საანგარიშო ნიშნელობა შეიძლება განვიხილოთ როგორც მონოტონური დატვირთვისას. რკინაბეტონის კონსტრუქციების ამტანუნარიანობა არადრეკადი დეფორმაციებით იყოფა სამ კლასად: ქვედა, საშუალო და მაღალი.

საანგარიშო სეისმური დატვირთვა განისაზღვრება ფორმულით:

$$S = \frac{\alpha\beta\mu G}{K}$$

სადაც:  $\alpha, \beta, \mu$  – კოეფიციენტებია, რომელიც ითვალისწინებს

საძირკვლის მოძრაობის მაქსიმალურ აჩქარებას,  
ნორმირებულ დონეზე კონსტრუქციის აჩქარების  
მოძრაობის გზრდას და რამდენიმე თავისუფლების  
ხარისხის მქონე სისტემის მოძრაობის აჩქარების  
გაზრდას;

$G$  – შენობის საკუთარი წონა;

$K = 1.5 \div 4$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს

შენობის კონსტრუქციული სისტემის

განსაკუთრებულ მუშაობას და მიიღება

დამოკიდებულება არადრეკადი დეფორმაციების

კლასისა რკინაბეტონის ელემენტებში და

სისტემის რეგულირების კლასი.

#### **1.2.4 იპონიის ნორმები**

იპონიის ნორმების მიხედვით [50] კონსტრუქციის გაანგარიშება  
სეისმომდეგობაზე უნდა აკმაყოფილებდეს მის უსაფრთხოებას  
მიწისძვრისას და საექსპლუატაციო შესაძლებლობას მიწისძვრის შემდეგ.

საანგარიშო სეისმური ზემოქმედება უნდა განისაზღვროს  
კონსტრუქციის ტიპის და მშენებლობის რაიონის მახასიათებლებით და  
პასუხობდეს მრავალი მიწისძვრისას, რომელსაც შეიძლება ადგილი  
ქონდეს განსაზღვრულ რაიონში კონსტრუქციის მთლიანი  
ექსპლუატაციის ვადაში. განიხილება მხოლოდ ჰორიზონტალური  
მდგენელი სეისმური ზემოქმედებისას.

სეისმური ზემოქმედება განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

$$S_{ik} = S_{0ik}K$$

სადაც:  $S_{0ik}$  – საანგარიშო სეისმური დატვირთვა რომელიც

შეესაბამება  $i$  ფორმას შენობის საკუთარ რხევის

სიხშირეს რომელიც მოდებულია  $m_k$  მასასთან;

$K$  – საანგარიშო სეისმურობის კოეფიციენტი, რომელიც

განისაზღვრება გამომდინარე ელემენტის მთლიანი განიკვეთის სიხისტისა შემდეგი ფორმულით:

$$K = V_1 V_2 V_3 V_4 V_5 K_0$$

სადაც:  $V_1 = 0.7 \div 1.0$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს სეისმური ზონის გავლენას;

$V_2 = 0.9 \div 1.2$  – კოეფიციენტი, ითვალისწინებს საძირკვლის პირობებს;

$V_3 = 0.5 \div 2.0$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს შენობის საკუთარი რხევის პერიოდს;

$V_4 = 0.4 \div 1.0$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს კონსტრუქციის დაზიანების დონეს (ბზარის წარმოქმნა და გახსნა, პლასტიკური დეფორმაცია), ამასთან  $V_3 V_4 \leq 0.5$ ;

$V_5 = 0.7 \div 1.0$  – კოეფიციენტი, რომელიც ითვალისწინებს კონსტრუქციის ან კონსტრუქციული სისტემის ცალკეული ელემენტების სიმტკიცეს.

$K_0 = 0.2$  – კოეფიციენტი საბაზო ჰორიზონტალური სეისმური ძალის გასათვალისწინებლად.

კონსტრუქციის ელემენტების ზიდვის უნარის შემოწმება ხდება ზრვრული ძალების მიხედვით, რომელსაც იტანს განიკვეთი:

$$N_p \leq N_{ult}$$

### **1.2.5 ახალი ზელანდიის ნორმები**

შენობების და ნაგებობების გაანგარიშება სეისმურ ზემოქმედებაზე ახალ ზელანდიაში მიმდინარეობს შესაბამისად ნორმების მიხედვით რომელიც მიღებულ იქნა 1976 წელს [51].

კონსტრუქციების სეისმომდეგი გაანგარიშება ძირითადად მიმდინარეობს რეზონანსულ-რხევითი კონცეფციით, რომელიც



ითვალისწინებს სისტემის დამყოლობას და პლასტიკური სახსრების წარმოქმნას კონსტრუქციის მზიდ ელემენტებში, შემოდებულია განზოგადებული კოეფიციენტების მთელი რიგი. გაანგარიშება შეიძლება აწარმოო სამი მეთოდით: ექვივალენტური სეისმური დატვირთვით, სპექტრული გაანგარიშების საფუძველზე და სისტემის მოძრაობის განტოლების რიცხვითი ინტეგრირებით.

მთლიანი ჰორიზონტალური სეისმური დატვირთვა შენობის საძირკველზე გამოითლება ფორმულით:

$$S_{max} = GLSMRW_t$$

სადაც:  $G = 1 \div 1.65$  – სეისმურობის კოეფიციენტი, დამოკიდებულია მშენებლობის მოედნის და გრუნტის პირობებზე;

$L = 1 \div 1.6$  – შენობის პასუხისმგებლობის კოეფიციენტი;

$S = 1 \div 3$  – შენობის კონსტრუქციული გადაწყვეტის კოეფიციენტი, დამოკიდებულია მზიდი კონსტრუქციის ტიპზე;

$R = 1.0 \div 1.1$  – რისკის ზომის დამატებითი კოეფიციენტი;

$M$  – კოეფიციენტი, დამოკიდებული მზიდი კონსტრუქციების მასალაზე;

$W_t$  – შენობის მასა.

### **1.2.6 პორტუგალიის ნორმები**

შენობის გაანგარიშება სეისმურ დატვირთვაზე პორტუგალიაში [52] ხდება შესაბამისად ნორმებისა, რომელიც მიღებულია 1976 წელს. საანგარიშო სქემად კარკასული შენობებისათვის მიღებულია ერთი ან რამდენიმე თავისუფლების ხარისხის მქონე სისტემა (დამოკიდებულია სართულების რაოდენობაზე).

ჰორიზონტალური დატვირთვა, რომელიც მოქმედებს მასების მოდების დონეზე, განისაზღვრება განზოგადებული კოეფიციენტების საშუალებით შემდეგი ფორმულის მიხედვით:

$$S_{max} = \frac{\alpha C_0 \beta \theta}{\mu}$$

სადაც:  $\alpha = 0.5 \div 1.0$  – სეისმურობის კოეფიციენტი, დამოკიდებულია მშენებლობის მოედნზე;

$\mu = 1 \div 4$  – დამყოლობის კოეფიციენტი, დამოკიდებულია შენობის კონსტრუქციულ გადაწყვეტაზე;

$C_0$  – კოეფიციენტი, დამოკიდებულია გრუნტის პირობებზე და რხევის ძირითადი ფორმის სიხშირეზე;

$\beta$  – კოეფიციენტი, ითვალისწინებს მრავალი ფორმის რხევის გავლენას;

$Q$  – შენობის საკუთრი წონა.

რუსეთის და საერთაშორისო, შენობების და ნაგებობების, დაპროექტების ნორმების შედარებამ სეისმურ რაიონებში, გვიჩვენა რომ საერთაშორისო ნორმები იძლევა უფრო მკვეთრ, მთლიან, ფიზიკურად საფუძვლიან მიდგომას არადრეკადი დეფორმაციების გავლენის შესაფასებლად რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარისების და კონსტრუირებისას სეისმური ძალის ზემოქმედების დროს. ამავდროულად კავშირი განზოგადებული კოეფიციენტების, რომელიც ითვალისწინებს სისტემის არადრეკად დეფორმირებას, ითვალისწინებს კონსტრუქციულ პარამეტრებს, რომელიც ახასიათებს ნაგებობის სისტემის კონსტრუქციულ კლასს არადრეკადი დეფორმაციებისას, ხდება საკმარისად პირობითი. კოეფიციენტები აიღება რამდენიმე საერთო მოსაზრებების, სისტემის განსაკუთრებული მუშაობის და საიმედოობის საფუძველზე, რეალურ პირობებში და ექსპერიმენტალური მონაცემების მიხედვით.

აღსანიხნავია, რომ როგორც რუსულ ასევე საერთაშორისო ნორმებში მოცემულია კონსტრუქციული მონაცემები კონსტრუქციების

გასაანგარიშებლად სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებაზე, რომელიც საშუალებას გვაძლევს გავითვალისწინოთ რღვევის რეალური ხასიათი და კონსტრუქციის რეალური მუშაობა შენობის კონსტრუქციული სქემის შესაბამისად.

### **1.3 მრავალსართულიანი რკინაბეტონის კარკასული შენობების ნგრევის მახასიათებლები სეისმური დატვირთვის ზემოქმედებისაგან**

ბოლო წლების დამანგრეველი მიწისძვრის ანალიზმა გვიჩვენა, რომ რკინაბეტონის მრავალსართულიანი შენობების ნგრევა გამოწვეული იყო სვეტების მზიდუნარიანობის დაკარგვით [3].

1963 წ. 26 ივნისს ქ. სკოპლეში (იუგოსლავია) მომხდარი მიწისძვრა, რომლის ეპიცენტრი ქალაქის ცენტრში მდებარეობდა, 9 ბალიანი იყო; ყველაზე დიდი დაზიანება მიიღო 14 სართულიანმა საცხოვრებელმა სახლებმა, რომლის მზიდი კონსტრუქციის სვეტების კვეთი 30X70 სმ და მცირედ არმირებული ბეტონის ბირთვი იყო. ნგრევა განიცადა შენობის ქვედა სართულის სვეტებმა, ისინი აღმოჩნდა მცირედარმირებული. ზოგიერთმა ასეთმა შენობის კარკასმა უმნიშვნელო დაზიანება მიიღო. ამ შემთხვევაში სეისმური ძალა მიიღო უფრო მეტად ხისტმა ელემენტებმა, კიბის უჯრედის კედლებმა, ტიხრებმა და კედლის შემავსებლებმა. კარკასი მუშაობაში ჩაერთო მაშინ, როცა ისინი დაზიანდნენ.

ამ დროს ძალის ზემოქმედება შემცირებულია, სიმტკიცის შემცირების შედეგად კონსტრუქციას შეეძლო აეტანა სეისმური დატვირთვა. კარკასული შენობები, რომელთა სართულიანობა 6-ზე ნაკლებია, არ გააჩნიათ სიხისტის ბირთვი, ამ სისტემაში სვეტების და რიგელების საყრდენი უბნები ქვედა სართულებში ხშირ შემთხვევაში დაინგრა. ქალაქის ცენტრში მრავალსართულიანი შენობები პირველ სართულზე მცირე სიხისტის შემავსებლით იყო შევსებული, ბევრ

ადგილას შევსება არ იყო. ასეთი შენობების ქვედა და ზედა კვანძები დაინგრა, გადაიქცა სახსრებად, უფრო მძიმე შედეგებისგან შენობები გადაარჩინა ზოგან განლაგებულმა მცირე კედლების უბნებმა.

1967 წ. 29 ივნისს მოხდა მიწისძვრა კარაკასში (ვენესუელა), რომლის სიმძლავრის ინტენსივობა შეადგენდა 7-8 ბალს. ქალაქში იყო დაახლოებით 1000 შენობა 10 და მეტი სართულის, რომელთა უმრავლესობამ მიიღო სხვადასხვა სახის დაზიანება, ტიპური დაზიანება იყო სვეტების კვანძთან შეერთების კვეთებში, განსაკუთრებით ეს ხდებოდა პირველი მოქნილი სართულის შემთხვევაში, იყო რიგელების გადაჭრა სვეტებთან შეერთების ადგილას, სვეტების დაზიანებას ხელს უწყობდა გრძივი ძალები, რომლებიც გადამყრავებელი მომენტისგან წარმოიქმნა, რაც არ იყო გათვალისწინებული ანგარიშში. მაღლივი შენობების განაპირა სვეტებში გადამყრავებელმა მომენტმა გამოიწვია მნიშვნელოვანი გამჭიმავი ძაბვები ან ბეტონის მსხვრევა კუმშვისგან, რომელიც გრძივი ძალით გამოწვეულ გადამჭრელ ძალასთან ურთიერთობაში შეიძლება გამხდარიყო მიზეზი სვეტის და რიგელის ნაადრევი ნგრევისა. 19 სართულიანი შენობის 4 სვეტის ნგრევა. ნგრევას ქონდა სიმეტრიული ფორმა, რაც მიუთითებს იმაზე, რომ ადგილი ქონდა ღერძულ კუმშვას. ეს არასასიამოვნო მდგომარეობა სვეტისთვის შეიძლება კიდევ უფრო გართულდეს ვერტიკალური აჩქარებით, რომელიც კარკასების გაანგარიშებისას საერთოდ არ მიიღება მხედველობაში. კარკასების კონსტრუირებაში შეინიშნებოდა კვანძების და მისი შემადგენელი ელემენტების კვეთების არასაკმარისი სიმტკიცე, კვანძთან ახლოს არასაკმარისი ან საერთოდ არ არსებული გრძივი არმატურა.

1971 წლის 4 თებერვალს სან-ფრანცისკოში (აშშ) მომხდარი მიწისძვრის სიძლიერე 8-11 ბალს შეადგენდა (MK3 სკალით). მოხდა ძლიერი ნგრევა საავადმყოფოს მთავარი კორპუსის, ყველა რკინაბეტონის სვეტი ორი მოქნილი სართულისა თითქმის დაინგრა, შენობამ მიიღო

დიდი ჰორიზონტალური ნარჩენი დეფორმაცია, პირველი სართულის დონეზე 25 სმ, ხოლო მეორე სართულის დონეზე 75 სმ. ზედა ოთხი სართული უმნიშვნელოდ დაზიანდა. ასევე დაზიანდა საავადმყოფოს კომპლექსის ერთი შენობა რომელსაც კარკასული პირველი სართული დიაფრაგმის გარეშე ქონდა. პირველი სართული მთლიანად დაინგრა, ხოლო გადარჩენილმა მეორე სართულმა დაიკავა პირველი სართულის ადგილი. ერთერთი ძირითადი მიზეზი ნგრევისა იყო განივი არმატურის არასაკმარისი რაოდენობა სვეტებში.

1975 წლის აპრილში კუნძულ კიუსიუს ცენტრალურ ნაწილში (იაპონია) მოხდა მიწისძვრა მაგნიტუდით 6.4. განსაკუთრებით დიდი დაზიანება მიიღო რკინაბეტონის ოთხსართულიანმა შენობამ, სასტუმრომ, რომელიც 2.3 კილომეტრით იყო დაცილებული ეპიცენტრიდან. შენობის მზიდი კონსტრუქცია იყო რკინაბეტონის კარკასი სიხისტის დიაფრაგმებით. სეისმური ძალის ზემოქმედებით განსაკუთრებით დაზარალდა პირველი სართული, რამდენიმე სვეტი და სიხისტის დიაფრაგმა პირველ სართულზე დაინგრა. ცალკეული სვეტები ნგრევისას ანგრევდნენ ზედა სართულების გადახურვის ფილებს. ნგრევის ძირითადი მიზეზი იყო სვეტების და დიაფრაგმის არასრულყოფილი არმირება, ისინი არ იყო სათანადო სიმტკიცის და მოქნილობის. გამოკვლევების შედეგად დადგინდა რომ პირველი სართულის სვეტებში არ იყო არც ერთი განივი არმატურა, საკიდები.

1976 წლის 8 აპრილს მოხდა მიწისძვრა დახლიში (უზბეკეთი), რომელმაც გამოიწვია სერიოზული დაზიანება ნაგებობების, მათ შორის კარკასული შენობების. მათ შორის იყო მონოლითური რკინაბეტონის ორსართულიანი სკოლა. ამ ნაგებობების კონსტრუქციულ ელემენტებს გააჩნდა მცირე რაოდენობის განივი არმატურა, კვანძებში არ იყო განივი ღეროები; მიწისძვრის დროს კვანძებში გაჩნდა ბზარები, დაიმსხვრა ბეტონი და ამოიბერა არმატურა, გაჩნდა დახრილი ბზარები რიგელის საყრდენებთან, რომლის ქვემოთ სვეტებს შორის გარე აგურის შემკვები

სარტყელია მოთავსებული. ზოგიერთ ადგილებში შეიმჩნეოდა აშრევაბა მონოლითური რკინაბეტონის სვეტისა ჰორიზონტალურად და დაბეტონების ნაკერებთან. ასეთივე დაზიანებები შეიმჩნეოდა 1975 წელს ე. ბუინაკსკში (დაღესტანი) მიწისძვრის დროს.

დიდი ნგრევები მოხდა ბუქარესტში (რუმინეთი), როცა 1977 წელს მოხდა 8 ბალიანი მიწისძვრა. დანგრეული შენობებისაგან გამოირჩევა ტრანსპორტის სამინისტროს გამოთვლითი ცენტრი, რომლის ცენტრალურ ნაწილში სვეტები განლაგებული იყო 12 მ-იანი ბიჯით, სვეტები არმირებული იყო დიდი რაოდენობის (24-30) მმ გრძივი ღეროებით და ძალიან სუსტი განივი არმატურით. მიწისძვრის შედეგად ეს ნაწილი მთლიანად ჩამოინგრა. ნგრევის მიზეზი გახლდათ სვეტების გადატვირთვა მკუმშავი გრძივი ძალით და ერთდროულად ჰორიზონტალური დატვირთვის ზემოქმედებით. ბეტონის რღვევა მოხდა არმატურის ამობერვით, რომელსაც ხელი ვერ შეუშალა მცირედ განლაგებულმა საკიდებმა.

ყარაყუმის მიწისძვრის დროს 1985 წ. ინტენსიური რხევის ზონაში მოხვდა რამდენიმე ათეული სამრეწველო შენობა: ადმინისტრაციული და სოციალური საყოფაცხოვრებო დანიშნულების. სამირკვლის რხევის შემდეგ კარკასული შენობების სვეტებში, როგორც მრავალსართულიან ისე ერთსართულიანში შეიმჩნეოდა ნორმალური ბზარები სისქით 0.05-დან 0.35 მმ. რამდენიმე შენობებში შეიმჩნეოდა სვეტების ბეტონის დამცველი შრის რღვევა, არმატურის ამობურცვის გარეშე. ძლიერი დაზიანებები აღენიშნებოდა მზა პროდუქციის საწყობს. იგი არის მონოლითური კარკასული შენობა; დაინგრა 50% პირველი სართულის სვეტები და 30% მეორე სართულის სვეტები, ანალოგიური ნგრევა აღინიშნებოდა კიშინიოვში 1986 წლის მიწისძვრის დროს.

1988 წლის 7 დეკემბერს მოხდა მიწისძვრა სასომხეთში, რომლის მაგნიტუდა შეადგენდა 7. ძლიერად დაზიანდა სპიტაკი, ლენინაკანი და სტეფანოვანი. მიწისქვეშა ბიძგებმა, მიწისძვრის ინტენსივობა 8, 9, 10

ბალს აღწევდა. კარკასული შენობის ტოტალური ნგრევის ანალიზმა გვიჩვენა, რომ შენობების ნგრევა გამოიწვია სვეტების საყრდენებთან ნგრევამ, ბეტონის რღვევით და არმატურის ამობერვით. აღსანიშნავია დამოკიდებულება შენობების ნგრევასა და საკუთარი რხევის პერიოდთან, რაც დიდია რხევის პერიოდი, მით მეტია ნგრევის მოცულობა.

1992 წლის 14 მარტს ქ. ერზენდანში (თურქეთი) მოხდა დამანგრეველი მიწისძვრა, რომლის მაგნიტუდა 6,8 შეადგენდა რიხტერის შკალით და 9 ბალი მერკალის შკალით. ორი დღის ძლიერი ბიძგების შემდეგ მოხდა ორი ძლიერი ავტერშოკი, რომელმაც გააფართოვა ნგრევის მასშტაბები. კარკასული შენობების ნგრევის ანალიზით დადგინდა, რომ არასწორად იყო სიხისტეების თანაფარდობა კარკასის მზიდ ელემენტებს შორის, ძლიერი კოჭები და სუსტი სვეტები. მრავალი შენობა დაინგრა სვეტების მყისიერი ნგრევის გამო, არმატურის ამობურცვით, ბეტონის დამცავი შრის ამოტეხვით და ბეტონის გულის შემდგომი მსხვრევა-ამოტეხვით. ზემოთ თქმულის შეჯამებით შეგვიძლია დავასკვნათ, რომ შენობების სესიმომედეგობა ბევრად არის დამოკიდებული სვეტების სიმტკიცეზე. შენობის სვეტებზე ერთდროულად მრავალი სახის დატვირთვა მოქმედებს თავისი ხასიათის და ძალვის მიმართულებით, რაც განაპირობებს მის რღვევას. მრავალსართულიანი შენობის სვეტები, რომელთაც აქვთ დიდი მოქნილობა, განიცდიან ძირითადად რღვევას ღუნვისა და არაცენტრალური კუმშვისაგან. ამის შედეგად ჩნდება ნორმალური ბზარების სისტემა, იმსხვრევა ბეტონი, ამობერება ცალკეული ღეროები, წყდება განივი არმატურა.

1995 წელს იაპონიაში, კობეს დამანგრეველი მიწისძვრისას მოხდა სამი ტექტონიკური ფილის ძვრა, ევროპული, წყნარი ოკეანის და ფილიპინების, რომლის შედეგად წარმოიქმნა მიწის ზედაპირის გახლეჩა 9 კმ-ის სიგრძეზე, გრუნტის გადაადგილება სიმაღლეში 1.3 მ-ს შეადგენდა, ხოლო

ჰორიზონტალურად (ნაპრალის სიგანე) 1.7 მ იყო. ამ მიწისძვრას ეწოდა „უდიდესი ხაშინის მიწისძვრა“. დაიღუპა 6.5 ათასი ადამიანი, 100 ათასი საცხოვრებელი სახლი დაინგრა, ზარალმა შეადგინა 130 მილიარდი დოლარი. აღსანიშნავია, რომ შენობები რომლებიც აიგო 1960 წლის შემდეგ, სადაც გათვალისწინებული იყო სეისმომედეგი მშენებლობისათვის საჭირო ღონისძიებები, გადარჩა.

1999 წელს მოხდა ორი ინტენსიური მიწისძვრა თურქეთში, რომლებიც დაკავშირებული იყო ევროპული და აზიური ტექტონიკური ფილების ძვრასთან; დაიღუპა 18 ათასი ადამიანი და უამრავი საცხოვრისი დაინგრა.

2003 წელს, ირანში ქ. ბამში მომხდარი მიწისძვრის სიძლიერე შეადგენდა 6.5 ბალს, დაიღუპა 45 ათასი ადამიანი და დაინგრა შენობების 90% [3].

2004 წელს ინდონეზიაში, კუნძულ სუმატრიდან 200 კმ-ის დაცილებით მოხდა უძლიერესი მიწისძვრა მაგნიტუდით 9.3, რომელათ თან ახლდა 30 მ-ის სიმაღლის დამანგრეველი ცუნამი. დაიღუპა 250 ათასი ადამიანი და დაინგრა 2.5 მილიონი საცხოვრებელი სახლი.

2005 წელს პაკისტანში, დედაქალაქიდან, ისლამაბადიდან, 90 კმ-ის მანძილზე მოხდა 10 მაგნიტუდის სიმძლავრის მიწისძვრა, რომლის დროს დაიღუპა 50 ათასი ადამიანი და დაინგრა უამრავი ნაგებობა.

2008 წელს, პროვინცია სიჩუანში მოხდა ძლიერი მიწისძვრა 8 მაგნიტუდის სიმძლავრით. დაიღუპა 88 ათასი ადამიანი, 15 მილიონი ადამიანი იყო ევაკუირებული, 5 მილიონი ადამიანი დარჩა საცხოვრისის გარეშე. მიწისძვრის ბიძგებისგან მთებში წარმოიქმნა დიდი რაოდენობის მეწყერი და ქვათა ცვენა; დაზიანდა საავტომობილო და სარკინიგზო მაგისტრალები.

2010 წელს კუნძულ ჰაიტიზე მოხდა 7 ბალიანი მიწისძვრა, 2.2 მილიონზე მეტი ადამიანი დაირუპა, ხოლო 3 მილიონმა ადამიანმა მიიღო სხვადასხვა დაზიანებები. ზარალის ოდენობა რამდენიმე მილიარდს შეადგენდა.



ასევე 2010 წელს ჩილეში მოხდა 8.8 ბალის სიძლიერის მიწისძვრა, დაიღუპა 800 ადამიანი, დაინგრა 70% შენობა-ნაგებობები, ზარალმა რამდენიმე მილიარდს გადააჭარბა.

2011 წელს კუნძულ ჰონსიუზე, იაპონიაში, მომხდარი 9 ბალიანი [3] მიწისძვრის დროს დაღუპულთა და უგზოუკვლოდ დაკარგულთა რაოდენობამ 2.8 ათას ადამიანს გადააჭარბა, დაინგრა დიდი რაოდენობით საცხოვრებელი სახლები, დაზიანდა ატომური რეაქტორი, თუმცა ბევრი შენობა, რომლებიც სეისმური ღონისძიებების გათვალისწინებით აშენდა, გადარჩა.

2013 წლის 28 ატვისტოს ჩინეთში, ქ. სიჩუანსა და იუნშანში, მოხდა დამანგრეველი მიწისძვრა, რომელმაც მთლიანად გაანადგურა დასახლებული პუნქტები ჟუნსიანი და შანგრი. მიწისძვრის სიძლიერე 5.1 ბალს შეადგენდა. უსახლკაროდ დარჩა 4000 ადამიანი, დაინგრა საავტომობილო და სარკინიგზო მაგისტრალეები.

2013 წლის სექტემბერში, იაპონიაში, დაფიქსირებული იყო რამდენიმე მიწისზვრა. 4 სექტემბერს მიწისზვრის სიძლიერე 6.9 ბალს შეადგენდა. მიწისძვრა დაფიქსირდა ტოკიოშიც და ატომურ ელექტროსადგურ „ფუკუსიმა 1“-ის ტერიტორიაზეც. დაზიანებული ატომური სადგურის მდგომარეობა არ გაუარესებულა.

ჩინეთში 2013 წლის 4 სექტემბერს მომხდარმა 5.8 ბალის სიძლიერის მიწისძვრამ დაანგრია რამდენიმე დასახლებული პუნქტი, დაიღუპა რამდენიმე ათასი ადამიანი. მატერიალურმა ზარალმა შეადგინა 1.5 მილიარდი დოლარი.

2013 წლის 27 სექტემბერს პაკისტანში მოხდა უძლიერესი მიწისძვრა, 7,7 ბალის სიმძლავრის, რომელსაც თან ახლდა 15 ავთერშოკი. მიწისძვრის ეპიცენტრი 20 კმ-ში მდებარეობდა ქ. ავარანთან. დაინგრა ახლომდებარე დასახლებული პუნქტები, დაიღუპა რამდენიმე ათასი ადამიანი, უსახლკაროდ დარჩა 50 ათასზე მეტი ადამიანი. მატერიალურმა ზარალმა შეადგინა 7.8 მილიარდი დოლარი.

2013 წლის 6 ოქტომბერს მოხდა მიწისძვრა რუმინეთში. მიწისძვრის სიძლიერემ შეადგინა 7.5 ბალი. დაიღუპა 1.5 ათასი ადამიანი ე. ბუქარესტში. მიწისძვრა იგრძნობოდა ბელორუსიაში, კიშინოვში. ეპიცენტრი იყო ჩრდილოკარპატების ქედის მოღუნულ ადგილას, რომელიც ითვლება ყველაზე აქტიურ სეისმურ ადგილად რუმინეთში.

ამრიგად მიწისზვრის ანალიზის შედეგად დადგინდა, რომ უკანასკნელი წლების განმავლობაში მომხდარ მიწისძვრებს ემსხვერპლა 2 მილიონზე მეტი ადამიანი, ეკონომიკურმა ზარალმა კი რამდენიმე ათას მილიარდ დოლარს გადააჭარბა. როგორც წესი ადამიანთა მსხვერპლი უკავშირდება შენობის ნგრევას, მიწისძვრისგან წარმოქმნილ ცუნამს, ხანძრებს, მეწყერებს, ქვათაცვენას და სხვა.

აუცილებელია აღინიშნოს, რომ მიუხედავად სერიოზული დაზიანებისა, რომელიც ამტკიცებს პლასტიური დეფორმაციების არსებობას და პრაქტიკულად მზიდუნარიანობის ამოწურვას, კარკასების ნგრევა ხშირად არ ხდება. ეს მეტყველებს რკინაბეტონის კარკასული შენობების მაღალ სეისმომდეგობაზე. მისი სეისმომდეგობა შეიძლება აიხსნას მრავალი ფაქტორით: საანგარიშო სქემის სისადავე და მაღალი სიზუსტე სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშებისას, მასალების მაღალი სიმტკიცე, რომელიც მზიდი კონსტრუქციებისათვის გამოიყენება. შესრულებული სამუშაოს შედარებით კარგი ხარისხი, მაგრამ ძირითადი მიზეზი კარკასული შენობების წინააღმდეგობისა სეისმურ დატვირთვებზე განისაზღვრება მის დრეკადპლასტიკურ სტადიაში მუშაობისას, როდესაც ცალკეული ელემენტები და კარკასის კვანძები აღმოჩნდება დაზიანებული, წარმოიქმნება და ვრცელდება პლასტიკური სახსრები, რომელიც ხელს უწყობს რხევის ენერჯის შთანთქმას და მკვეთრად ამცირებს სეისმურ დატვირთვას. ამიტომ ასეთი ნაგებობის მუშაობის ძლიერი სესმური დატვირთვის ყოველმხრივი შეფასებისას აუცილებელია რკინაბეტონის ელემენტების და კარკასული სისტემის შესწავლა მისი

არაწრფივი მოქმედების გათვალისწინებით, იქამდე სანამ მზიდუნარიანობა ამოიწურება.

ამ საკითხს მიემდგნა მრავალი ექსპერიმენტალური და თეორიული კვლევები. შევჩრდებით რამდენიმე მათგანზე, წინასწარ განვიხილოთ სეისმური დატვირთვის თავისებურებები.

#### 1.4 სეისმური ზემოქმედების თავისებურებები

სეისმური ზემოქმედება მიეკუთვნება ისეთ დატვირთვას, რომელსაც აქვს მკვეთრად გამოხატული დინამიკური ხასიათი, განუსაზღვრელი დამოკიდებულება დატვირთვის ცვლილებისა დროში, რომელიც იწვევს შემთხვევით არასტაციონალურ ფუძის რხევას. მრავალი ჩატარებული სამუშაოს ანალიზმა რეალურ მიწისძვრის აქსელეგრამაზე საშუალება [33] მოგვცა გამოვყოთ მრავალი ძირითადი მახასიათებლები და კანონზომიერებები, რომელიც დამახასიათებელია მიწისძვრებისათვის, მიუხედავად მისი მრავალფეროვნებისა. ერთ-ერთი მათგანია ხანმოკლე მოქმედება. მიწისძვრის დროს სეისმური ტალღები იწვევენ საძირკვლის კონსტრუქციაში რხევებს, რომელიც 10-40 წამი გრძელდება. ამასთან კონსტრუქციის მასალა განიცდის რიგ-რიგობით დატვირთვას და განტვირთვას შესაბამისად დიდი დეფორმირების სიჩქარით.

( $S' = 0.005 \div 0.02C^{-1}$ ) დატვირთვის იძულებითი სიხშირე (გრუნტის რხევა) ახლოსაა ნაგებობის რხევის თავისუფალ სიხშირესთან (0.25-10) დატვირთვის ციკლის რაოდენობა არ აღემატება  $50 \div 100$ .

გრუნტის რხევის რაოდენობა შეიძლება დახასიათდეს როგორც ნაგებობის მხოლოდ მხები, რამდენადაც შენობის ქცევა მიწისძვრის დროს დამოკიდებულია მის პარამეტრებზე, თვისებაზე იმუშაოს დრეკადობის ზღვრის გარეთ. ჩატარებული კვლევები გვიჩვენებენ, რომ დრეკად-პლასტიკური სისტემა დამოუკიდებელია თუ როგორია თავისუფალი რხევის პერიოდი, ირხევა თუ არა უმცირეს 20 რხევისა და

თუ გავითვალისწინებთ ექსპლუატაციის ვადებში განმეორებადი სეისმური ზემოქმედება შეიძლება იყოს 50-100 ციკლი, ამიტომ სეისმური ზემოქმედება შეიძლება მივაკუთვნოთ მცირეციკლურ დატვირთვას.

დატვირთვის რეჟიმი დამოკიდებულია სეისმური ზემოქმედების ხასიათზე და ასევე კონსტრუქციის მუშაობის თავისებურებაზე, ამასთან ცალკეული ელემენტები მაგ. კარკასის რიგელი, გარდა სეისმურ დატვირთვაზე მუშაობისა, მუშაობს აგრეთვე ვერტიკალურ დატვირთვაზე, ამიტომ მისი დაძაბული მდგომარეობა ახლოს არის და მოდელირდება დინამიურ დატვირთვასთან დადებითი ასიმეტრიული დატვირთვის რეჟიმით. სვეტები მიწისძვრის დროს იმყოფებიან ახლოს ნიშანცვლადი დატვირთვის რეჟიმთან.

სამშენებლო კონსტრუქციების განსაკუთრებული ქცევის შესწავლას არადრეკადი დეფორმირების სტადიის ზღვრებში დიდი ყურადღება ექცევა როგორც ჩვენთან ასევე საზღვარგარეთ. ასეთ სამუშაოებს მიეკუთვნება კონსტრუქციების ელემენტების გამოკვლევა ნიშანცვლად ციკლურ დატვირთვაზე, რომელთა ძირითად მიზანს წარმოადგენს მისი ზღვრული ამტანუნარიანობის პარამეტრების დადგენა, ფაქტიური არადრეკადი დეფორმირების დიაგრამის მიხედვით. განსაკუთრებულ ყურადღებას იმსახურებს რეალური შენობების ფრაგმენტების და დიდი მოდელების ექსპერიმენტული გამოკვლევა, რომელიც საშუალებას იძლევა არა მხოლოდ ცალკეული ელემენტების, ასევე მთლიანი კონსტრუქციის სისტემის გამოკვლევას. მათ შორის აუცილებელია აღინიშნოს სამუშაოები, რომლებშიც მოცემულია ექსპერიმენტული კვლევების შედეგი, რაც მთავარია რკინაბეტონის კარკასული სისტემებისათვის, განხილულია პირობა პლასტიკური დეფორმაციების წარმოქმნისა და განვითარებისა.

## თავი 2

### პლასტიური სტადიის გამოყენების მიზანშეწონილობა და ეფექტურობა სეისმომედეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციებისათვის

#### 2.1. პროექტირების სტადიაში აუცილებელი პირობის გათვალისწინების შესახებ სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნლად

შენობა-ნაგებობის კონსტრუქციების სიმტკიცისა და სიხისტის მკვეთრი ცვლილება სეისმური ზომოქმედებისას დიდ საფრთხეს ქმნის. ასეთი ნაგებობების შესწავლის შედეგად დადგენილია ამ საფრთხის გამომწვევი მიზეზები. მათ შორის უმთავრესია ზოგიერთი ქვემოთ დასახელებული შემთხვევები.

1. როდესაც ქვედა სართულები ზედა სართულებთან შედარებით მოქნილია; მოქნილი სართული ხასიათდება სწორედ იმით, რომ შენობის ვერტიკალური ელემენტების და მისი სხვა დანარჩენი ნაწილების სიმტკიცისა და სიხისტის მნიშვნელობებს შორის სხვაობა საგრძნობლად დიდია (რადგან I სართულს ზედა სართულებთან შედარებით უფრო დიდი სიმაღლე აქვს, რითაც მცირდება მისი სიხისტე).

2. თუ პროექტის თანახმად კარკასის ყველა ელემენტი არ გრძელდება სამირკვლამდე, ასეთ დროს მოდებული დატვირთვის გავრცელების ტრაექტორია არაერთგვაროვანია და ტრაექტორიის გადატების წერტილებში სიმტკიცისა და სიხისტის საფეხურებრივ ცვლილებას აქვს ადგილი.

3. მოქნილი სართული შეიძლება წარმოიქმნას იმ შემთხვევაში, როდესაც გადახურვას აქვს კონსოლები, რომლებიც მათ ზემოთ

არსებული მზიდი თუ არამზიდი კედლის ელემენტებისათვის საყრდენის როლს ასრულებენ.

ასეთ შემთხვევას კიდევ უფრო სერიოზული ხასიათი ეძლევა, თუ გადახურვის ზემოთ არსებული კედლის ელემენტები დიაფრაგმებს წარმოადგენენ, რომლებიც თავის თავზე იღებენ ჰორიზონტალურ დატვირთვას.

მოქნილი სართულის მქონე კონსტრუქციების პროექტირების ძირითადი სირთულე იმაში მდგომარეობს, რომ სეისმური დატვირთვის უდიდესი ნაწილი და მისგან გამოწვეული დეფორმაციები თავს იყრის ნაკლები სიმტკიცისა და სიხისტის მქონე ელემენტებში, ე.ი. თანაბრად არ ნაწილდება ყველა სართულის ელემენტებში.

წლების მანძილზე დაგროვდა გამოცდილება, თუ როგორ იქნას თავიდან აცილებული საფრთხის გამომწვევი ზოგიერთი ზემოთჩამოთვლილი მიზეზები და ამისთვის რა ღონისძიებების ჩატარებაა აუცილებელი.

მაგალითად, ა) უარი ითქვას მოქნილი I სართულისგან, ე.ი. ისეთი ელემენტებისგან რომლებიც სიხისტის საფეხურებრივ ცვლილებას იწვევს. ბ) თუ შენობის ფუნქციონალური ან ესთეტიკური დანიშნულება ამის შესაძლებლობას არ იძლევა, მაშინ აუცილებელია შემუშავდეს შესაძლო მეთოდები სიხისტეთა არათანაბარი განაწილების შესამცირებლად სვეტების რაოდენობის გაზრდის ან დამატებითი კავშირებიანი ელემენტების გზით. თუ I სართული აუცილებლად მაღალი უნდა იყოს ძირითად კონსტრუქციას შეიძლება მთელ სიმაღლეზე ერთგვაროვანი სიხისტე შეუნუნარჩუნდეს სართულის გამოტოვებით შედარებით მსუბუქი გადახურვის მოწყობის გზით.

4. როდესაც ტიხარი-დიაფრაგმები ჩართულია შენობის მზიდ სისტემაში, შენობის სიმაღლეში ტიხარი-დიაფრაგმების ღერძების არათანხვედრისას სახურავიდან საძირკვლამდე მოდებული დატვირთვის

ძალების ტრექტორია წარმოადგენს ტეხილ ხაზს, რაც თავის მხრივ გადატეხის წერტილებში ძლიერ გადაძაბვებს ქმნის.

მზიდი ტიხრის ფუნქცია ხომ იმაში მდგომარეობს რომ იგი კრებს ყოველი სართულის გადახურვაზე მოქმედ დატვირთვებს და გადასცემს მათ საძირკველს, დატვირთვის გადაცემის წყვეტილობა კი, მითუმეტეს თუ მზიდი ტიხრები არ აღწევენ I სართულის დონეს, მკვეთრად აუარესებს მის მუშაობას. კონსტრუქციათა ვერტიკალური ელემენტების სიმტკიცისა და სიხისტის დისკრეტულობას მივყავართ ძაბვათა კონცენტრაციამდე და აქედან გამომდინარე, - დაზიანებებამდე. ამასთან, ის სართული, რომელიც სხვა დანარჩენი სართულებისათვის საყრდენს წარმოადგენს, უნდა დაირღვეს არა პირველი, არამედ უკანასკნელი.

5. სვეტების სიხისტის ცვლა შეიძლება გამოწვეული იყოს სხვადასხვა მიზეზით: ადგილის მდებარეობის ცვლილების გამო, რაც მოითხოვს ზოგ ადგილას დაბალი სვეტების დადგმას, ზოგან კი მათ პილონებზე მოთავსებას, კარკასის შევსების გამო საკმაოდ ხისტი, “არაკონსტრუქციული” ელემენტებით; სვეტების მუშაობაში ისეთი ხისტი ელემენტების ჩართვის გამო, როგორცაა სხვენი, და ეს მაშინ, როცა სხვა სართულები მთელ სიმაღლეზე რჩებიან სიხისტის კავშირების გარეშე.

ერთიდაიგივე განიკვეთის მქონე მოკლე სვეტები გრძელ სვეტებთან შედარებით მაღალი სიმტკიცის გამო საიმედოა ვერტიკალური დატვირთვებისას, რადგან გამორიცხულია მათი მგდრადლობის დაკარგვა. მაგრამ ჰორიზონტალური დატვირთვების ზემოქმედებისას დაბალ სვეტებში შეიძლება განვითარდეს ძაღვები, რომლებიც გადააჭარბებენ მათი ზიდვის უნარს.

6. როდესაც დაცული არ არის სეისმომედეგი კონსტრუქციების დაგეგმარების ძირითადი პრინციპი: უზრუნველყოფილი იქნას კოჭების მუშაობა არადრეკად სტადიაში მათზე ძლიერი დატვირთვების ზემოქმედებისას მანამდე, სანამ მუშაობაში ჩაერთვებიან სვეტები.

არ შეიძლება გამოყენებული იქნას შესუსტებული სვეტები და ძლიერი კოჭები, რაც სერიოზულ დაზიანებებს, ზოგჯერ კი შენობის სრულ რღვევას იწვევს. ისინი თანაბარი სიმტკიცის (მაინც) უნდა იყვნენ.

7. განსაკუთრებულ შემთხვევას განეკუთვნება მოქნილი და ხისტი კოჭების თანაარსებობის დროს შექმნილი პირობები, რომლებიც ტიხარი-დიაფრაგმებისა და კარკასის ელემენტების ურთიერთქმედების დროს წარმოიქმნება.

აღსანიშნავია, რომ დიდი წინაღობები არსებითად ამცირებს ტიხრების ზიდვის უნარს. კონსტრუქციული გადაწყვეტა, როცა გამოყენებულია ასეთი სვეტები და კოჭები, შეიძლება წარმოვიდგინოთ როგორც დიაფრაგმათა სისტემა, სადაც გათვალისწინებული დიდი ღიობები ამცირებს მათ ზიდვის უნარს. ღიობებიანი დიაფრაგმების მუშაობის ხასიათი შეიძლება იცვლებოდეს მანამ, სანამ თვითონ არ დაიწყებს მუშაობას ჩარჩოსებურად. განივი დიაფრაგმების სხვადასხვა ზომები და ღიობების ადგილმდებარეობა ქმნის კვეთის შესუსტების ლოკალურ ზონებს, რასაც მივყავართ რღვევის პოტენციალურ შესაძლებლობამდე.

8. შევსების ელემენტების შემთხვევაში ხისტი ელემენტების ჩართვა კონსტრუქციის სხვადასხვა ადგილას იწვევს დატვირთვების არათანაბარ გადანაწილებას, რასაც თავის მხრივ შეიძლება მოჰყვეს გრეხა. როდესაც მუშაობაში არამიზანდასახულად ერთვება არამზიდი ელემენტები, მითუმეტეს თუ ისინი მძიმე მასალებისგან არიან შესრულებული, – ამას მხოლოდ უარყოფითი შედეგები შეიძლება მოჰყვეს.

სეისმური ზემოქმედებისას შენობათა დაზიანება გრუნტის გადაადგილების დროს გამოწვეულია არა დარტყმითი სახის დინამიკური ზემოქმედებით და არა გარედან მოდებული ძალებით (მაგ. ქარი), არამედ შენობის მასის რხევით გამოწვეული ინერციის ძალებით. მასა, ზომები გეგმაში და შენობის ფორმა, ე.ი. კონფიგურაცია, ნაწილობრივ განსაზღვრავს ამ ძალთა ხასიათს და შენობის მზიდი



სისტემის მიერ მათ თავის თავზე მიღების რეაქციის ხარისხს. უკვე დიდი ხანია ცნობილია, რომ კონფიგურაცია, სიმარტივე და კონსტრუქციული სიზუსტე ნაგებობათა მზიდი ელემენტების სეისმომდეგი სისტემებისათვის ძალზე მნიშვნელოვანია და შეიძლება უფრო მეტადაც, ვიდრე სწორად შერჩეული კვთები იმ ძალვების მიხედვით, რომლებიც გაითვალისწინება შენობათა პროექტირებისას მაღალი სეისმური აქტივობის ზონებისათვის. მრავალი რთული პრობლემა გადაიჭრებოდა, შესაძლებელი რომ იყოს რაიმე ერთნაირი ოპტიმალური ფორმის ნაგებობათა დაპროექტება და ექსპლუატაცია, მაგრამ მათი ზომებისა და მოცულობით-გეგმარებითი გადაწყეტილებების შერჩევის დროს აუცილებელი ხდება ეკონომიურობის მოთხოვნების, ესთეტიკური პროპორციების დაცვა, რაც აიძულებს ინჟინერ-კონსტრუქტორებს დაპროექტებისას შექმნან სულ სხვადასხვა ფორმის მქონე ობიექტები.

სეისმურად მდგრადი სისტემებისათვის იმდენად დიდი მნიშვნელობა აქვს შენობათა კონფიგურაციის შერჩევას, რომ ამერიკელი მეცნიერების მიერ 70-იან წლებში დასმული იქნა საკითხი: რა უფრო სწორია, დაგეგმარდეს შენობა ფუნქციონალური, სოციალური და ესთეტიკური ხასიათის მოთხოვნილებებიდან გამომდინარე და შემდეგ მოხდეს მათი ექსპლუატაცია ღირებული კონსტრუქციული საიმედოობის პირობებში, თუ სეისმურად მაღალი აქტივობის ზონებში შენობათა დაპროექტებისას დასაწყისშივე იქნას განხილული მდგრადობის ამაღლების, შენობის მთლიანობის საკითხები, რაც განსაზღვრავს მოცულობის პარამეტრებს, სიმეტრიულობას, ელემენტების მასებს, მოდულურ სისტემას და სხვა ფაქტორებს, რომლებიც გავლენას ახდენენ კონსტრუქციის სეისმომდეგობაზე.

რა გავლენას ახდენს შენობის კონფიგურაცია სეისმომდეგობაზე? უპირველესად კონსტრუქციაში უნდა განვსაზღვროთ როგორც მთელი შენობის ფორმა, აგრეთვე მისი გაბარიტები, კონსტრუქციათა მზიდი და

არამზიდი ელემენტების ტიპები და საპროექტო მდგომარეობები. მიწისძვრის დროს წარმოქმნილი სწრაფადცვლადი დინამიკური დატვირთვებიდან სეისმური დატვირთვების სიდიდის განსასაზღვრავად აუცილებელია შენობის დინამიკური მახასიათებლების ცოდნა. მაგრამ ამ მონაცემების არსებობის შემთხვევაშიც კი ძნელია განისაზღვროს შესაძლო მოვლენების თანმიმდევრობა და შენობის კონსტრუქციათა სხვადასხვა ელემენტების ურთიერთმოქმედების ხასიათი, რადგან თვით სეისმური ზემოქმედების ბუნება მოიცავს ჯერ კიდევ უცნობი პარამეტრების დიდ რაოდენობას. გაანგარიშების ძირითადი კონცეფცია მდგომარეობს იმაში, რომ ვლებულობთ რა მხედველობაში სეისმური დატვირთვის მოდების შესაძლებლობას ნებისმიერი მიმართულებით, დატვირთვის მოქმედება კედლების ან ჩარჩოების ძირითადი ღერძების პერპენდიკულარულად ფაქტიურად ორი ყველაზე უფრო არახელსაყრელი შემთხვევის მოდელირებას წარმოადგენს. გრუნტის გადაადგილებისა და დიაგონალური მიმართულებით ძალვის მოქმედების შემთხვევაში კედლის ელემენტებისა და კარკასის კონსტრუქციები ორივე ღერძის გასწვრივ იმუშავენ ნაკლებ ძალებზე.

რეალური მიწისძვრისას ფაქტიურ სეისმურ დატვირთვებს აქვს გაცილებით უფრო რთული ხასიათი და ნებისმიერ შემთხვევაში გრუნტის სრული გადაადგილება ყოველთვის შეიცავს არაცენტრალურ დატვირთვებს, რის გამოც შენობებისა და ნაგებობების ღერძების გასწვრივ შერჩეული მიმართულებები ხშირად არ ემთხვევა რეალურ სიტუაციებს.

მსხვილი მასშტაბის შენობებსა და ნაგებობებში გრუნტის გადაადგილება არაერთდროულად ახდენს გავლენას მის სხვადასხვა ნაწილებზე, რაც იწვევს გრეხას ან არაერთდროულ გადაადგილებებს თუნდაც გეგმაში გეომეტრიულად სიმეტრიულ შენობებში. შენობებს, შედგებიან რა ისინი სხვადასხვა ნაწილებისა და შემაერთებული ელემენტებისაგან, სხვადასხვა ადგილებში აქვთ სხვადასხვა სიმტკიცე

და სიხისტე, რაც უნდა შეფასდეს გაანგარიშების პროცესში. სიხისტეთა დამატებითი ცვლილებები შეიძლება გამოწვეულ იქნას არამზიდი და მზიდი ელემენტების ურთიერთქმედებისაგან ან მათზე შენობის კონფიგურაციის გავლენის შედეგად. ყოველივე ეს ქმნის განსხვავებას კონსტრუქციის მუშაობაში რეალურ პირობებში და იდეალიზირებული სქემის მიხედვით გაანგარიშებისას.

კონფიგურაციის გავლენის ხარისხი შენობათა მუშაობაზე სეისმური ზემოქმედებისას დამოკიდებულია სხვადასხვა გეომეტრიულ მახასიათებლებსა და კონსტრუქციულ გადაწყვეტილებებზე, კონსტრუქციული ელემენტების სიმტკიცესა და სიხისტეზე.

შენობის აბსოლუტურ ზომებს მნიშვნელობა აქვს მასის თვალსაზრისით, რადგან ეს უკანასკნელი განაპირობებს ინერციის ძალების სიდიეს, შენობათა სიმაღლესთან კი უშუალო კავშირშია შენობის საკუთარი რხევების პერიოდის მნიშვნელობა, პერიოდის ცვლილება კი ნიშნავს შენობის საპასუხო რეაქციისა და შესაბამისად ძალების სიდიდის ცვლილებას. ამ პრობლემის გადასაწყვეტად დღეისათვის შემუშავებულია ის ძირითადი პრინციპი, რომ შენობის სიმაღლე კი არ შეიზღუდოს ყოველთვის, არამედ მიღებულ იქნას მიზანშეწონილი საფუძვლები სეისმურ დატვირთვაზე გაანგარიშებისას, დაზუსტდეს შენობის მუშაობის კრიტერიუმები ასეთი პირობებისათვის. ზოგიერთი სპეციალისტის აზრით მაღალი სეისმური აქტივობის ზონებში მიზანშეწონილია განხორციელდეს 5-დან 15-მდე სართულის შენობების მშენებლობა.

შენობის სიმაღლეში ზრდასთან ერთად, რასაც თან ახლავს გადამყირავებელი ძალების წარმოქმნა, უარყოფით გავლენას ახდენს სეისმომდეგობაზე გეგმაში შენობათა და ნაგებობათა ძალზე დიდი ზომები. დიდი ზომის შემთხვევაში, თუნდაც გეგმაში ისინი სიმეტრიული და მარტივი ზომისა იყვნენ, შენობა, როგორც ერთიანი

მთლიანი ორგანიზმი ყოველთვის ვერ უწევს წინააღმდეგობას სეისმური ტალღების ზემოქმედებას.

შენობათა ჰორიზონტალური ზომების მნიშვნელობაზე ს. პოლიაკოვი [36] თავის ნაშრომში მიუთითებს, რომ ის უბრალო დაშვებები, რომლებიც მიღებულია განსაკუთრებით გრძელი შენობებისათვის გრუნტის გადაადგილების მიმართ, შეიძლება აღმოჩნდეს არასწორი: სეისმური ზემოქმედების განსაზღვრისას ჩვეულებრივ ვარაუდობენ, რომ ნაგებობა ირხევა როგორც სისტემა, რომლის ყველა წერტილი ერთი და იგივე დონეზე ნებისმიერ მომენტში იმყოფება გადაადგილების, სიჩქარისა და აჩქარების მიხედვით ერთი და იგივე ფაზაში ერთნაირი ამპლიტუდის დროს. სინამდვილეში, იმასთან დაკავშირებით რომ სეისმური ტალღის გავლა მყისიერად არ ხდება, არამედ მას აქვს სასრული სიჩქარე, რომელიც დამოკიდებულია გრუნტის სიმკვრივესა და კონსტრუქციის მახასიათებლებზე, შენობის სიგრძის გასწვრივ ფუძის სხვადასხვა უბნები ირხევიან ასინქრონულად აჩქარებათა სხვადასხვა სიდიდებით, რაც იწვევს შენობაში დამატებითი კუმშვა-გაჭიმვის ძალებსა და ჰორიზონტალურ ძვრას. ბუნებრივია, რომ სხვა ერთნაირი პირობების დროს ეს ძალები იქნება მით უფრო შესაძლო (სავარაუდო) და მით უფრო არსებითი, რაც უფრო დიდია ნაგებობის სიგრძე. გრძელი შენობებისთვის გასათვალისწინებელია ისიც, რომ გადახურვის სიხისტე შეიძლება აღმოჩნდეს არასაკმარისი, რათა მიწისძვრის მომენტში გადაანაწილოს ჰორიზონტალური დატვირთვა შენობის უფრო მეტად სუსტი და დაზიანებული მზიდი კონსტრუქციებიდან უფრო მტკიცე და ნაკლებად დაზიანებულ კონსტრუქციებზე.

სეისმომედეგი კონსტრუქციების პროექტირებისას უფრო მნიშვნელოვანია როგორია შენობის გეომეტრიული პროპორციები, ვიდრე მისი აბსოლუტური ზომები. მრავალსართულიანი შენობებისათვის შენობის მოქნილობას, რომელიც იგივე მეთოდებით

განისაზღვრება, როგორც ცალკე მდგომი სვეტების მოქნილობა, უფრო დიდი მნიშვნელობა აქვს, ვიდრე უბრალო სიმაღლეს. რაც უფრო დიდია მოქნილობა, მით უფრო დამლუპველია გადამყირავებელი მომენტის მოქმედება მიწისძვრის მომენტში და დიდია მისგან გამოწვეული ძალები გარე სვეტების კონსტრუქციაში. შენობაზე განსაკორბით უარყოფით გავლენას ახდენს კუმშვის ძალები, წარმოქმნილი გადამყირავებელი ძალების მოქმედების დროს. ყოველივე ზემოთქმულის თანახმად ნათელი ხდება რა მნიშვნელობა აქვს არქიტექტურული გადაწყვეტილებების მიღების დროს შენობის სიგრძის ფარდობას მის სიმაღლესთან.

კონფიგურაციის შერჩევასა ხშირად მოითხოვება დაცული იქნას, როგორც სასურველი პირობა – “სიმეტრია”, შენობის გეომეტრიული თვისება. შენობა ან ნაგებობა, როგორც ცნობილია, ითვლება სიმეტრიულად გეგმაში ორი ღერძის მიმართ, თუ მისი გეომეტრიული პარამეტრები იდენტურია განსახილველი ღერძის თვითოეული მხრიდან. შენობის სიმეტრიულობა შეიძლება იყოს ერთი ღერძის გასწვრივაც. კონსტრუქციული სიმეტრია კი ნიშნავს სიმძიმის ცენტრისა და სიხისტეთა ცენტრების ადგილმდებარების თანხვედრას.

ვერტიკალური ღერძის მიმართ სიმეტრიას შენობათა და ნეგებობათა დინამიკისათვის ნაკლები მნიშვნელობა აქვს, ვიდრე გეგმაში სიმეტრიას. ასიმეტრიულობა ხელს უწყობს სიმძიმის ცენტრსა და სიხისტის ცენტრებს შორის ექსცენტრისიტეტის წარმოქმნას, რის შედეგადაც ჩნდება გრეხა. მართალია გრეხა შეიძლება სხვა მიზეზებითაც გაჩნდეს, მაგ. ნაგებობაში მასათა არათანაბარი გადანაწილების გამო, თუნდაც სიმეტრიული იყოს ნაგებობა. მაგრამ გეგმის ასიმეტრიული გადაწყვეტა თითქმის ყოველთვის იწვევს გრეხას. გარდა ამისა, კონსტრუქციათა ასიმეტრიულობას ხშირად ძაბვათა კონცენტრაციამდე მივყავართ. ძაბვათა კონცენტრაციის შესამცირებლად

სიმეტრიულობის დაცვასთან ერთად საჭიროა კონფიგურაციის სიმარტივე.

საყურადღებოა ის გარემოება, რომ სიმეტრია განისაზღვრება არა მხოლოდ მთელი შენობის გეგმის გადაწყვეტით, არამედ ელემენტებითა და კვანძებით. შენობათა კონსტრუქციების მუშაობის შესწავლამ მიწისძვრის წინა პერიოდში აჩვენა შედარებით მაღალი მგრძობიარობა სიმეტრიული გეგმის უმნიშვნელო, მცირე ცვლილებებისადმი. განსაკუთრებით ეს ეხება ისეთ კონსტრუქციულ გადაწყვეტილებებს, რომლებიც ითვალისწინებენ მზიდი დიაფრაგმებისა და ჭაურების გამოყენებას (სიხისტის ბირთვები). ზოგჯერ ძირითადი კონსტრუქციული ელემენტები, მაგალითად, როგორცაა სიხისტის ბირთვები, არასიმეტრიულად არიან განლაგებული ზოგადად სიმეტრიული კონფიგურაციის შენობაში. ამ შემთხვევაში საქმე გვაქვს ე.წ. “ფსევდოსიმეტრიასთან”, რაც ხაზს უსვამს იმ ფაქტს, რომ სიმეტრიის ცნება შეიცავს არა მარტო გეგმის გეომეტრიულ სიმეტრიას და გარე ელემენტების სიმეტრიულ განლაგებას, არამედ შენობათა და ნაგებობათა მზიდი და არამზიდი ელემენტების შიგა განლაგებასაც; შეიძლება შეგვხვდეს ისეთი შემთხვევებიც, როდესაც გეგმაში არასიმეტრიულად გადაწყვეტილი კონსტრუქციული სისტემა ისე იყოს დაპროექტებული, რომ მისი დინამიკური რეაქცია შეესაბამებოდეს ელემენტების სიმეტრიულ განლაგებას რაც მგრები მომენტის წარმოქმნის შესაძლებლობას თითქმის სრულიად გამორიცხავს.

მზიდი ელემენტების ზომები და რაოდენობა შენობებსა და ნაგებობებში, განპირობებულია ზოგჯერ ესთეტიური აღქმის კრიტერიუმებით, ეწინააღმდეგება სეისმომედეგი პროექტის მოთხოვნებს. მაღალსართულიან შენობებში, რომელთაც დიდი მოქნილობა აქვთ, შეინიშნება მაღალი ტონების შესაბამისი რხევები და ამასთან მაქსიმალური ძალები შეიძლება გაჩნდეს იქ, სადაც თითქოს მათში წარმოქმნა არ არის მოსალოდნელი, რადგან ჩვეულებრივ, მიწისძვრის

დროს უფრო მეტად მნიშვნელოვანი დატვირთვები მოქმედებენ გრუნტის ფუძის დონეზე. ქვედა სართულის კონსტრუქციები თავის თავზე იღებენ ვერტიკალურ და ჰორიზონტალურ დატვირთვებს, რომლებიც ზედა დონეებზე მოქმედებენ. ამ დროს ესთეტიური თვალსაზრისით ზოგჯერ მოითხოვება ქვედა სართულის სივრცის მაქსიმალურად განთავისუფლება.

კონსტრუქციულ-გეგმარებითი გადაწყვეტის ერთ-ერთ საინტერესო სტატისტიკურ შეფასებას წარმოადგენს კონსტრუქციული სქემის-გეგმის სიმკვრივე (სიმჭიდროვე), რაც განისაზღვრება ვერტიკალური მზიდი ელემენტების-სვეტების, კედლების, სიხისტეთა კავშირების სრული ფართობის ფარდობით იატაკის მთლიან ფართობთან. სქემის სიმკვრივის ანალოგიურ ცნებას წარმოადგენს შენობათა კედლების სიგრძე (სიგრძითი განფენილობა). მიწისძვრების შედეგების ანალიზმა აჩვენა ურთიერთკავშირი კარკასული ტიპის შენობათა სიგრძესა და დაზიანებათა მოცულობას შორის. ეს ურთიერთკავშირი გაითვალისწინება ზოგიერთი ქვეყნის ნორმატიულ დოკუმენტში.

იმისათვის, რომ მიზანშეწონილად იქნას გამოყენებული კედლის შევსების სიგრძის ფარდობა გადახურვის ფართობთან, ორი ძირითადი ფაქტორი უნდა იყოს დაკმაყოფილებული: გადახურვის ფართი საჭირო შესაბამისობაში უნდა იყოს შენობის მასასთან და აქედან გამომდინარე, მოდებულ დატვირთვასთან. კედლების სიგრძე კი ზუსტი მაჩვენებელი უნდა იყოს ზიდვის უნარისა, რომელიც კავშიროვანი სისტემითაა უზრუნველყოფილი. მოცულობით-გეგმარებით კომპლექსში ყოველგვარი ცვლილება კედლის ელემენტებისა (სიმეტრიულობა და არასიმეტრიულობა), გამოყენებული სამშენებლო მასალების თვისებებისა, პირაპირების შეერთების სახეობებისა, სხვა კონსტრუქციული დეტალებისა, დიაფრაგმების აბსოლუტური ზომებისა და ხასიათისა, მნიშვნელოვან გავლენას ახდენს მთელი შენობის მუშაობაზე. მაგრამ კედლის სიგრძის ფარდობა გადახურვის ფართთან, განსაზღვრის

სიმარტივისა და ერთნიშნა ინტერპოლაციის გამო, წარმოადგენს სასარგებლო კრიტერიუმს და განეკუთვნება პროექტირების პერსპექტიულ ასპექტს.

სეისმური შენობების პროექტირების საქმეში განსაკუთრებულ პრობლემას წარმოადგენს შენობათა კუთხეები. შემავალი კუთხეები საკმაოდ მრავალგვარი სახეობისა შეიძლება იყოს (L, T, U, H - ფორმის, ჯვრისებური ან მათი სხვადასხვა კომბინაციები), რაც გარკვეულ სირთულეებს ქმნის კონსტრუქციათა გაანგარისებისას სეისმური დატვირთვების ზემოქმედებისას. გრუნტის მოძრაობამ შენობის დიაგონალური მიმართულებით შეიძლება წარმოქმნას ძაბვები შენობათა კუთხეებში, რომლებიც ბევრად მეტია ძირითადი ღერძის გასწვრივ არსებულ ძაბვებზე.

სეისმომედეგი შენობების პროექტირებისას განსაკუთრებული ყურადღება უნდა მიექცეს გრეხას, რადგან სეისმომედეგი რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობისას ადგილი აქვს რთულ დეფორმირების პროცესს, რომელთაც თან ახლავს ელემენტების გრეხა. ნორმატიულ დოკუმენტში არსებული საანგარიშო რეკომენდაციები და მეთოდები არასაკმარისად ასახავს ექსპერიმენტულად დადგენილ იმ ფაქტს, რომ ბზარწარმოქმნის მომენტი, ზღვრული ზიდვის უნარი, რღვევის სურათი განპირობებული სეისმური ზემოქმედებით ძალიან ხშირად გრეხით განისაღვრება. პროექტირების ნორმები (□□□□-11-7-81) მხოლოდ მაშინ მოითხოვს მგრეხი მომენტის გათვალისწინებას შენობათა და ნაგებობათა სიხისტის ცენტრში გამავალი ვერტიკალური ღერძის მიმართ, როდესაც შენობათა სიგრძე და სიგანე 30 მ-ს სჭარბობს. მსოფლიოს სხვადასხვა ქვეყანაში მომხდარი მიწისძვრის ანალიზის მონაცემებმა კი დაადასტურეს, რომ არა მარტო სიგრძივ განფენილ და არასიმეტრიულ შენობებში, არამედ გეგმაში სიმეტრიულად გადაწყვეტილ შენობებშიც, რომლებიც ანტისეისმური ღონისძიებების გათვალისწინებით იყვნენ დაპროექტებული, მზიდი რკინაბეტონის კონსტრუქციები



მნიშვნელოვნად დაზიანდნენ ნიშანცვლადი მგრები მომენტების წარმოქმნის გამო, ჰორიზონტალური სეისმური ზემოქმედების დროს გრება ნაგებობათა კონსტრუქციულ ელემენტებში წარმოიქმნება არა მხოლოდ ფუძის მოძრაობის ტალღური ხასიათის გამო, არამედ შენობათა და ნაგებობათა რთული არქიტექტურული ფორმებით, არასტანდარტული კონსტრუქციული სქემით, რომელიც განსხვავდება მზიდი ელემენტების მასებისა და სიხისტეების არარეგულარული განლაგებით. იგივე შეიმჩნევა სიმეტრიული შენობების მზიდ ელემენტებში რიგი გაუთვალისწინებელი გარემოებების გამო, ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლების გაზნვისა და არაერთგვაროვნების გამო გარემოს სხვადასხვა ფაქტორის ზემოქმედებისას, დრეკადი და ნარჩენი დეფორმაციების არაერთდროული და არაერთგვაროვანი განვითარების გამო. დეფორმაციათა არაერთდროული განვითარება და შესაბამისად, ნაგებობათა კონსტრუქციის ელემენტების დაზიანებების განსხვავებული მოცულობა, ყოველთვის უწყობს ხელს გრების წარმოქმნას.

ამგვარად სეისმურად მდგრადი სისტემების შესაქმნელად აუცილებელია შენობებს გეგმაში ჰქონდეთ მარტივი და კომპაქტური კონფიგურაცია, ორი ურთიერთმართობული ძირითადი ღერძის მიმართულებით შენობები სიმეტრიული ფორმის უნდა იყვნენ და დაახლოებით ერთნაირი სიხისტეები უნდა ჰქონდეთ. ამასთან გადახურვა უნდა აკმაყოფილებდეს ჰორიზონტალურ სიბრტყეში აბსოლუტური სიხისტის პირობას. გარდა გეგმისა რეალურ შენობებს გარკვეული მოთხოვნები წაყენებათ ვერტიკალურ სიბრტყეშიც. კერძოდ, სიხისტეები და მასები შეძლებისდაგვარად თანაბრად უნდა იყოს განაწილებული ვერტიკალური მიმართულებით.

გეგმაში მარტივი კონფიგურაციისა და სიმეტრიულობის დაცვა, სიმტკიცისა და სიხისტეების მუდმივობის განხორციელება, სიხისტის ბირთვების სწორი საპროექტო განლაგება, შემავალი კუთხეებისათვის ძაბვათა კონცენტრაციის გაანგარიშება სეისმური ზემოქმედებისას,

შენობათა ვერტიკალური საფეხურების კონფიგურაციის განსაზღვრა როგორც ვერტიკალურ სიბრტყეში გეომეტრიული პროექციისა, აი არასრული ჩამონათვალი იმ წინამძღვრებისა, რომელთა გათვალისწინება რკინაბეტონის კონსტრუქციების პროექტირებისას სეისმური ზემოქმედებისას განაპირობებს მათ საიმედო მუშაობას ძნელად პროგნოზირებად მიწისძვრის პირობებში.

ახალი ეროვნული ნორმების შედგენისას უნდა გვახსოვდეს ის ძირითადი პრინციპები და ამოცანები, რაც ზოგადად გაანგარიშების სხვადასხვა ნორმებს მოეთხოვებათ. კერძოდ, სეისმურ დატვირთვაზე კონსტრუქციათა გაანგარიშების მეთოდებით დასაშვებია რღვევის ალბათობა, რადგან რღვევის თავიდან აცილება არარეალურია. ამდენად, ნორმატული დოკუმენტი მიზნად უნდა ისახავდეს უზრუნველყოს რღვევის ხარისხის კონტროლი ექსპლოატაციის სხვადასხვა ეტაპზე. ზოგადად, შენობის ამა თუ იმ კონფიგურაციის მიხედვით შესაძლებელი უნდა იყოს შესაძლო რღვევის უბნის გადანაწილება თუ დაზიანებათა დაგროვების შესაძლებლობის განსაზღვრა, რომელთაც მზიდი ელემენტების კატასტროფულ რღვევამდე მივყავართ.

სხვადასხვა ქვეყნის დღეისათვის არსებულ ნორმებში შენობათა რეგულარობის საკითხი სხვადასხვა მოცულობით, თუ სხვადასხვა ხარისხით არის წარმოდგენილი და ასახული. ისინი იმ ზოგად პრინციპებს ეფუძნებიან, რომ სეისმომედეგი ნაგებობის დაგეგმარებისას კონსტრუქციებს შეეძლოთ რაც შეიძლება მარტივი, მრავალჯერადი განმეორებად შესაძლებლობის მქონე გადაწყვეტილებების მიღება ნაგებობათა კონსტრუქციის თავისებურებების გათვალისწინებით. კონსტრუქციათა ელემენტების მაქსიმალური სიმეტრიულობა, სწორხაზოვნება და უწყვეტობა ნაგებობათა საიმედოობის ამაღლების წინამძღვრებია.

რეალურად არსებული ურიცხვი რაოდენობა სხვადასხვა მოხაზულობის მქონე არასწორი კონფიგურაციის შენობებისა, ართულებს

და თითქმის შეუძლებლად ხდის გარკვეული წესებით დავახასიათოთ ისინი და მით უმეტეს მივიყვანოთ იმ ფორმამდე, რაც ნორმატული ლიტერატურის სტილს შეესაბამება. ასეთი რთული არასტანდარტული კონფიგურაციის შენობებისათვის შეიძლება არ იყოს მიზანშეწონილი რაიმე განსაზღვრული რაციონალური წესების დამუშავება და ზუსტი პარამეტრების განსაზღვრა. თუმცა, თუ არსებობს რესპუბლიკაში “გეგმაში არასწორი ფორმის კონსტრუქციების” ან “გეგმაში არასწორი ფორმის ნაგებობებისა და კარკასული სისტემების” შესახებ იფორმაცია მათი სეისმური ზემოქმედების პირობებში მუშაობისას, შეიძლება ნორმებში ჩაირთოს დანართის სახით შესაბამისი გაანგარიშების მაგალითთა და დინამიკური მახასიათებლების ანალიზით.

### თავი 3

## სხვადასხვა ძალოვანი ფაქტორების ერთობლივი მოქმედება შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების სეისმომდეგობაზე

### 3.1 ღუნვა-გრეხაზე მომუშავე ელემენტის სიმტკიცის ანგარიშის ექსპერიმენტულ-თეორიული საფუძვლები

პრაქტიკული ანგარიშებისათვის (რომლიც ჯერ კიდევ შორს არის ზუსტი თეორიული მოდელებისაგან) ექსპერიმენტულ-თეორიული კვლევის შედეგები განზოგადებულია და შედარებით გამარტივებულია რიგი დაშვებების გამო.

ექსპერიმენტების უმრავლესობა აჩვენებს, რომ რღვევის სტადიაში ღუნვა-გრეხაზე მომუშავე ელემენტების სივრცითი კვეთის სამ წახნაგთან ჩნდება ბზარი, ხოლო მეოთხე წახნაგი წარმოადგენს ბეტონის შეკუმშულ ზონას. დაშვებულია, რომ რღვევისას ბზარით გადაკვეთილ გაჭიმულ არმატურაში, ზღვრული მდგომარეობისას, ძაბვა აღწევს დენადობის ზღვარს, ხოლო შეკუმშულ ბეტონში კი სიმტკიცის ზღვარს, გაჭიმული ბეტონი მუშაობიდან გამორიცხულია. დაშვებულია აგრეთვე, რომ რღვევა შესაძლოა მოხდეს ორი ძირითადი სქემით:

1. როდესაც მოქმედებენ  $T$  მგრეხავი და  $M$  მღუნავი მომენტები, ხოლო  $Q$  განივი ძალა მცირეა, ბეტონის შეკუმშული ზონა მდებარეობს წახნაგთან, რომელიც ღუნვის სიბრტყის მართობულია (ნახ. 2). ნეიტრალური ღეძი ამ დროს არ არის პარალელური განივკვეთისა და გადის ელემენტის ორ წახნაგში, რომელთა სიმაღლეა  $h$ . ბზარი ჩნდება სამ დანარჩენ წახნაგთან.

2. როდესაც მღუნავი მომენტის მნიშვნელობა მცირეა, და ელემენტზე მოქმედებს მგრეხავი მომენტი და განივი ძალა, რღვევის დროს შეკუმშული ზონა წარმოიქმნება ღუნვის სიბრტყის პარალელურ წახნაგთან, დანარჩენ

სამ წახნაგთან ჩნდება ბზარი. ნეიტრალური ლედი არ არის პარალელური ელემენტის განივი კვეთისა და კვეთს ორ წახნაგს, რომელთა სიგანეა  $b$  (ნახ. 3).

აღსანიშნავია, ერთი განზოგადებული ექსპერიმენტული დასკვნა: ნებისმიერი რღვევის დროს, ანგარიშისთვის საკმაოდ დიდი სიზუსტით, ბზარების გახსნის წირი ელემენტის განშლის შემდგომ ერთ წრფეს წარმოადგენს.

ელემენტებისათვის, სადაც ძნელია გამოიყოს მღუნავი მომენტის ან განივი ძალის გადამწყვეტი მნიშვნელობა, საჭიროა ანგარიში ჩატარდეს რღვევის ორივე სქემით, ხოლო სიმტკიცისთვის მიღებულ იქნას უმცირესი მნიშვნელობა. როგორც ავლნიშნეთ, სიმტკიცის ამოცანის გადაწყვეტა მდგომარეობს იმაში, რომ ბეტონისა და არმატურის მონაცემების მიხედვით შეფასდეს მაქსიმალური დატვირთვა, რომელიც შეიძლება აიტანოს კვეთმა, ე.ი განისაზღვროს ზიდვის უნარი რღვევის ორივე ძირითადი სქემის დროს.

განვსაზღვროთ ელემენტის ზიდვის უნარი პირველი სქემის დროს. განვიხილოთ სივრცითი კვეთი  $ABFGDE$  (ნახ.4). კვეთზე მოქმედი გარეშე დატვირთვები წონასწორდებიან შიგა ძალებით, რომლებიც წარმოიშვება შეკუმშულ ბეტონში და გაჭიმულ არმატურაში. კვეთი წონასწორობაშია, ამიტომ შეგვიძლია დავსვათ ძალების პროექციების ნულთან ტოლობის და მომენტების ჯამის ნულთან ტოლობის პირობები. ძალების პროექციები განიხილება  $ABBE$  შეკუმშული სიბრტყის ნორმალის მიმართ, ხოლო მომენტების ჯამი შეკუმშული ზონის ( $ABBE$  ზონის) სიმძიმის ცენტრში გამავალი ნეიტრალური ღერძის პარალელური ღერძის მიმართ. გამოვიყენოთ მოსაზრება, რომლის თანახმადაც ბზარის გახსნის წირი განშლისას წრფეს წარმოადგენს.  $c$  არის ნეიტრალური ღერძის პროექცია ელემენტის გრძივ ღერძზე.

$c^h$  და  $c^b$  ბზარის წირების პროექციებია,  $\alpha$  არის კუთხე, ელემენტის გრძივ ღერძსა და ნეიტრალურ ღერძს შორის (ნახ.4).

შემოვიტანოთ შემდეგი აღნიშვნები:

$$\beta = \frac{c_1}{b} = ctg\alpha$$

$$\sin \alpha = b/\sqrt{b^2 + c^2} = 1/\sqrt{1 + \beta^2}$$

$$\cos \alpha = c/\sqrt{b^2 + c^2} = \beta/\sqrt{1 + \beta^2}$$

X - შეკუმშული ზონის სიამღლეა.

$$A = \sqrt{b^2 + c^2} \cdot x = \sqrt{1 + \beta^2} bx - \text{შეკუმშული ზონის ფართობი.}$$

როგორც ნახ. 3-დან ჩანს,

$$c = 2c^h + c^b \quad (1)$$

სამკუთხედის მსგავსებიდან

$$\frac{c^h}{c^b} = \frac{h}{d}$$

საიდანაც  $c^h = c^b \frac{h}{b}$  ჩავსვათ (1) - ში, მივიღებთ

$$c = 2c^b \frac{h}{b} + c = c^b \frac{2h+b}{b} = c^b \delta,$$

სადაც

$$\delta = (2h + b)/b, \quad c^b = c/\delta = b\beta / \delta$$

შევადგინოთ წონასწორობის განტოლება ნეიტრალური ღერძის პარალელურ მიმართულებაზე. გარე დატვირთვების მომენტების ჯამი ტოლი იქნება

$$T \cos \alpha + M \sin \alpha = T \frac{b}{\sqrt{1+\beta^2}} + M \frac{\beta+1/\chi}{\sqrt{1+\beta^2}}$$

$$\text{სადაც } \chi = T/M$$

შიგა ძალვათა სისტემაში შედის:

ძალვა გაჭიმული არმატურაში -  $R_s A_s$  - რომლის პროექციაც შეკუმშული ზონის ნომრალზე იქნება

$$R_s A_s \sin \alpha = R_s A_s / \sqrt{1 + \beta^2};$$

ხოლო მისი მომენტი ნეიტრალური ღერძის პარალელური სიმძიმის ცენტრში

$$\frac{R_s A_s}{\sqrt{1 + \beta^2}} \left( h_0 - \frac{\chi}{2} \right)$$

გამავალი ღერძის მიმართ ტოლი იქნება

ძალვა შეკუმშულ არმატურაში, რომლის განიკვეთია,  $A'_s$  - მისი პროექცია იქნება

$$R_s A_s \cdot \sin \alpha = R_s A_s / \sqrt{1 + \beta^2},$$

ხოლო მისი მომენტი იგივე ღების მიმართ:

$$R_s A_s \left( \frac{\chi}{2} - \alpha \right) / \sqrt{1 + \beta^2}$$

ძალვა განივ არამატურაში, რომლის განიკვეთია,  $A_{sw}$  ბიჯი კი  $S$ . ერთ გრძივ მეტრზე, ძალვა  $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / S$ , ძალვა მთელი ბზარის სიგრძეზე,  $q_{sw} c^b$  მისი პროექცია იქნება

$$q_{sw} c^b \cos \alpha = q_{sw} b \beta^2 / \delta_1 \sqrt{1 + \beta^2}$$

მისი მომენტი

$$\left[ q_{sw} b \beta^2 / \delta_1 \sqrt{1 + \beta^2} \right] x \left( h_0 - \frac{\chi}{2} \right)$$

ძალვა შეკუმშული ზონის ბეტონში -  $R_b A_b = R_b \sqrt{1 + \beta^2} b x$  მისი მომენტი სიმძიმის ცენტრში გამავალი ნებისმიერი ღერძის მიმართ 0-ის ტოლია, შევადგინოთ წონასწორობის განტოლებები. პროექციების ჯამი 0-ის ტოლია, ამიტომ

$$-\frac{R_s A_s}{\sqrt{1 + \beta^2}} + \frac{R_s A'_s}{\sqrt{1 + \beta^2}} - \frac{q_{sw} b \beta^2}{\delta \sqrt{1 + \beta^2}} + R_b \sqrt{1 + \beta^2} b x = 0$$

ანუ

$$R_b (\sqrt{1 + \beta^2}) b x = R_s A_s + q_{sw} b \frac{\beta^2}{\delta} - R_s A'_s \quad (2)$$

გარე დატვირთვებისგან გამოწვეული მომენტი ტოლია შიგა ძალების მომენტების ჯამისა, ამიტომ

$$T \frac{\beta + 1/\chi}{\sqrt{1 + \beta^2}} = \left( R_s A_s + \frac{q_{sw} b \beta^2}{\delta} \right) \frac{h_0 - \frac{\chi}{2}}{\sqrt{1 + \beta^2}} + \left( \frac{\chi}{2} - \alpha \right)$$

საიდანაც მივიღებთ

$$T \leq \frac{\left( R_s A_s + \frac{q_{sw} b \beta^2}{\delta} \right) \left( h_0 - \frac{\chi}{2} \right) + R_s A'_s \left( \frac{\chi}{2} - \alpha \right)}{\beta + 1/\chi} \quad (3)$$

როგორც ჩანს,  $T$  წარმოადგენს  $\beta$  - ს ფუნქციას. ყველაზე უფრო მცირე იქნება მაშინ, როცა  $\frac{dT}{d\beta} = 0$ , რაც მოგვცემს, რომ სახიფათო კვეთის დროს

$$\beta = -\frac{1}{x} + \sqrt{\left( \frac{1}{x} \right)^2 + \frac{\sigma}{\gamma}}, \quad (4)$$

სადაც

$$\gamma = \frac{q_{sw} l_0}{R_s A_s}$$

(3) და (4) წარმოადგენს კვეთის ამტანუნარიანობას რღვევის 1 სქემის დროს. აღსანიშნავია რომ, (3)-თი და (4) -თი შეიძლება აღიწეროს  $x = \frac{T}{M}$  დამოკიდებულება სახიფათო კვეთის დროს, ეს დამოკიდებულება განხილვით იქნება ქვემოთ.

დატვირთვისა და რღვევის 2 სქემის დროს, როგორც ზემოთ არვნიშნეთ, შეკუმშული ზონა ღუნვის სიბრტყის პარალელურია (ნახ. 3). ზუსტად 1 სქემის ანალოგიური მეთოდით ხდება ზიდვის უნარის განსაზღვრა. ამ შემთხვევაში მიღებულია შემდეგი

$$T \leq \frac{(R_s A_s + q_{sw} h \beta^2 / \sigma) \times (b - a - \frac{x}{2})}{\beta(1 + 1/\lambda)} \quad \text{აქ } \lambda = \frac{2T}{qb} \quad (5)$$

სახიფათო კვეთისთვის

$$\beta_1 = \sqrt{\alpha/\gamma},$$

სადაც

$$\gamma = \frac{q_{sw} h}{R_s A_s}$$

მოცემული მეთოდით შესაძლებელი ხდება კვეთის ამტანუნარიანობის მიახლოებითი შეფასება, რომელიც რიგ შემთხვევებში არაზუსტი და არასაიმედოა. როგორც ნათლად ჩანს, ზემო ანგარიშში ელემენტის რთული დაძაბული მდგომარეობა მეტად მარტივდება, ვინაიდან ითვლება, როგორც გრძივ, ისე განივ არმატურაზე მოქმედებენ მხოლოდ ნორმალური ძალები და მათში აღიძვრება მხოლოდ ნორმალური ძაბვა. გარდა ამისა, შეკუმშულ ბეტონშიც არასრულად არის აღწერილი დაძაბული მდგომარეობის სურათი, გაუთვალისწინებელი რჩება კვეთში მოქმედი მხები ძაბვები ე.ი. ითვლება, რომ არმატურის დენადობის ზღვარი მთლიანდ დამოკიდებულია მხები ძაბვებისაგან.

ეს ქმნის ანგარიშის უზუსტობას, მდგომარეობის უფრო ზუსტად აღწერის მიზნით ანგარიშში აუცილებელია გავითვალისწინოთ მხები



მაბველები. აშკარაა რომ, მგრები მომენტის მოქმედების შედეგად ელემენტის განივკვეთში უნდა აღიძრას მხები ძალების ორი წყვილი  $\tau_x$  და  $\tau_y$ , რომელთა მომენტების ჯამი უნდა იყოს მგრები მომენტის ტოლი.  $\vec{T}_x + \vec{T}_y = \vec{T}$  (ნახ. 1,2).  $M$  და  $T_x$  მომენტების ერთობლივი მოქმედებისას, ელემენტის სიგანის ყოველ ერთეულზე მოდის მთავარი ვექტორის გარკვეული სიდიდე, რომელიც გარკვეული კუთხით არის დახრილი ელემენტის განივკვეთთან. ეს კუთხე შესაძლოა გამოთვლილი იქნეს მასალათა გამძლეობის მეთოდების გამოყენებით. ამ მომენტ ვექტორებს, აგრეთვე ელემენტის სიგანის ყოველ ერთეულზე მოსულ განივ ძალას აწონასწორებენ მთავარი მკუმშავი და მთავარი გამჭიმავი ძაბვები ელემენტში.

მთავარი გამჭიმავი ძაბვები მიაღწევენ რა ბეტონის წინააღობის ზღვრულ მნიშვნელობას, ელემენტში წარმოიქმნება არაბრტყელი სივრცითი ბზარები, რომელთა ფორმა დამოკიდებულია მთავარი გამჭიმავი ძაბვების მიმართულებაზე - რაც თავისთავად განპირობებულია დატვირთვის სახეზე და  $M, T, Q$  ძალების ურთიერთშეფარდებაზე. მაგ: სუფთა გრების დროს სპირალური ბზარები კვეთენ ელემენტის ოთხივე წახნაგს, ღუნვა - გრების დროს კი ერთ - ერთ წახნაგთან, სადაც მთავარი მკუმშავი და მთავარი გამჭიმი ძალები ერთმანეთს ედება - ბზარები არ გაჩნდება. ასეთი ზონა  $M$  და  $T$  - ეს მოქმედების დროს ჩნდება ღუნვით შეკუმშულ წახნაგთან, ხოლო ვთქვათ  $T$  და  $Q$  - ს მოქმედებისას ღუნვის სიბრტყის პარალელურ ერთ - ერთ წახნაგთან.  $T$  და  $M$  -ის ერთობლივი მოქმედებისას ბზარის დახრის კუთხე გაჭიმულ წახნაგთან შეიძლება გამოითვალოს, როგორც

$$\alpha = \arctg \frac{\chi}{\sqrt{1 + \chi^2 + 1}}$$

სადაც  $\chi = T/M$

ბზარების გაჩენის შემდეგ გამჭიმავი ძალების ტოლქმედი, აგრეთვე  $Q$  დატვირთვა გადაეცემა ბზარებზე გამავალ გრძივ და განივ არმატურას, რის გამოც ამ უკანასკნელში აღიძვრება ნორმალური და მხები ძაბვები. გრძივი და განივი არმატურის ერთობლივი მუშაობა აღძრულ ძალებზე

განპირობებულია გაჭიმვისა და ძვრის დეფორმაციების ურთიერთკავშირზე დახრილი ბზარების გაჩენის დროს.

განივი და გრძივი არმატურების მიერ გამჭიმვი ძალების ტოლქმედის მიღების შესაფარდებლად გამოყენებულია გაჭიმვისა და ძვრაზე დეფორმაციათა ერთობლიობა და შიგა ძალების გადანაწილება ბზარებში.

ყოველივე ზემოთქმულიდან შესაძლოა შემდეგი დასკვნების გაკეთება:

1) რკინა-ბეტონის ელემენტები ღუნვა-გრეხის დროს, აგრეთვე სუფთა გრეხის დროს სივრცულად დამაბულნი არიან მუშაობის ყოველ სტადიაში. ბზარებით მდგომარეობაში ისინი წარმოადგენენ სივრცულად დამაბული ბეტონის ბლოკებისგან შედგენილი სისტემებს, რომელთა ფორმა დამოკიდებულია არაბრტყელ ბზარებზე და განივი და გრძივი არმატურის ღეროებზე, რომლებიც კრავენ ბლოკებს ერთ სისტემად, არმატურის ღეროები იღებენ რა ბზარებში როგორც ნორმალურ, ისე მხებ ძალებს, იმყოფებიან აგრეთვე რთულ დამაბულ მდგომარეობაში და ამ დროს არმატურის დენადობის ზღვარი, რომელიც განსაზღვრავს ელემენტის სიმტკიცეს, შედარებით მცირეა (ნორმალური ძაბვების მიხედვით), ვიდრე ცალღერძა გაჭიმვის დროს.

2) სიმტკიცის ანგარიში ღუნვა-გრეხის დროს უნდა მოხდეს სივრცითი სისტემის ზღვრული მდგომარეობით, აუცილებლად გასათვალისწინებელია არმატურის დენადობის ზღვარის კრიტერიუმი, რომელიც განსაზღვრულია არმატურის რთული დამაბული მდგომარეობით. ეს კრიტერიუმი დამყარებულია შიგა ძალების ისეთ განაწილებაზე, რომელიც შეესაბამება დეფორმაციების ერთობლიობას ბზარების გახსნის დროს.

ამ დასკვნების შესაბამისად ხდება ზემოთ მოყვანილი ანგარიშის დაზუსტება და თანამედროვე ნორმებში ღუნვა-გრეხისას ელემენტის სიმტკიცე განისაზღვრება შემდეგნაირად: (ნახ. 6).

განხილულია ელემენტის რღვევის სამი ძირითადი სქემა.

I სქემის დროს ელემენტის რღვევა ხდება გრეხა-ღუნვით, სჭარბობს

ღუნვის გავლენას, განივი ძალის სიდიდე შედარებით მცირეა.

II სქემის დროს რღვევა ხდება მღუნავი მომენტის მცირე მნიშვნელობის დროს, როცა დიდია მგრები მომენტი და განივი ძალა.

III სქემის დროს ღუნვით შეკუმშულ ზონაში გაცილებით მეტი არმატურაა, რომელიც საჭიროა მგრები მომენტისათვის.

ე.ი

I სქემა-სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონა წარმოიქმნება ელემენტის ღუნვით მიღებულ შეკუმშულ წახნაგთან.

II სქემა-სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონა წარმოიქმნება ელემენტის ღუნვის სიბრტყის პარალელურ წახნაგთან.

III სქემა-სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონა წარმოიქმნება ელემენტის ღუნვით მიღებულ გაჭიმულ წახნაგთან.

ელემენტის სიმტკიცე იანგარიშება სამივე სქემით შემდეგი პირობიდან გამომდინარე: ელემენტის შეკუმშული ზონა სიბრტყეში, მის ცენტრზე გამავალი ღერძის მიმართ გამოთვლილი შიგა მომენტების ჯამი არ უნდა აღემატებოდეს გარე დატვირთვის.

საანგარიშო ფორმულას აქვს ასეთი სახე :

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5\chi) \cdot (1 + \varphi_w \delta \lambda^2) (\varphi_q \lambda + \chi)$$

ამ ფორმულაში

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw} b}{R_s A_s S}; \quad \lambda = \frac{c}{b}; \quad \delta = \frac{b}{2h+b};$$

$$\varphi_q = 1 + 0,5bQ/T \quad \chi = M/T$$

$M, Q$ , და  $T$  გამოთვლილია ელემენტის იმ ნორმალური კვეთისათვის, რომელიც ემთხვევა სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონის სიმძიმის ცენტრს.

ნახ. 2 - ზე არის შეკუმშული ზონის შემომსაზღვრავი ხაზის პროექცია ელემენტის გრძივ ღერძზე (ნეიტრალური ღერძის პროექცია),  $X$  - შეკუმშული ზონის ფარდობითი სიმაღლეა. იგი განისაზღვრება, როგორც ღუნვის დროს (1 სართული)

$$X = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b$$

როცა  $M = Q = 0$ , მაშინ  $\varphi_q = 1$  და  $\chi = 0$  I სქემის დროს  $\chi = M/T$ ,  
 $\varphi_q = 1$

II სქემის დროს  $\chi = 0$  და  $\varphi_q = 1 + 0,5hQ/T$

III სქემის დროს  $\varphi_q = 1 + 0,5hQ/T$  და  $\lambda = -\frac{M}{T}$

როგორც ჩანს, ელემენტის სახიფათო კვეთი ორიენტირებულია  $c$  პარამეტრით (II სირთულე), მისი მნიშვნელობა აიღება საცდელი ჩასმით, მაგრამ არა უმეტეს  $C_{max} = 2h + b$  სიდიდისა. გარდა იმისა, კვეთი საჭიროა შემოწმდეს :

1) მგრეხავ მომენტზე

$$T = M_k \leq 0,07R_b b h_0^2$$

2) განივი ძალის მიხედვით

$$Q \leq 0,25R_b b h_0 \quad \text{და} \quad Q \leq Q_{sw}^5 / (1 + 1,5\chi)$$

სადაც  $Q_{sw}^5$  არის განივი ძალა, რომელსაც იღებენ სუფთა გრეხის დროს ბეტონი და ვერტიკალური არმატურა.

3) გრძივი და განივი არმატურების ფარდობა უნდა აკმაყოფილებდეს პირობებს:

ა) ღუნვის სიბრტყის პერპენდიკულარული წახნაგებისათვის

$$0,5 \leq \varphi_{sw} \left( 1 + 2/\chi \sqrt{\frac{1}{\delta}} \right) \leq 1,5$$

ბ) პარალელური წახნაგებისათვის  $0,5 \leq \varphi_{sw} \leq 1,5$  (III სირთულე).

როგორც ვხედავთ, მოცემული სამივე სირთულე, რომელიც დამახასიათებელია ღუნვა-გრეხისათვის, გარკვეული დაშვებების შემდგომ გადალახულია.

I სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონის მიახლოებითი განსაზღვრისათვის. როგორც ვხედავთ, ეს პრობლემა მარტივად არის გადაწყვეტილი. შეკუმშული ზონის სიმაღლის განსაზღვრა ხდება გრეხისგან დამოუკიდებლად, როგორც სუფთა ღუნვის დროს. გრეხის გავლენა ამ დროს მხოლოდ შეკუმშული კვეთის ორიენტაციაში ჩანს (რღვევის III სქემა).

განვმართოთ ეს დაშვება:

ზოგად შემთხვევაში, როდესაც იანგარიშება ელემენტის სივრცითი კვეთი, აუცილებელია განისაზღვროს იმ ნორმალური ძაბვების სიდიდე, რომლებიც მოქმედებენ ელემენტის შეკუმშული ზონის სიბრტყეში ელემენტის ზღვრული სიმტკიცის დროს (აღსანიშნავია, რომ მთავარი მკუმშავი ძაბვების მიმართულება ღუნვა-გრეხის დროს არ ემთხვევა მიმართულებას ღუნვის დროს). როგორც ცდებიც აჩვენებენ, ეს კი ასეც უნდა ყოფილიყო, ელემენტის რღვევის დროს ღუნვა-გრეხის შემთხვევაში შეკუმშული ზონა იმყოფება უაღრესად რთულ დაძაბულ მდგომარეობაში: გარდა მკუმშავი ძალებისა, მოქმედებენ აგრეთვე გადამჭრელი (ძვრის) ძალებიც. ამ ძალების გადანაწილება შეკუმშული ზონის გრძივ და განივ არმატურაზე უფრო ართულებენ დაძაბული მდგომარეობის სურათს, რომლის ზუსტი დადგენა განსაკუთრებით რთულია.

ვინაიდან ჩვენთვის გაცილებით უფრო საინტერესოა არა თვით დაძაბული მდგომარეობა, არამედ ელემენტის მზიდუნარიანობის დადგენა, შეგვიძლია შეკუმშული ზონის სიმაღლის მიახლოებითი დადგენა. ცდები აჩვენებენ, რომ ამ ზონის მნიშვნელოვან ფარგლებში ვარირება უმნიშვნელოდ ცვლის ელემენტის ზონის მზიდუნარიანობას. პრაქტიული ანგარიშისთვის მკუმშავ ძაბვებს ვშლით ორ მდგენელად: ელემენტის გრძივი ღერძის გასწვრივ და მისი მართობულად მიმართულებით. სივრცით კვეთში მოქმედ ყველა ძალას ვაგეგმილებთ ელემენტის განივ კვეთზე და ვადგენთ წონასწორობის განტოლებას. ამ განტოლებიდან ცხადია, რომ ძაბვების ის მდგენელი, რომელიც ელემენტის გრძივი ღერძის მართობულია, ტოლია საანგარიშო სივრცითი კვეთის გაჭიმული და შეკუმშული ზონების გადამკვეთი განივი არმატურების ზღვრული ძალების სხვაობისა, ეს სხვაობა კი უმნიშვნელოა (გამონაკლისია ის შემთხვევა, როცა განივი არმატურა წინასწარ დაძაბულია). თუ უგულებელვყოფთ შეკუმშული ბეტონის განივ ძალებს, (ზემო მოსაზრებიდან გამომდინარე), შეკუმშული კოჭის ბრტყელი კვეთი

(დახრილი). ამ შემთხვევაში შეკუმშული ზონის სიმაღლის გამოსახულება მთლიანად ემთხვევა ბრტყელი კვეთისას. ე.ი. სივრცითი კვეთის შეკუმშული ზონის სიმაღლის დასადგენად უგულებელყოფილია მისი რთული დაძაბული მდგომარეობა, მისი სიმაღლე იანგარიშება, როგორც ბრტყელი კვეთისა, ანუ შეკუმშული ზონის სიმაღლის დასადგენად არ გაითვალისწინება გრეხის (მხები ძაბვების) გავლენა.

II ნეიტრალური ღერძის არახელსაყრელი მდგომარეობის განსაზღვრისათვის.

ეს სირთულე თავს იჩენს მე-3.7 ფორმულაში C პარამეტრის სახით, ე.ი. ნეიტრალური ღერძის ელემენტის გრძივ ღერძზე პროექციის სახით.

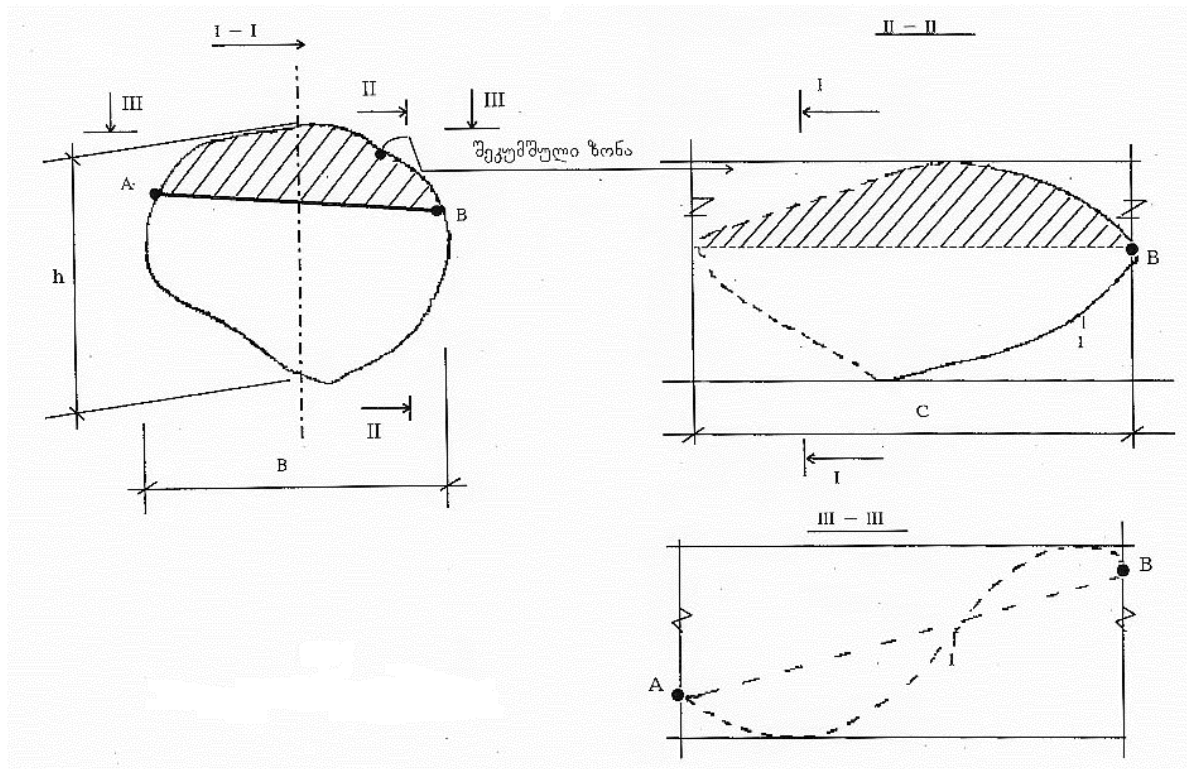
როგორც ცნობილია, ნეიტრალური ღერძის მდგომარეობა ცალსახად არის განსაზღვრული შეკუმშული ზონის სიმაღლით ღუნვის შემთხვევაში. რაც შეეხება ღუნვა-გრეხისას C პარამეტრის სიდიდე, ანუ ნეიტრალური ღერძის ორიენტაცია განუსაზღვრელი რჩება, ვინაიდან არსებობს ამ მდებარეობის უამრავი შესაძლებლობა. ცხადია, რომ ნეიტრალური ღერძის ისეთი მდებარეობა უნდა მივიღოთ, რომ იგი შეესაბამებოდეს ელემენტის ყველაზე უფრო მცირე ზიდვის უნარს. ეს მოსაზრება ჭეშმარიტი იქნება ელემენტის განივ კვეთზე ნეიტრალური ღერძის დახრის კუთხეების განსაზღვრისას, ხოლო გრძივ ღერძზე დაგეგმილებული ნეიტრალური ღერძის სიგრძის განსაზღვრისათვის საჭიროა მხედველობაში მივიღოთ შემდეგი: როგორც ცნობილია, წონასწორობის განტოლებების შესადგენად მნიშვნელოვან როლს თამაშობს ჰიპოთეზა, რომლის თანახმად გაჭიმული ბეტონი მთლიანად არის გამორიცხული მუშაობიდან, რაც იმას ნიშნავს, რომ არმატურაში ძაბვებს შეუძლიათ მიაღწიონ დენადობის ზღვარს ნებისმიერ კვეთში. სინამდვილეში კი ეს შესაძლოა მხოლოდ იმ კვეთში, სადაც წარმოშობილია ბზარი, ე.ი. სადაც არმატურა კვეთს ბზარს. სხვანაირად რომ ვთქვათ - პლასტიკური სახსრის მდგომარეობა ისეთია, რომ გაჭიმული ზონის შემომფარგლავი წირი და მისი ბოლოების შემაერთებელი ნეიტრალური ღერძიც განისაზღვრება ბეტონში გაჩენილი სპირალური

ბზარით. იგი არ შეიძლება იყოს ნებისმიერი, რადგან თავისთავად დამოკიდებულია მაქსიმალური გამჭიმვი ძაბვების მიმართულებაზე ბეტონსა და მის ზედაპირზე, აგრეთვე ელემენტის კვეთით და საანგარიშო სქემით. ნეიტრალური ღერძის პროექცია (ანუ პარამეტრი) არ შეიძლება იყოს ნებისმიერი, არამედ უნდა განისაზღვრებოდეს რღვევის რეალური სურათიდან. ამ სურათიდან ექსპერიმენტების საფუძველზე ზემოთ გამოყენებულია ერთ-ერთი ასეთი დებულება, რომელიც გამომდინარეობს რღვევის რეალური სურათის ანალიზიდან: ბზარების გახსნის წირები ელემენტის გაშლისას ერთ წრფეს წარმოადგენს, რის შედეგადაც ხდება (I) დამოკიდებულების გამოყვანა. ამ პირობის შეფასება და იმის გათვალისწინება, რომ ბზარის დახრის კუთხე რღვევის რეალური სურათის მიხედვით (ექსპერიმენტების საფუძველზე) არ შეიძლება იყოს 45%-ზე ნაკლები, გვაძლევს საფუძველს, რომ დავასკვნათ  $C < 2h + b$  სიდიდისა.

III ძაბვათა ზღვრული ფარდობის განსაზღვრისათვის.

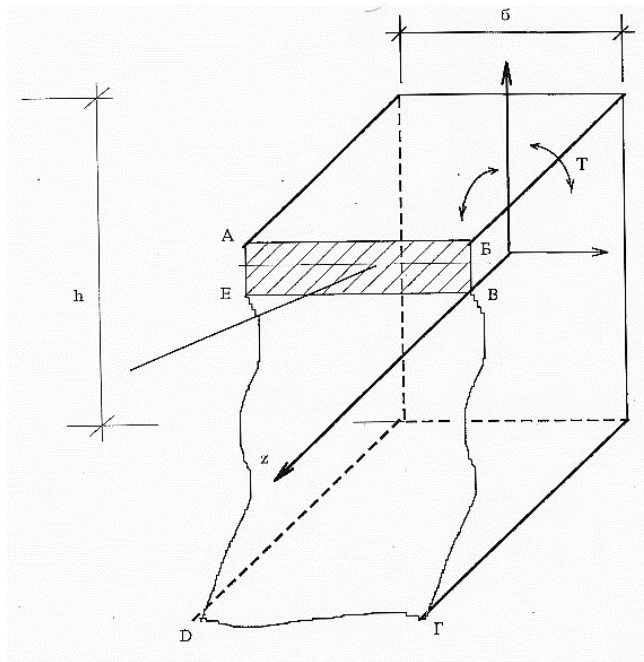
როდესაც საქმე გვაქვს ბრტყელ კვეთთან, მაშინ მის გადამკვეთ ყველა გაჭიმულ გრძივ არმატურაში დატვირთვის შესაბამისად ერთნაირად იზრდება ძაბვები და ერთნაირად ვითარდება დეფორმაციები, ამიტომ ზღვრული მდგომარეობის დროს ჩნდება მთლიანი პლასტიური სახსარი. სხვა მდგომარეობაა სივრცითი კვეთის დროს. სივრცით კვეთში გადის სხვადასხვა მიმართულების ბევრი არმატურა, ამიტომ მათში არათანაბრად ვითარდება დეფორმაციები და შესაბამისად ძაბვებიც. აქედან გამომდინარე პირველად მხოლოდ ერთს ან რამდენიმე გაჭიმულ არმატურაში აღწევს ძაბვა დენადობის ზღვარს, მაშინ, როცა სხვა არმატურებში ძაბვა არ არის ზღვრული. დატვირთვის შემდგომი გაზრდისას, განსხვავებით ბრტყელი კვეთისა, ხდება ძაბვათა შემდგომი გათანაბრება (ძაბვამ არ შეიძლება გადააჭარბოს ზღვრულს), მაგრამ იმ არმატურაში, რომლებშიც უკვე დამყარდა ძაბვის ზღვრული მნიშვნელობა, ვითარდება დიდი პლასტიკური დეფორმაციები, რის გამოც შესაძლებელია ბზარების დასაშვებზე უფრო მეტი სიდიდით გახსნა და აქედან გამომდინარე, ელემენტის რღვევა მანამ,

სანამ იგი ამოწურავს თავის თეორიულად განსაზღვრულ (ზემო ფორმულებით) ზიდვის უნარს. გარდა ამისა, შეკუმშულ ზონაში შეიძლება განვითარდეს ბეტონის დიდი დეფორმაციები (გაჭიმულ არმატურაში ძაბვათა გათანაბრების გამო) და რღვევა მოხდეს შეკუმშული ბეტონით. ცხადია, ამ შემთხვევაში რღვევის მოცემული მოდელი არ შეესაბამება სინამდვილეს. ყოველივე ზემოთქმულის გამო რეკომენდირებულია ელემენტის არმირება ისე, რომ ყველა შესაძლო არმატურაში გამჭიმმა ძაბვებმა ერთდროულად მიაღწიონ დენადობის ზღვარს. თუ ეს ასე არ არის, მაშინ საანგარიშო ფორმულებმა შეიძლება გამოიწვიონ ელემენტის ზიდვის უნარის არასწორი შეფასება.

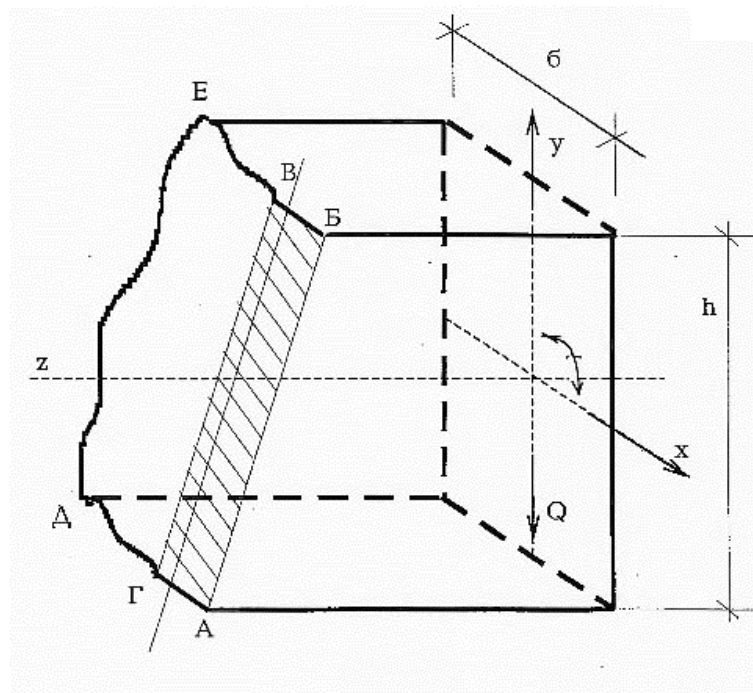


ნახ. 1 პლასტიური სახსრის გაჩენის სქემა

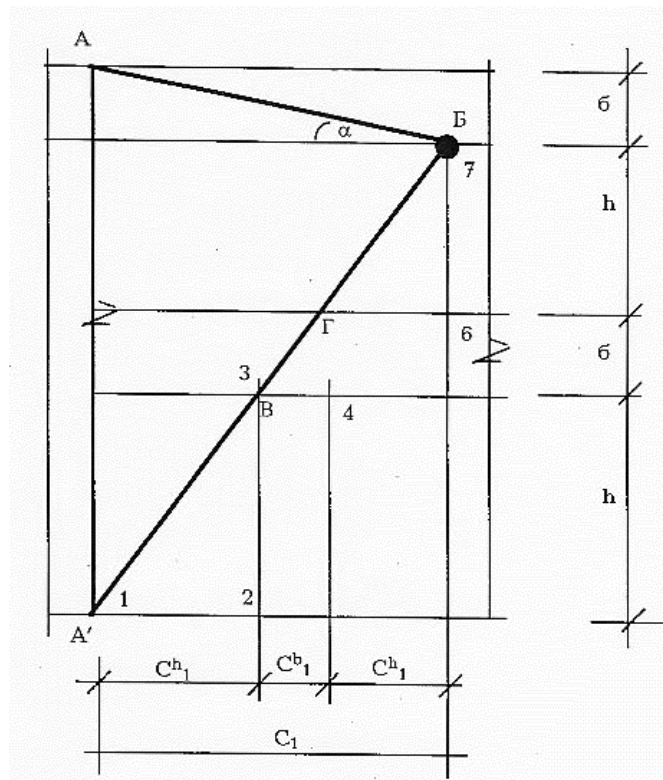




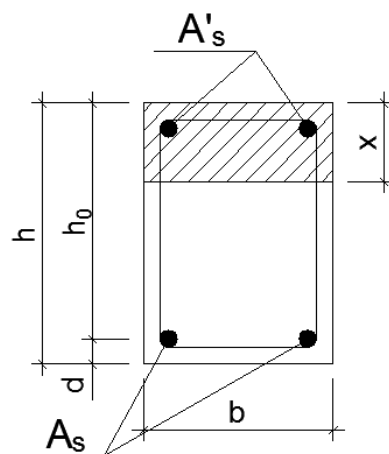
ნახ. 2 ელემენტების რღვევა I სქემით.



ნახ. 3 ელემენტის რღვევა II სქემით

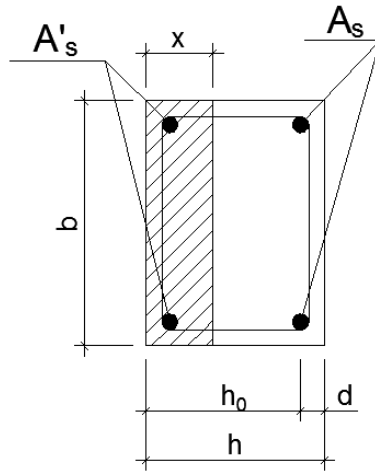


ნახ. 4

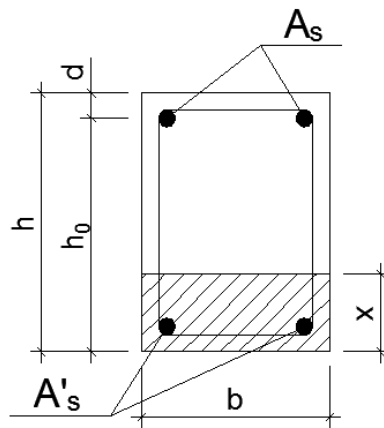


I სეკცია

ნახ. 5



II სქემა



III სქემა

ნახ. 5

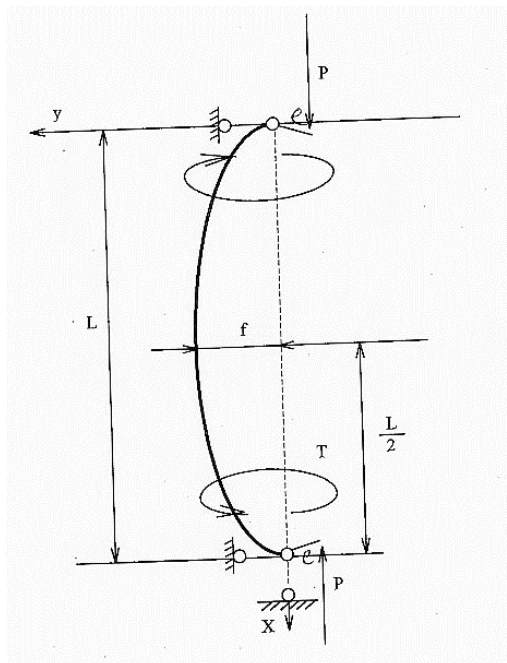
ოპტიმალური არმირების შესაძლებლობას იძლევა მერმ-რაუმის მეთოდი. ამ დროს ელემენტის სიმტკიცე ერთგვაროვანი გამოდის და ელემენტის ჭარბი არმირება ზიდვის უნარს ვერ გაზრდის. მიუხედავად ამ მეთოდისა, ექსპერიმენტებმა აჩვენა, რომ ელემენტის არაოპტიმალური არმირების დროს როგორც გრძივი, ასევე განივი „ჭარბი არმატურა“ ელემენტის ზიდვის უნარს ზრდის, მაგრამ ზრდის არა ისე, როგორც ნაწინასწარმეტყველებია თეორიულად, ამიტომ აუცილებელია არმატურების ფარდობით რეგლამენტირება და ეს ხდება ექსპერიმენტული მეთოდის საფუძველზე.

### 3.2 მგრები მომენტის გავლენა შეკუმშული რკინაბეტონის ელემენტების მდგრადობაზე

მაღალი სიმტკიცის ბეტონისა და საარმატურე ფოლადის გამოყენება იძლევა საშუალებას სიმტკიცის პირობებიდან გამომდინარე შევამციროთ კონსტრუქციული ელემენტების განივი კვეთის ზომები. ასეთი ღონისძიების ჩატარება თავისთავად იწვევს სიხისტის შემცირებას და მოქნილობის გაზრდას. ამიტომ შეიძლება სეისმურ რაიონებში სვეტებმა ზიდვის უნარი დაკარგოს არა სიმტკიცის პირობის ამოწურვით, არამედ მდგრადობის დაკარგვით.

მოცემულ თავში გაანალიზებულია საანგარიშო დამოკიდებულებები შეკუმშულ-დაგრებილი ღეროების საანგარიშოდ, რომელიც მიღებულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების დრეკად-პლასტიური თავისებურების გათვალისწინებით.

განვიხილოთ სიმეტრიულად არმატურებული მართკუთხა განივი კვეთის მქონე რკინაბეტონის ღერო, რომლის სიგანეა  $b$ , სიმაღლე  $h$  (ნახ. 5) ღეროზე მოქმედებს მკუშავი  $P$  ძალა და  $T$  მგრები მომენტი.



ნახ. 6 შეკუმშულ-დაგრებილი რკინაბეტონის ღეროს საანგარიშო სქემა.



მკუმშავი  $P$  ძალისა და  $T$  მგრები მომენტისაგან განსახილველ კვეთში წარმოიქმნება რთული დამაბული მდგომარეობა, რომელიც შეესაბამება ერთ-ერთს რამოდენიმე წონასწორობის ფორმიდან. (ნახ. 6)

შეკუმშულ-დაგრებილი სახსრულად ჩამაგრებული რკინაბეტონის ღეროს მდგრადობაზე ანგარიშის მეთოდის ვაჩვენოთ იმ მაგალითზე, როდესაც პლასტიკური ზონა ვითარდება კვეთის გაჭიმულ ზონაში (ნახ. 7)

დავუშვათ, რომ ძაბვების წრფივი ეპიურა ღეროს შუა კვეთში, რომელიც გამოწვეულია იმ დატვირთვით, რომლის დროსაც მოწმდება ღეროს მდგრადობა, უეცრად ტრანსფორმირდება ტრაპეციულ ეპიურაში, გამოვიყენოთ ზედდების პრინციპი.

წრფივი ეპიურის ტრაპეციულ ეპიურასთან ტრანსფორმაციასთან დაკავშირებით წარმოიქმნება დამატებითი ძლუნავი მომენტი

$M_{\Pi} = N \cdot f_{\Pi}$ , სადაც  $f_{\Pi}$  - დამატებითი ჩაღუნვაა, მთლიანი ჩაღუნვა, რომლის დროსაც ღერო კარგავს მდგრადობას აიღება გრაფიკის მეშვეობით და უდრის

$$f(T, N_{gr}) = \sum_{i=1}^m \left[ \prod_{j \neq i}^m \frac{P - P_j}{P_i - P_j} \right] f_i$$

$N$  - მკუმშავი ძალა ღეროს მდგრადობის დაკარგვის მომენტში, რომლის მნიშვნელობაშიც მნიშვნელოვანი გავლენა შეიტანა  $T$  მგრებმა მომენტმა, აიღება (ნახ. 9) გრაფიკის მეშვეობით და უდრის

$$N_{gr} = EI \left[ \left( \frac{\pi}{l} \right)^2 - \left( \frac{T}{2EI} \right)^2 \right]$$

დამატებითი ძაბვების ეპიურა, რომელიც გამოწვეულია  $M_{\Pi}$  -თი ნაჩვენებია (ნახ. 7), რომლის შესაბამისადაც

$$\sigma = \sigma_{bt} - R_{p,t}^H; \quad (6)$$

$$C = \frac{h \cdot \sigma}{\sigma_{bt} - \sigma_{bt}'}; \quad (7)$$

$$Z'_a = \frac{\sigma_z \cdot z}{\sigma_z - \sigma_z'} - a; \quad (8)$$

$$Z_a = \frac{\sigma_z' \cdot z}{\sigma_z - \sigma_z'} + a - h \quad (9)$$

$$\frac{\sigma - \sigma_z}{h - z} = \frac{-\sigma_z}{h - z - 1} \quad (10)$$

საიდანაც

$$\sigma_z = \sigma \left( 1 - \frac{h}{l} \right) + \frac{\sigma}{l} \cdot z$$

სიმრუდის ნამატი

$$\frac{1}{\rho_{\Pi}} = \frac{\sigma'_z - \sigma_z}{E_{ბეტ} \cdot Z} = \frac{\pi^2}{l_p^2} \cdot f_{\Pi} \quad (11)$$

საიდანაც

$$f_{\Pi} = \frac{l^2 \cdot (\sigma'_z - \sigma_z)}{\pi^2 \cdot E_{ბეტ} \cdot Z} \quad (12)$$

სადაც  $E_{bt}$  – ბეტონის დრეკადობის მოდული მდგრადობის დაკარგვის მომენტში.

არმატურის ფარდობითი წაგრძელებების ნამატი შესაბამისად ტოლია

$$E_{a_z} = \frac{1}{\rho_{\Pi}} \cdot Z'_a; \quad \sigma_{az} = \varepsilon_{az} \cdot E_a \quad (13)$$

არმატურაში ძაბვების ნაზრდი

$$\sigma'_{az} = \varepsilon'_{az} \cdot E_a; \quad \sigma_{az} = \varepsilon_{az} \cdot E_a \quad (14)$$

(13) განტოლებაში შევიტანოთ (14); შემდეგ (8); (9) და (11)

მნიშვნელობები, მივიღებთ:

$$\sigma'_{az} = \frac{n \cdot (\sigma'_z - \sigma_z)}{Z} \left( \frac{\sigma'_z \cdot Z}{\sigma'_z - \sigma_z} - a \right); \quad (15)$$

$$\sigma_{az} = \frac{n \cdot (\sigma'_z - \sigma_z)}{Z} \left( \frac{\sigma'_z \cdot Z}{\sigma'_z - \sigma_z} + a - h \right) \quad (16)$$

სადაც  $n = \frac{E_z}{E_b}$ .

წონასწორობის პირობა.

$$\sum N_x = 0 = b_1 \left[ h \cdot \sigma_z + \frac{1}{2} (h - z) \cdot (\sigma - \sigma_z) + \frac{1}{2} Z (\sigma'_z - \sigma_z) \right] + E_a (\sigma'_{az} + \sigma_{az}) \quad (17)$$

$$\sum M_x = N \cdot f_{\Pi} = b_1 \left[ \frac{Z}{2} (\sigma'_z - \sigma_z) \left( \frac{h}{2} - \frac{z}{3} \right) - \frac{1}{2} (h - z) (\sigma - \sigma_z) \left( \frac{h}{2} - \frac{h-z}{3} \right) \right] + F_a \left( \frac{h}{2} - a \right) (\sigma'_{az} - \sigma_{az}) \quad (18)$$

თუ (10) გამოსახულებაში შევიტანოთ (15)-ის და (16)-ის მნიშვნელობებს გვექნება:

$$\sigma'_z = \frac{b_1 \cdot h \cdot \sigma \left( \frac{h}{2l} - 1 \right) - \frac{F_a \cdot n \cdot h \cdot \sigma}{1} \left( \frac{h}{1} - 1 \right) \left( \frac{b_1 \cdot \sigma \cdot z}{2} - \frac{F_a \cdot n \cdot l \cdot \sigma}{z} \right)}{\frac{b_1 \cdot h}{2} + 2 \cdot F_a \cdot n - \frac{F_a \cdot n \cdot h}{z}} \quad (19)$$

თუ ჩავსვამთ (17)-ის მნიშვნელობაში (10); (12); (15); (16) და (18) და შემდეგ ჩავატარებთ შესაბამის გარდაქმნებს, მივიღებთ კუბურ განტოლებას.

$$A_I Z^3 + A_{II} Z^2 + A_{III} \cdot Z + A_{IV} = 0 \quad (20)$$

სადაც

$$\begin{aligned} A_I &= \frac{b^2 h}{12} \cdot (2\sigma - h \cdot a) + \frac{F_a \cdot n \cdot b_1}{3} \left( \sigma - \frac{h \cdot a}{2} \right); \\ A_{II} &= \frac{-F_a \cdot n \cdot b_1 \cdot h}{2} \left( \sigma - \frac{h \cdot a}{2} \right) - \frac{b_1 \cdot h^2}{b} \left( \frac{3\sigma}{2} - \frac{h \cdot a}{2} \right) + \frac{N \cdot l_p^2 \cdot b_1 \cdot a}{2\pi^2 \cdot E_{bet}} - F_a \cdot n \cdot b_1 \\ &\quad \cdot n \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \\ A_{III} &= \frac{-F_a \cdot n \cdot b_1 \cdot h^3 \cdot a}{6} + \frac{2N \cdot b_p^2 \cdot a \cdot F_a \cdot n}{\pi^2 E_{bet}} - 4F_a^2 \cdot n^2 \cdot a \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \\ A_{IV} &= \left[ \frac{N \cdot l_p^2}{2\pi^2 E_b} - F_a \cdot n \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \right] (2\sigma - ha) \cdot b_1 \cdot h + F_a \\ &\quad \cdot n \left[ \frac{2N \cdot l_p^2}{\pi^2 \cdot E} (\sigma - h \cdot a) + \frac{b_1 \cdot h^4 \cdot a}{12} - 4F_a \cdot n \cdot (\sigma - ha) \times \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \\ a &= \frac{\sigma_{bt} - \sigma_{bt}}{h} \end{aligned}$$

ანალოგიური გზით მიღებულია კუბური განტოლება (20)-ის მსგავსი იმ შემთხვევისათვის როცა პლასტიური ზონა ვითარება (მდგრადობის დაკარგვის მომენტში) ბეტონის შეკუმშულ და გაჭიმულ ზონებში ერთდროულად (20), კუბური განტოლების ამოხსნით მივიღებთ დრეკადი გულის სიმაღლის  $z$  - ის მნიშვნელობას, რომლის დროსაც შესაძლებელია ღეროს წონასწორობის მდგომარეობა, თუმცა საერთო შემთხვევაში არც ერთი ამ მდგომარეობიდან არ წარმოადგენს კრიტიკულს. კრიტიკულ მდგომარეობაში დრეკადი გულის ინერციის მომენტი განისაზღვრება ეილერის ფორმულით და უდრის:

$$I_{3r} = \frac{l_p^2 N}{\pi^2 E_b} \quad (21)$$

მეორეს მხრივ, მართხუთხა კვეთისათვის მიახლოებით

$$I_{3r} = \frac{b_1 \cdot z_{3r}^3}{12} + n \cdot I_{დგ} \quad (22)$$



სადაც  $I_{დ.გ.}$  - არმატურის ინერციის მომენტი, არ მიღწეული დრეკადობის ზღვარს, დაყვანილი კვეთის დრეკადი გულის ცენტრალური ღერძის მიმართ.

(22) გამოსახულებიდან გვაქვს:

$$Z_{კრ} = \sqrt[3]{\frac{12(I_{კრ}-nl_a)}{b_1}} \quad (23)$$

შესაბამისად კრიტიკულ მდგომარეობაში (20) უნდა დაკმაყოფილდეს, პირობა როცა  $Z = Z_{კრ}$  ანუ

$$f'(Z) = 0 \quad (24)$$

(24) პირობა შეიძლება განვიხილოთ საკვლევი ელემენტების მდგრადობის კრიტერიუმად, ხოლო (20), როგორც მათი მდგომარეობის განტოლება.

ნახ. 8-ზე აგებულია  $[f(Z_{კრ})]$  ფუნქციის გრაფიკი, (20) განტოლების მარცხენა ნაწილით აპროქსიმირებული, როცა  $Z$  იცვლება 0-დან  $h$ -მდე. ამ გრაფიკების ანალიზი გვიჩვენებს, რომ თუ (20) განტოლება შეესაბამება ღეროს კრიტიკულ მდგომარეობას  $[f(Z)]$  ფუნქციის ექსტრემუმი აუცილებლად იქნება, როცა  $Z = Z_{კრ}$ , აქედან თუ გაუტოლებთ (20) განტოლების პირველ წარმოებულს ნულს, მივიღებთ

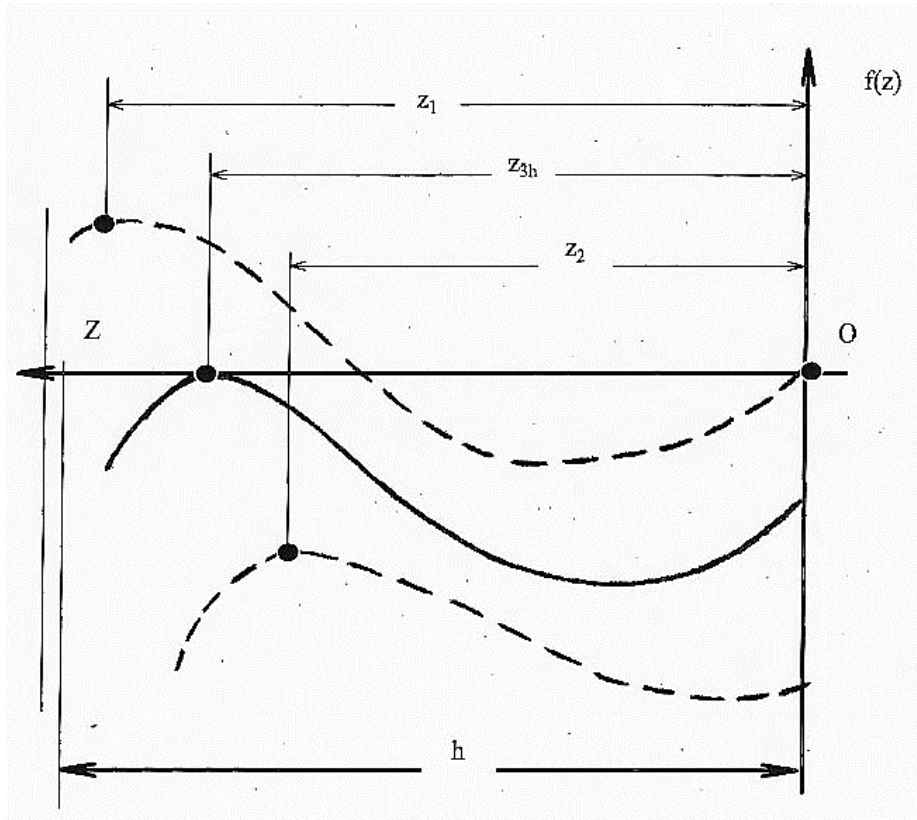
$$Z'_{კრ} = \frac{-A_{II} \pm \sqrt{A_{II}^2 - 3A_I \cdot A_{III}}}{3A_I} \quad (25)$$

(25) განტოლების საშუალებით ჩვენ შეგვიძლია შევაფასოთ შეკუმშულ-დაგრეხილი რკინაბეტონის ღეროს მდგრადობა  $Z_{კრ}$  და  $Z'_{კრ}$  გამოსახულებების შედარებით, ისე რომ, არ ამოიხსნას (20)-ის კუბური განტოლება.

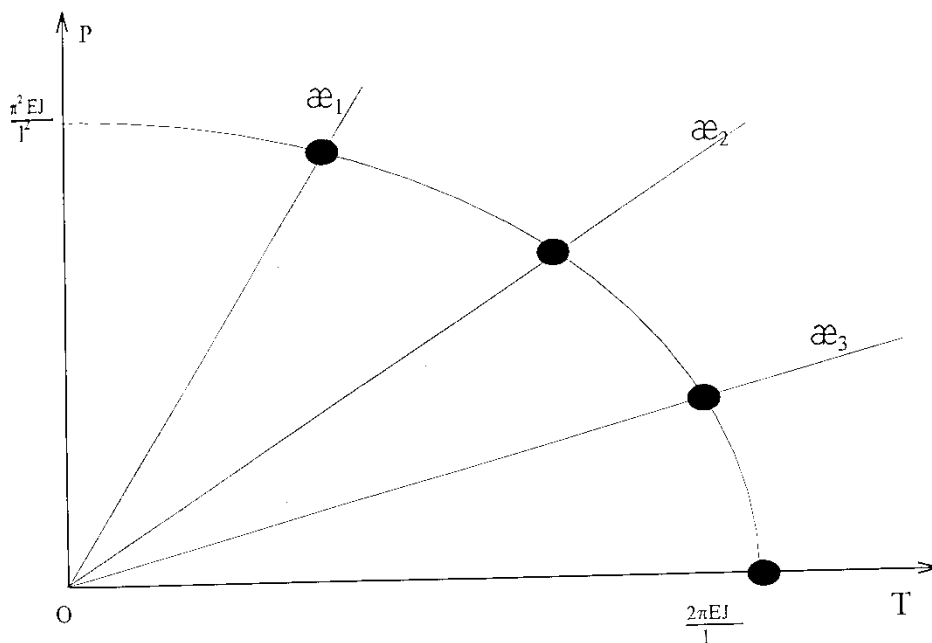
როცა  $Z_{კრ} = Z'_{კრ}$  - ღერო იმყოფება კრიტიკულ მდგომარეობაში

როცა  $Z_{კრ} < Z'_{კრ}$  - მდგრად მდგომარეობაში

როცა  $Z_{კრ} > Z'_{კრ}$  - არამდგრად მდგომარეობაში



ნახ. 8  $f(z_{3h})$  ფუნქციის გრაფიკი



ნახ. 9 მგრები მომენტის კრიტიკულ ძალასთან დამოკიდებულების გრაფიკი

## თავი 4

### კარკასული შენობების სეისმომდეგობის ანალიზი ევროპის მაკროსეისმური სკალის მიხედვით

#### 4.1 სეისმური სკალების მოკლე მიმოხილვა

ადამიანი უხსოვარი დროიდან ცდილობდა მიწისძვრების ძალის, მისი ინტენსიურობის შეფასებას.

1883 წ. იტალიელმა სეისმოლოგმა როსიმ შვეიცარიელ საფორელთან ერთად დაამუშავა 10 ბალიანი სკალა, რომელმაც ფართო გამოყენება ჰპოვა იმ დროისათვის ევროპის ბევრ ქვეყანაში. 1900 წ. ცნობილმა იაპონელმა სეისმოლოგმა ფ. ომორიმ შეადგინა 7 ბალიანი სკალა, სადაც ყველა ბალისათვის განისაზღვრა გრუნტის შესაძლო აჩქარებები მიწისძვრის დროს. აღნიშნული პარამეტრის სიდიდეები დაზუსტდა 1923 წ. ტოკიოს კატასტროფული მიწისძვრის შედეგების გათვალისწინებით. იაპონიის მიხედვითაც თვითეული ბალს მიეწერა გრუნტის (ყამირის) აჩქარების შემდეგი სიდიდეები (ცხრილი 1).

ცხრილი 1

ინტენსიობა	გრუნტის აჩქარება
7	400
6	250-400
5	80-250
4	25-80
3	8-25
2	2,5-8
1	0,8-2,5

როგორც ცნობილია, 1995 წ. 17 იანვარს იაპონიაში მომხდარმა ძლიერმა მიწისძვრამ პრაქტიკულად მთლიანად გაანადგურა ჰურგის პრეფექტურის ცენტრი ქ.კობეში, სადაც ინსტრუმენტალური ჩანაწერებით დაფიქსირებული იქნა გრუნტის რყევის აჩქარების მაქსიმალური სიდიდეები ჩრდილო-სამხრეთისა და აღმოსავლეთ-დასავლეთის მიმართულებების შესაბამისად 818 და 616 gal ტოლი. იაპონიის სპეციალისტების განცხადებით, აჩქარებების ასეთმა დიდმა სიდიდეებმა გამოიწვიეს ქალაქში შენობა-ნაგებობების მასიური ნგრევა, ვინაიდან ისინი აშენებულ და დაპროექტებული იყო გაცილებით ნაკლები ინტენსიურობის სეისმურ ზემოქმედებაზე. რამდენადაც ჩვენთვის ცნობილია, აღნიშნული მიწისძვრის შედეგებმა გამოიწვიეს სკალისა და მშენებლობის სტანდარტების მნიშვნელოვანი კორექტირება.

1904 წ. მერკალის მიერ დამუშავებულ 12 ბალიანი სკალისათვის ა. კანკანიმ განსაზღვრა ყამირების შესაძლო აჩქარებების მაქსიმალური სიდიდეები. მოგვიანებით სკალის აღწერით ნაწილში, მნიშვნელოვანი დაზუსტებები შეიტანა ა. ზიბერგმა, რის შემდეგ სკალამ მიიღო მერკალ-კანკანი-ზიბერგის სახელწოდება, რომელიც ბოლო პერიოდამდე გამოიყენებოდა ევროპაში.

1931 წ. ამერიკაში გ. ვუდისა და ფ. ნიუმანის მიერ შესრულებული იქნა მერკალის სკალის მოდიფიცირებული ვარიანტი, რომელიც ლიტერატურაში MI-აღნიშვნით არის ცნობილი. იმავე წელს რუსეთში სტანდარტის სახით დამტკიცდა 12 ბალიანი სეისმური სკალა OCT BKC 4537. 1952 წ. დედამიწის ფიზიკის ინსტიტუტში, დამუშავებულმა 9 ბალიანმა სკალამ შეცვალა აღნიშნული სტანდარტი ГОСТ 6249-52 სტანდარტით. ამ სტანდარტის მთავარი პრინციპები გამოყენებული იქნა ს. მედვედევის, ვ. შპონხოიერის და ვ. კარნიკის მიერ MSK-64 სკალის შედგენისას, რომელიც ფაქტიურად ყველა მანამდე არსებული სკალების გაუმჯობესებულ ვარიანტს წარმოადგენს.

ზემოთ აღნიშნულ სკალაში მიწისძვრის ძალის ბალიანობითი გრადაცია ემყარება ზედაპირული სეისმური ეფექტის მაკროსეისმურ ნიშნებს, რომელიც ხასიათდება სამი ჯგუფით: 1. შენობა-ნაგებობების დაზიანებით; 2. ნარჩენი დეფორმაციებით; 3. მიჩენილი აქვს მიწისძვრის ძალის გამოვლინების რაიმე რიცხვითი მახასიათებელი (გრუნტის სეისმური რხევის ამპლიტუდა, აჩქარება ან სიჩქარე).

სკალებში ბალობითი გრადაცია ისეა შერჩეული, რომ მიწისძვრის დროს ერთი ბალით გაზრდას შეესაბამება გრუნტის სეისმური რხევების ინტენსიურობის მაჩვენებლის გაორკეცება.

სკალებს აქვთ კიდევ ერთი საერთო პირობა: მიწისძვრის ძალის შეფასებისას მხედველობაში მიიღება ადგილობრივი მასალებით, ქვით, აგურით და რკინაბეტონის კარაკასული ტიპის ის შენობა - ნაგებობები, რომლებსაც არ გააჩნიათ ანტისეისმური ღონისძიებანი.

ბოლო პერიოდში სეისმურ რაიონებში ახალი ტერიტორიების ათვისება და არსებული დასახლებული პუნქტების შემდგომ ურბანიზაციასთან დაკავშირებით, განსაკუთრებით ეკონომიკურად განვითარებულ ქვეყნებში, ძველი ტიპის შენობა - ნაგებობების ხვედრითი წონა მშენებლობის საერთო ბალანსში მინიმუმამდეა დაყვანილი, რის გამოც არსებული სკალებით პრაქტიკულად შეუძლებელი ხდება მომხდარი მიწისძვრით გამოწვეული ნიადაგის რხევის ინტენსიურობის შეფასება ნაგებობათა დაზიანება-ნგრევებით.

აღნიშნულიდან გამომდინარე, ევროპის სეისმოლოგიური კომისიის მიერ დამუშავებული ახალი მაკროსეისმური სკალა 1992 (MSK – 64 მოდიფიცირებული ვარიანტი) სადაც მიწისძვრის ინტენსიობის დადგენისას ტრადიციულ არასეისმომედეგ კონსტრუქციებთან ერთად განიხილება თანამედროვე ტიპის ნაგებობების ქცევის ხასიათი, წარმოადგენს მეტად დროულ და აქტუალურ დოკუმენტს.

სკალის მიხედვით შენობა-ნაგებობები მიწისძვრის ზემოქმედებაზე წინააღობის გაწევის უნარის მიხედვით დაყოფილია 6 კლასად (ცხრილი 2).

როგორც ცხრილიდან ჩანს, ერთი და იგივე ტიპის ნაგებობის კლასი შეიძლება ერთი ან ორი საფეხურით გაიზარდოს ან დაქვეითდეს იმისდა მიხედვით, თუ როგორია ნატურაში მათი ანტისეისმური ღონისძიებების აღჭურვის დონე, შესრულებული სამშენებლო-სამონტაჟო სამუშაოების, საქმეში გამოყენებული მასალის ხარისხი და ობიექტის გეგმარებისა და კონსტრუირების თავისებურებანი. ასე მაგალითად, თუ რკინაბეტონის კარკასული შენობა MSK-64 სკალის მიხედვით დაზიანების უმაღლეს „C“ ტიპს მიეკუთვნება, უხარისხო პროექტისა და მშენებლობის შემთხვევაში, ევროპის ახალი მაკროსეისმური სკალით, იგივე შენობა შეიძლება მიესადაგოს „A“ ტიპს, ე.ი. სეისმურ ზემოქმედებაზე კარკასული შენობის წინააღმდეგობის გაწევის უნარი უტოლდება ადგილობრივი სამშენებლო მასალებით ნაგებ სოფლის ტიპის შენობას.

„ევროკოდი 8“-ის რეკომენდაციების თანახმად ახალ სკალაში შენობა-ნაგებობის ხასიათი მიწისძვრის დროს ძირითადად განისაზღვრება ორი ფაქტორის ხარისხის  $Q$  და რეგულარობის  $R$  - ის მაჩვენებლებით.

ხარისხის  $Q$  მაჩვენებელი დგინდება ნაგებობის სეისმომდეგობის ღონის პროექტირებისას გათვალისწინებული ანტისეისმური ღონისძიებების, მშენებლობის დროს შესრულებული სამშენებლო-სამონტაჟო სამუშაოებში გამოყენებული მასალის ხარისხის გათვალისწინებით. სკალით მიღებულია ხარისხის შეფასების სამი დონე:  $Q_1$  - დაბალი;  $Q_m$  - საშუალო და  $Q_h$  - მაღალი.

მეტად ფართო, მნიშვნელოვან ცნებას მოიცავს ტერმინი რეგულარობა, რომელიც ხარისხის მსგავსად 3 დონით განისაზღვრება:  $R_1$  - დაბალი,  $R_m$  - საშუალო და  $R_h$  - მაღალი.

რეგულარობის დონის დადგენისას, გარდა შენობის გეგმაში და სიმაღლეში გეომეტრიულ ზომებისა, მზიდი კონსტრუქციების მთავარი ღერძების მიმართ განაწილებისა, მხედველობაში მიიღება ნაგებობისათვის დამახასიათებელი ყველა ის პარამეტრი, რომელიც მათ ქცევის ხასიათს კონტროლირებადს ხდის ჰორიზონტალურ და ვერტიკალურ ნიშანცვლად

დატვირთვებზე. ასეთ ფაქტორებად მიჩნეულია ნაგებობის დინამიკური მახასიათებლები, კონსტრუქციის ენერჯის დისიპაციის უნარი, ცალკეულ ელემენტში პლასტიკური დეფორმაციების განვითარების შესაძლებლობა და სხვა.

იმისათვის, რომ მსოფლიოს ამა თუ იმ ქვეყანაში ევროპის მაკროსეისმური სკალით (1992 წ) შესაძლებელი გახდეს მომხდარი მიწისძვრების ინტენსიურობის დადგენა, აუცილებელია დასახლებული პუნქტის ძირითადი მახასიათებლის დადგენა Q - ხარისხისა და R - რეგულარობის მიხედვით.

ქვემოთ განხილულია საქართველოს სოფლებისა და ქალაქების დასახლებულ პუნქტებში ყველაზე გავრცელებული ქვისა და აგურის მზიდ კონსტრუქციაში გადაწყვეტილი საცხოვრებელი შენობის კლასიფიკაცია ახალი სკალის მოთხოვნების გათვალისწინებით .

ცხრილი 2

ნაგებობის ტიპი		დაზიანებადობის კლასი					
		A	B	C	D	E	F
ქვის წყობა	ყორე ქვა, რიყის ქვა	○					
	ალიზი (გამოუწევი აგური)	○	—				
	უბრალო ქვა	○	—	○			
	მასიური ქვა			○	—		
	დაუარმირებელი, ქარხნული ქვის ნაკეთობა	○	—	○			
	დაუარმირებელი, რკინაბეტონის სართულშუა გადასურვით			○	—		
	არმირებული ან უმომზდუდული				○	—	
რკინაბეტონი (RC)	ჩარჩო სეისმომდებელი დაპროექტების (ERD) გარეშე		○	—			
	ჩარჩო ანტისეისმური ღონისძიებების საშუალო დონით		○	—	○		
	ჩარჩო ანტისეისმური ღონისძიებების მაღალი დონით			○	—	○	
	კედელი ანტისეისმური ღონისძიებების გარეშე		○	—			
	კედელი ანტისეისმური ღონისძიებების საშუალო დონით			○	—	○	
	კედელი ანტისეისმური ღონისძიებების მაღალი დონით				○	—	○
ფოლადი	ფოლადის კონსტრუქციები				○	—	
ხეი	ხის კონსტრუქციები			○	—		

○ დაზიანებადობის ყველაზე მოსალოდნელი დონე; — მოსალოდნელი დიაპაზონი;  
 --- ნაკლებად მოსალოდნელი დიაპაზონი, გამონაკლისი შემთხვევები.

## 4.2 კარკასული შენობის კონსტრუქციული სქემები

მრავალსართულიანი კარკასული შენობები წარმოადგენენ რთულ სივრცულ სისტემებს, რომლებიც შედგებიან მზიდი ვერტიკალური ბრტყელი ელემენტებისაგან (ჩარჩოები, დიაფრაგმები). ჩაკეტილი ელემენტებისგან (სიხისტის ბირთვი) და მათი გამაერთიანებელი ჰორიზონტალური ელემენტებისგან (გადახურვის დისკოებისაგან).

შენობის მთელი სისტემა მოთავსებულია მოქნილ ან ხისტ საფუძველზე და მასზე მოქმედებენ ვერტიკალური და ჰორიზონტალური დატვირთვები. ვერტიკალური მიმართულებით შენობის ელემენტები წინაღობას უწევენ საკუთარ მასას, სასარგებლო დატვირთვას და საძირკვლის არათანაბარ დაჯდომას, ხოლო ჰორიზონტალური მიმართულებით ქარის და სეისმურ დატვირთვებს.

ჰორიზონტალური დატვირთვების აღთქმის ათვისების მიხედვით კარკასული შენობების კონსტრუქციული სქემები იყოფა: კონსოლურ, ჩარჩოვან, ჩარჩო-პილონურ, ჩარჩო-კავშიროვან და კავშიროვან სქემებად (ნახ.10).

კარკასის კონსოლურ სქემაში, რიგელების სვეტებთან შეერთებისას ეწყობა სახსროვანი კვანძები: რიგელები მუშაობენ როგორც ჭრადი კოჭები (შეიძლება იყოს უჭრადიც) ვერტიკალური დატვირთვების ზემოქმედებისას, სვეტები კი მუშაობენ როგორც მრავალსართულიანი კონსოლური განშტოებები ჰორიზონტალური დატვირთვების ქვეშ (ნახ. 10ა).

კარკასის ჩარჩოვან სქემაში, რიგელების სვეტებთან შეერთებისას ეწყობა ხისტი კვანძები, რაც აუმჯობესებს ჰორიზონტალურ დატვირთვებზე სვეტების მუშაობას (ნახ. 10ბ).

კარკასის ჩარჩო-კავშიროვან სქემაში ხდება ზოგიერთი სექტის გაფართოება პილონების სახით, რაც იწვევს რიგელების განტვირთვას მათზე ჰორიზონტალური ძალების ზემოქმედებისას (ნახ. 10გ).



კარკასის ჩარჩო-კავშიროვან სქემაში ხდება ჩარჩოს ზოგიერთი უჯრედის შევსება კედლებით ან ირიბნებით და ისინი ამავე დროს გადაიქცევიან სიხისტის ბრტყელ ვერტიკალურ დიაფრაგმებად, რომლებიც ფართო კონსოლივით მუშაობენ. ჰორიზონტალური დატვირთვების უდიდესი ნაწილი მიიღება ვერტიკალური დიაფრაგმების მიერ მათი მაღალი სიხისტის გამო, ხოლო მცირე ნაწილი კი ჩარჩოს გადაეცემა (ნახ. 10დ).

კარკასის კავშიროვან სისტემებში მთელ ჰორიზონტალურ დატვირთვებს იღებს ვერტიკალური დიაფრაგმები, ჩარჩოს დიდი მოქნილობის გამო, რაც გამოწვეულია რიგელების სვეტებთან სახსრული შეერთებით ან რიგელების მცირე კვეთით, ამასთან ჩარჩოები იღებენ მხოლოდ ვერტიკალურ დატვირთვებს.

კარკასის კავშიროვანი სქემის უფრო გამოკვეთილად მუშაობისათვის სასურველია გაიზარდოს ვერტიკალური დიაფრაგმების სიხისტე, რისთვისაც კარკასში რთავენ ღია ან დახურულ ტიპის სიხისტის ბირთვის (ნახ. 10ე).

კონსტრუქციული სქემა წინასწარ განსაზღვრავს კარკასის დანაწევრების და კარკასული შენობის კვანძების გადაწვეტას.

### **4.3 კარკასის დანაწევრება შემადგენელ ელემენტებად**

მრავალსართულიანი კარკასული შენობები მშენებლობის ტემპების და ინდუსტრიალიზაციის ხარისხის გაზრდისათვის დანაწევრდება ცალკეულ ელემენტებად, რომლებიც სამშენებლო მოედანზე ერთიანდებიან სამონტაჟო შეერთების საშუალებით. ძირითადად კარკასის გაჭრის ორი ტიპია გავრცელებული: ჯვარედინი და ხაზოვანი, ასევე მათი კომბინაციები.

კარკასების ნახევრადუჯრედიანი დანაწევრება ჩანართი რიგელებით გამოიყენება ჩარჩოვან კარკასში, სადაც ორსართულიანი სვეტები დანაწევრებულია სართულის სიმაღლეზე. ხოლო რიგელები ვერტიკალური

დატვირთვებისაგან გამოწვეული მინიმალური მლუნავი მომენტების მოქმედების ადგილას მალის მეოთხედებში (ნახ. 11ა).

ჩარჩოვან კარკასში გამოიყენება ჯვარედინი დანაწევრება, სადაც ერთსართულიანი სვეტები დანაწევრებულია სართულის შუაში, ხოლო რიგელი ჰორიზონტალური დატვირთვებისაგან გამოწვეული მინიმალური მლუნავი მომენტების მოქმედების ადგილებში მალის შუაში (მას. 11ბ).

ჩარჩო-კავშიროვან კარკასში გამოყენებულია ხაზოვანი გამსხვილებული დანაწევრება, სადაც მრავალსართულიანი სვეტები დანაწევრებულია სართულის შუაში, ხოლო ერთმალის რიგელები კოლონებთან შეერთების ადგილებში.

ჩარჩოვან კარკასში გამოყენებულია წრფივი დანაწევრება, სადაც ერთსართულიანი სვეტები და ერთმალის რიგელები გაერთიანებულია პლატფორმული შეერთებით, რომლებსაც გააჩნიათ ლითონის დაბოლოებები, ანდა რიგელებისა და სვეტების შეერთების კვანძების სრული დაბეტონებით.

კარკასის დაბალ ჩარჩოვან და მაღალ ჩარჩო-კავშიროვან სქემებში მზიდი განივი ჩარჩოები, რიგელები დანაწევრებულია სვეტებთან შეერთების ადგილებში, ამასთან რიგელები ეწყობა ბრტყელი და გაფართოებული.

#### 4.4 კარკასული შენობების საანგარიშო მოდელები

კარკასული შენობების საანგარიშო მოდელები იყოფა ორ ჯგუფად: ხისტი და დეფორმირებადი გადახურვებით, შესაბამისად წერტილოვანი და წაგრძელებული ფორმის გეგმის მქონე შენობებისთვის.

გეგმაში წერტილოვანი ფორმის მქონე შენობებისათვის გვაქვს ორი პირობა  $L/B < 3$ , წაგრძელებული ფორმის შენობებისათვის  $L/B > 3$  სადაც  $L$  და  $B$  შენობის ზომებია გეგმაში.

გეგმაში წერტილოვანი ფორმის მქონე ხისტი გადახურვიანი შენობის დისკრეტული საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია ცალკე გამოტანილ გრძივი და განივი მზიდი ვერტიკალური ელემენტების სახით, რომლებიც შესაბამის ადგილებში შეკავშირებულია გადახურვის დისკოებთან (ნახ. 12ა).

გეგმაში წაგრძელებული ფორმის დეფორმირებადი გადახურვების მქონე შენობის დისკრეტული საანგარიშო მოდელი გრძივი მიმართულებით წარმოდგენილია, როგორც გადამკვეთი სისტემა, ხოლო განივი მიმართულებით როგორც კონსოლი. როცა გადახურვის გრეხის სიხისტის მნიშვნელობა უმნიშვნელო სიდიდეა, იგი შეიძლება უგულვებელვყოთ, ამ შემთხვევაში განივი მიმართულებით შენობის საანგარიშო მოდელს წარმოვადგენთ ცალკეულად გამოტანილი ვერტიკალური მზიდი ელემენტების და მათთან მიერთებული გახურვის დისკების სახით, როგორც ეს გვაქვს გეგმაში წერტილოვანი ფორმის მქონე შენობებისათვის (ნახ. 12ბ).

შენობის დისკრეტული მოდელებისათვის სართულის მასა მიიღება თანაბარგანაწილებულად გადახურვის დისკოს მთელ ზედაპირზე.

გეგმაში წაგრძელებული ფორმის მქონე დეფორმირებად გადახურვიანი შენობის კონტინუალური საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია როგორც სამგანზომილებიანი; გრძივი და განივი მიმართულებით ორფენოვანი ფირფიტების სახით, რომლებშიც ერთ ფენას წარმოადგენს ჩარჩო, ხოლო მეორე ფენას დიაფრაგმები, ვერტიკალური მიმართულებით მრავალფენიანი მემბრანის ანალოგიის სახით, რომლის ფენებსაც თავიანთი სიბრტყიდან ძვრაზე მომუშავე გადახურვის დისკოები წარმოადგენენ. ფირფიტების ფენები სიგრძეზე და სიმაღლეზე გაერთიანებულია გამანაწილებელი ხისტი კავშირებით, ხოლო მემბრანის ფენები - დრეკადი კავშირებით. დრეკადი კავშირები ახდენენ სვეტების გრძივი სიხისტის იმიტირებას.

გეგმაში წერტილოვანი ფორმის მქონე ხისტი გადახურვიანი შენობის დისკრეტულ-კონტინუალური საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია

გრძივი და განივი მიმართულებით კონტინუალური. საანგარიშო მოდელი წარმოდგენილია გრძივი და განივი მიმართულებით გამოტანილი ვერტიკალური მზიდი ელემენტებით, რომლებიც დაყვანილია კონტინუუმებად და გამოტანილი ვერტიკალური მზიდი ელემენტებით, რომლებიც დაყვანილია კონტინუუმებად და შეკავშირებულია გადახურვის დისკებთან ვერტიკალური მიმართულებით, ფენებს შორის კი დრეკადი კავშირების მქონე, მარავლფენიანი ხისტი დისკოების სახით.

შენობის კონტინუალურ და დისკრეტულ-კონტინუალურ საანგარიშო მოდელებში, შენობის მთელი მასა მიიღება თანაბარგანაწილებულად მის მთელ მოცულობაში.

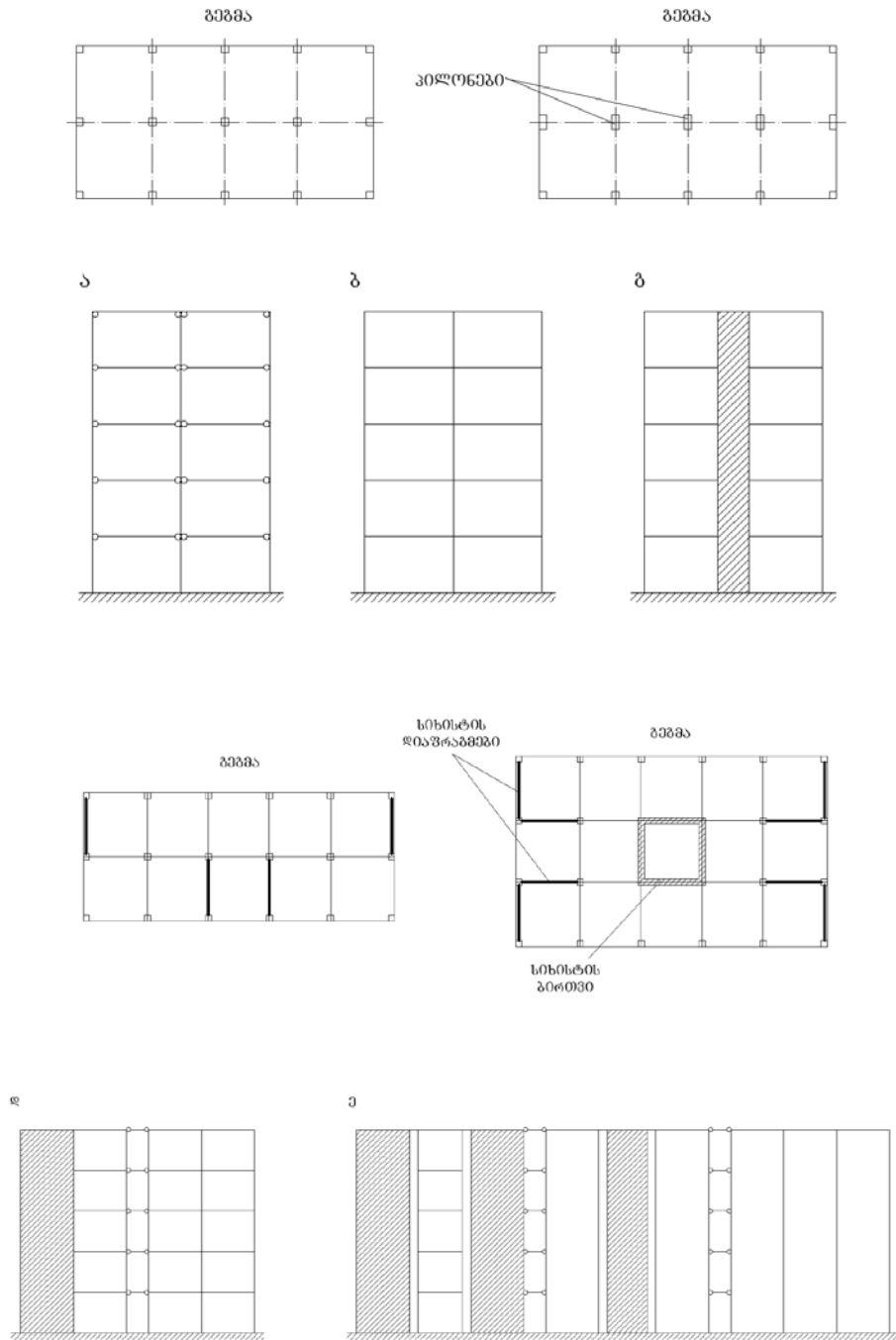
შენობის დისკრეტული მოდელი გამოიყენება კომპიუტერული მეთოდით გაანგარიშებისას, ხოლო კონტინუალური და დისკრეტულ კონტინუალური საანგარიშო მოდელები საინჟინრო მეთოდებით გაანგარიშებისას.

#### **4.5 შენობის ძირითადი მზიდი ელემენტების სიხისტის მახასიათებლები**

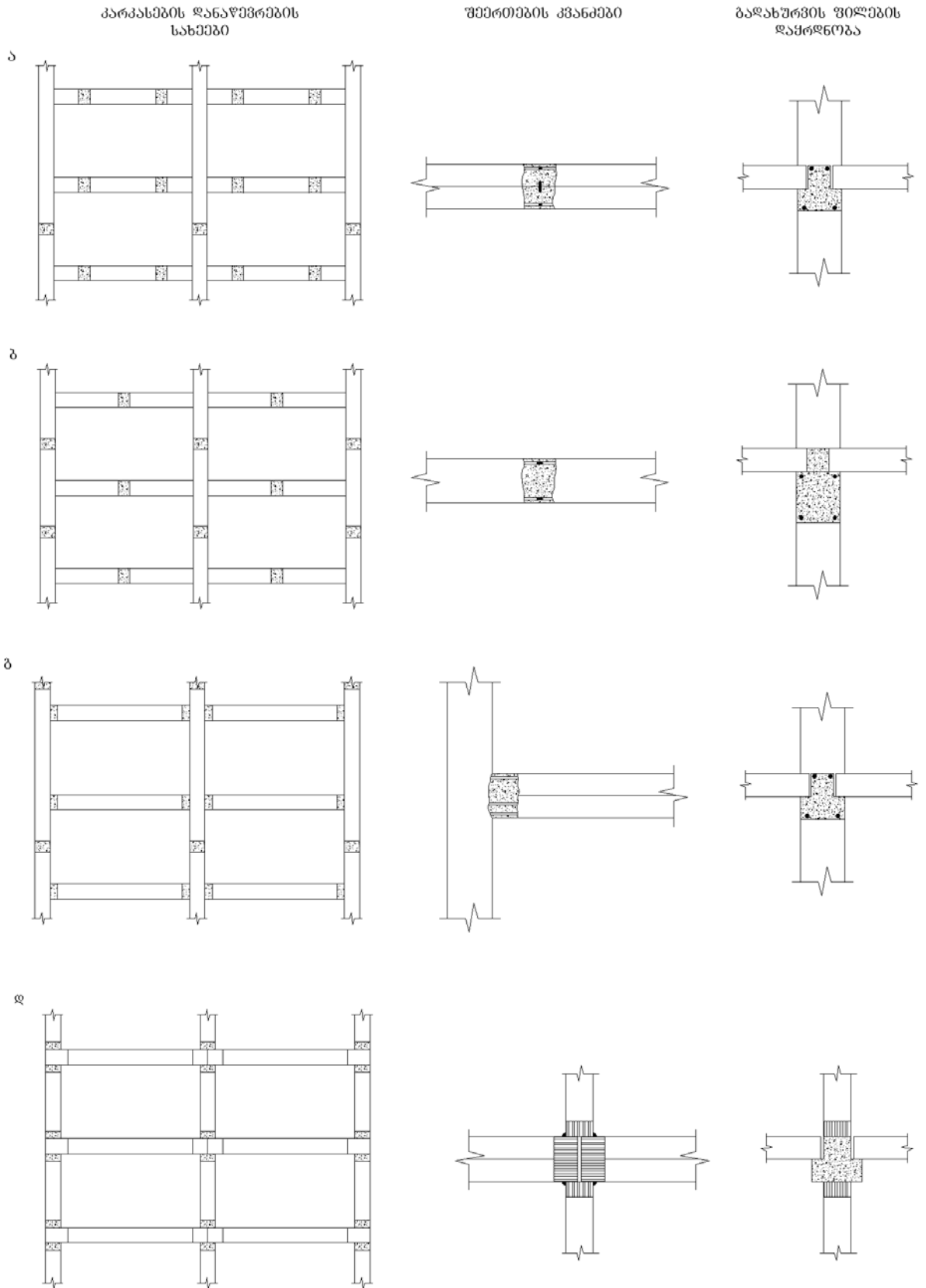
შენობის ძირითადი მზიდ ვერტიკალურ ელემენტებს წარმოადგენენ: ჩარჩოები, ჩარჩოები კედლის შემავსებულებით, ჩარჩოები სიხისტის კედლებით და ირიბნებით, ჩარჩო-დიაფრაგმები, დისკ-ჩარჩოები, კედლები, დიაფრაგმები და სიხისტის ბირთვები. სართულშორისი გადახურვის დისკოები წარმოადგენენ შენობის ჰორიზონტალურ ელემენტებს (ნახ. 13).

დანაწევრების მეთოდების გამოყენებით შენობის ვერტიკალური და ჰორიზონტალური ელემენტები დაგვყავს ექვივალენტურ მთლიან ღერობამდე დაყვანილი სიხისტის მაჩვენებლებით. დანაწევრების შედეგად შენობის ელემენტები იშლება ცალკეულ შეკრულ უჯრედებად და სვეტებად. ვზრდით რა შეკრულ უჯრედებს და ვაერთებთ მათთან სვეტებს, მივიღებთ სისტემას, რომელიც დაგვყავს ორფენოვან ღერომდე, სადაც ერთი

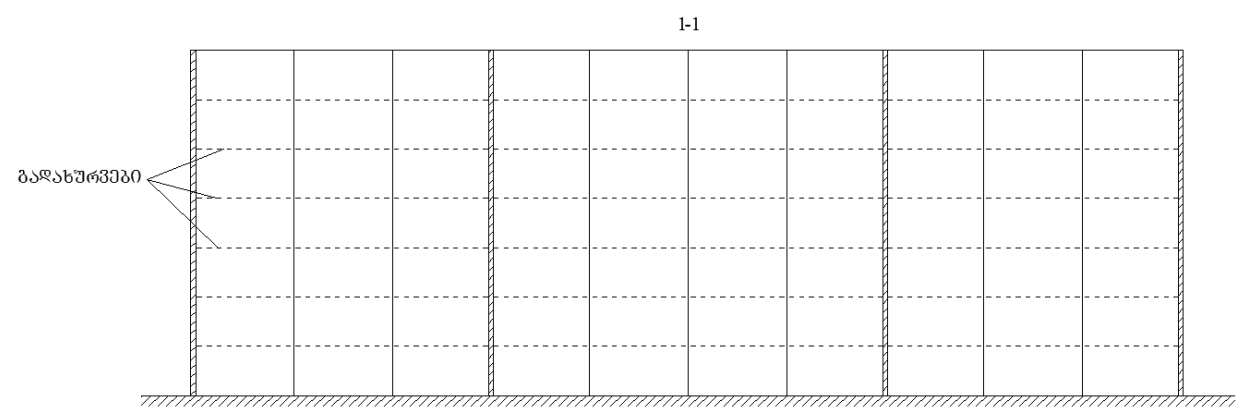
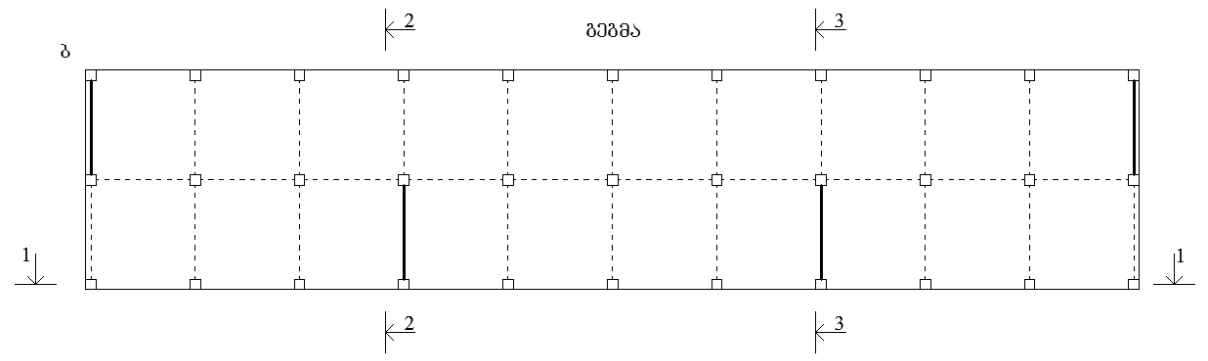
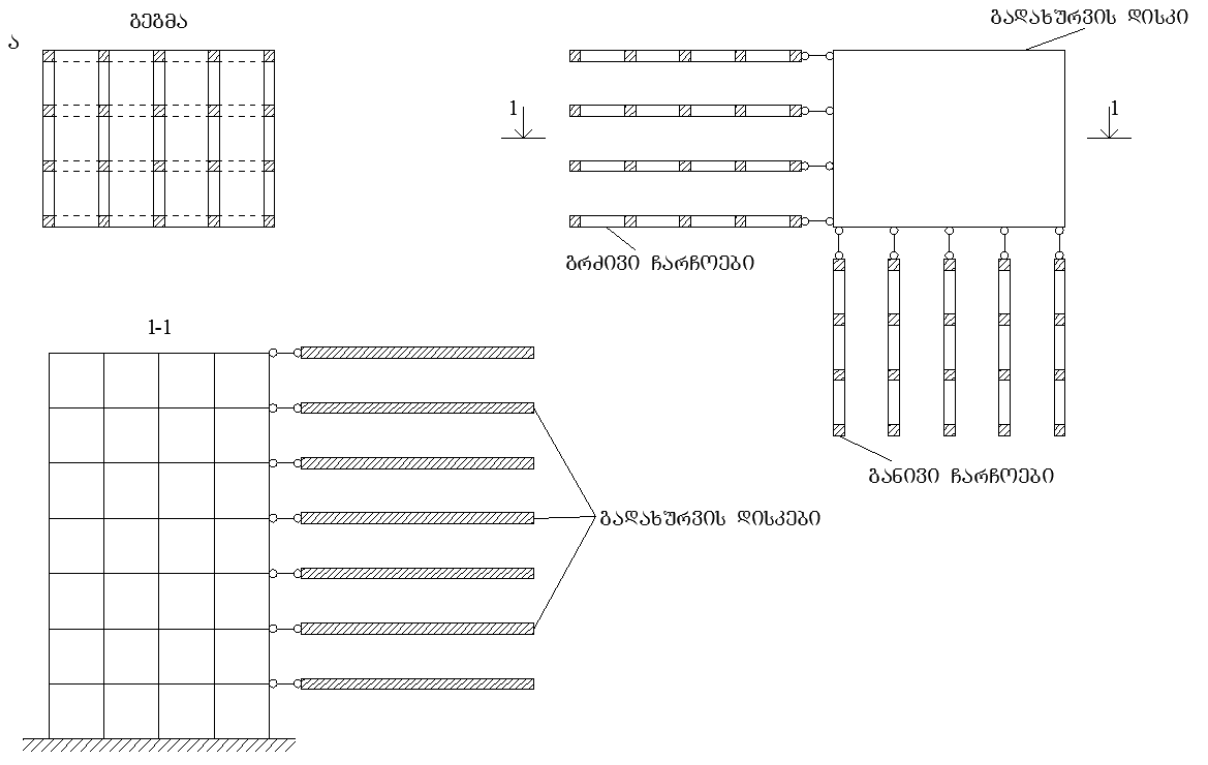
ფენა განიცდის ღუნვა-ძვრის დეფორმაციას, ხოლო მეორე ღუნვის დეფორმაციას.

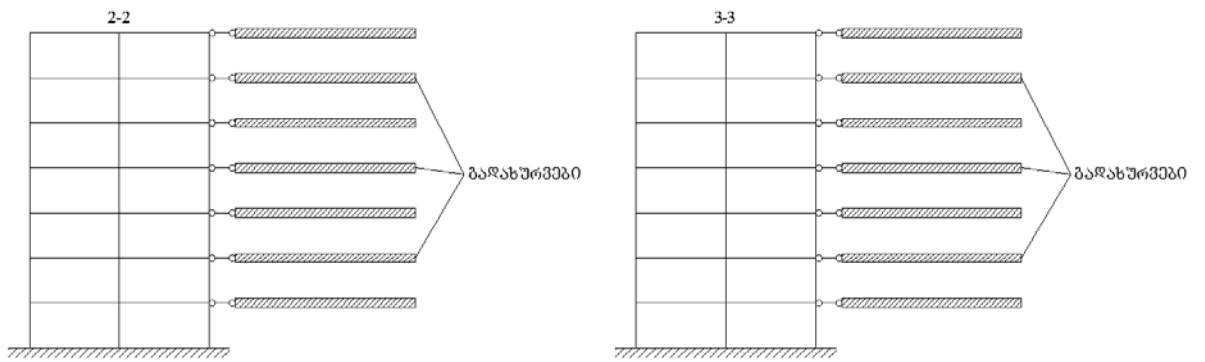


ნახ. 10 კარკასული შენობების კონსტრუქციული სქემები: ა - კონსოლური; ბ - ჩარჩოვანი; გ - ჩარჩო-პილონური; დ - ჩარჩო კავშირიანი; ე - კავშირიანი, სიხისტის ბირთვით.

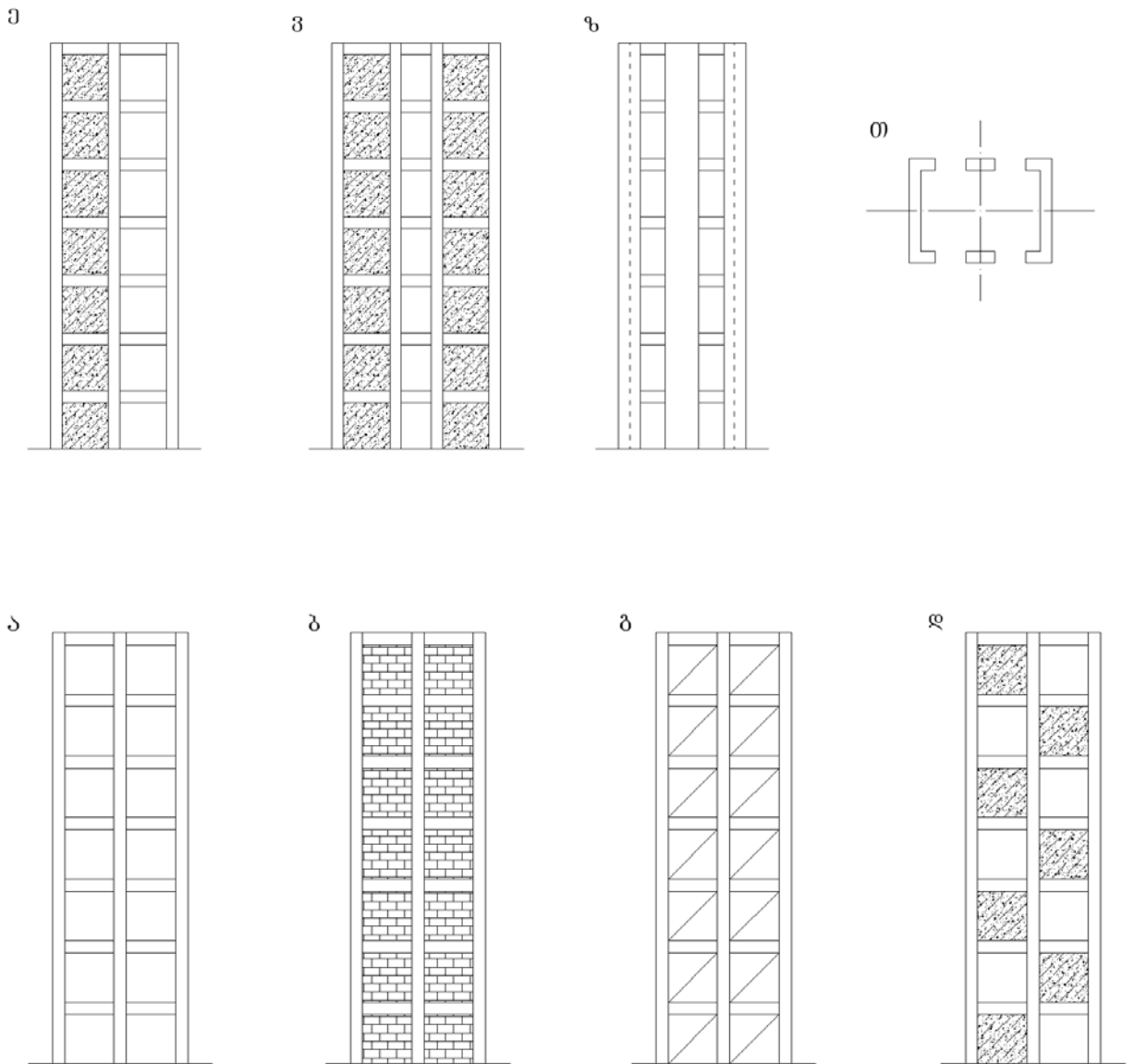


ნახ. 11 კარკასის დანაწევრება შემადგენელ ელემენტებად: ა - ნახევრად  
ჯვარედინი; ბ - ჯვარედინი; გ - ხაზოვან გამსხვილებული; დ - ხაზო



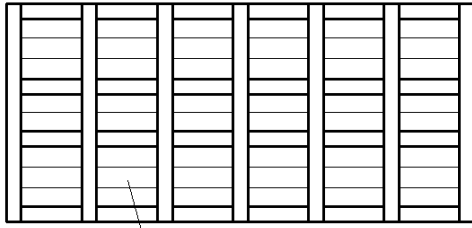


ნახ. 12 შენობის საანგარიშო მოდელები: ა - წერტილოვანი ხისტი გადახურვებით; ბ - წაგრძელებული დეფორმირებადი გადახურვებით.



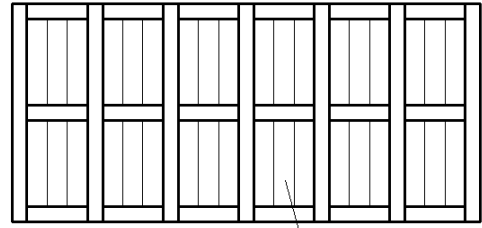


ბ



ბადახურვის რიბელო

კ



ბადახურვის კანელი

ნახ. 13 შენობის ვერტიკალური მზიდი ელემენტები: ა - ჩარჩო; ბ - ჩარჩო შემსვსებით; გ - ჩარჩო ირიბნებით; დ - დისკჩარჩო; ე - ჩარჩო დიაფრაგმა; ვ - სიხისტის დიაფრაგმა ღიობებით; ზ,თ - სიხისტის ბირთვი ღიობებით.

ასაწყობი გადახურვები მზიდ სისტემებში: ი - განივი, კ - გრძივი

#### 4.6 მიწისძვრისას არსებული შენობა-ნაგებობების მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხის დადგენა

აღნიშნულ ქვეთავში განხილულია ქ.თბილისში აშენებული კარკასული შენობის დაზიანების კლასი და მოსალოდნელი მიწისძვრის შედეგად დაზიანების ხარისხი, შეფასებული ევროპის მაკროსეისმური სკალის EMS-92-ის მიხედვით. შენობები ხასიათდებიან შემდეგნაირად:

- 1) კონსტრუქციული სქემა (ჩარჩო, დიაფრაგმა, სიხისტის ბირთვი);
- 2) გამოყენებული მასალა (ბეტონი, რკინაბეტონი. მათი მარკები, სვეტების და რეგელის კვეთები, კარკასის დანაწევრების სახე, სართულიანობა);
- 3) შენობის დინამიკური მახასიათებლები (ხისტი, მოქნილი, ძლიერ მოქნილი, მასების განაწილება შენობის გეგმაში და სიმაღლეზე);
- 4) შენობის რეგულარობის დონე (შეიძლება იყოს  $R_1$  - დაბალი,  $R_m$  - საშუალო,  $R_h$  - მაღალი, გამოწვეული მასათა და სიხისტის ცენტრის აცდენით);

5) სეისმომდეგობის დონე დამოკიდებული მშენებლობის ხარისხზე (დაბალი  $Q_1$ , საშუალო  $Q_m$  და მაღალი  $Q_h$ );

6) სეისმომდეგობის დონე დამოკიდებული პროექტირების ხარისხზე (I - ჯგუფი; სეისმოდამცავი სისტემების გამოყენებით, II - ჯგუფი; გაანგარიშებულია შენობა კოდებით, III- ჯგუფი; შენობა ანტისეისმური ღონისძიებების გარეშე);

7) II-ჯგუფი იყოფა შემდეგნაირად: დამოკიდებულია პროექტირებაზე ( $ASD_7$  - ანტისეისმური კონსტრუირების დაბალი დონე (7 ბალი),  $ASD_8$  - ანტისეისმური კონსტრუირების საშუალო დონე (8 ბალი),  $ASD_9$  - ანტისეისმური კონსტრუირების მაღალი დონე (9 ბალი)).

ამრიგად დახასიათებულ შენობას მიენიჭება დაზიანების კლასი (A, B, C, D, E, F) კარკასული შენობისთვის მიღებულია კლასი C, D, E, F, დაზიანების ხარისხი (1, 2, 3, 4, 5) რაც მოიცავს უმნიშვნელო დაზიანებას და სრულ ნგრევას.

#### 4.6.1 რუსთავი 2-ის 16 სართულიანი შენობა

##### შენობის ზოგადი დახასიათება:

ზომები გეგმაში: 18x24 მ სიმაღლე  $H=58$  მ.

მალები: 6x6x6 მ

ბიჯი ჩარჩოებს შორის: 6.0 მ

სიხისტის ბირთვის ზომები: 9x12 მ. სისქე - 40 სმ

სვეტებს განივი კვეთები:  $b \times h = 60 \times 60$  სმ

მზიდი რიგელები:  $b \times h = 60 \times 60$  სმ

არამზიდი რიგელები:  $b \times h = 60 \times 40$  სმ

ჩარჩო მონოლითურია - სიხისტის ბირთვის კედლები მონოლითურია,  $h=40$  სმ, ჩაკეტილი ოთხკუთხა ფორმის.

შენობას აქვს სარდაფი, მაღალი ღია პირველი სართული ( $h=6.0$  მ), 15 ტიპიური სართული ( $h=3.3$  მ) და ზედა ტექნიკური სართული ( $h=2.6$  მ).

სართულშია გადახურვები - შესრულებულია ასაწყობი ღრუტანიანი ფენილებით.

შენობის კონსტრუქციული სქემა - კავშიროვანი, სიხისტის ბირთვით

ბეტონის კლასი - B30

გარე შევსება - რ/ზ ფილებით

რეგულარობის დონე -  $R_m$  საშუალო (რეგულარობა სიმაღლეზე

დარღვეულია-პირველი სართული

ღიაა და განსხვავებული

სიმაღლის)

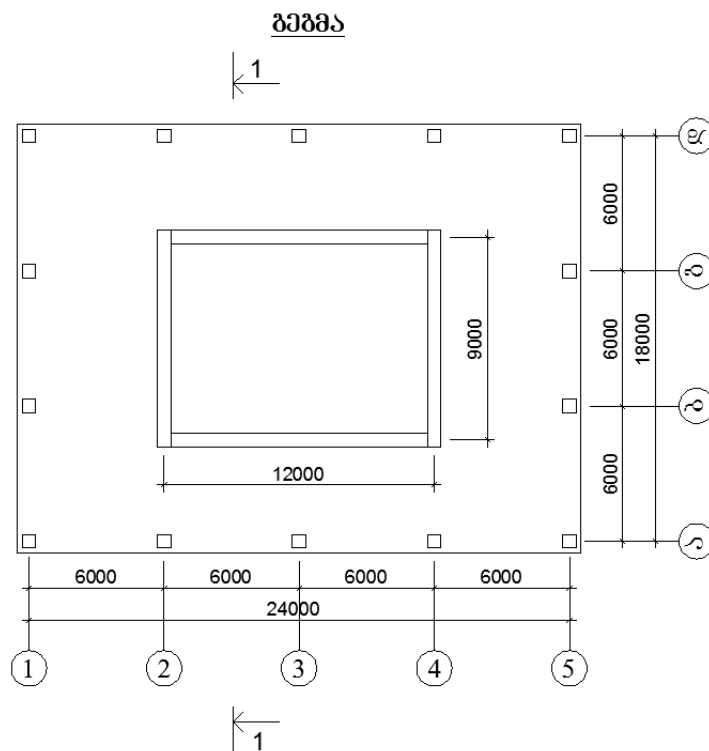
დინამიკური მახასიათებელი - საშუალოდ ხისტი

სეისმომდეგობის დონე:

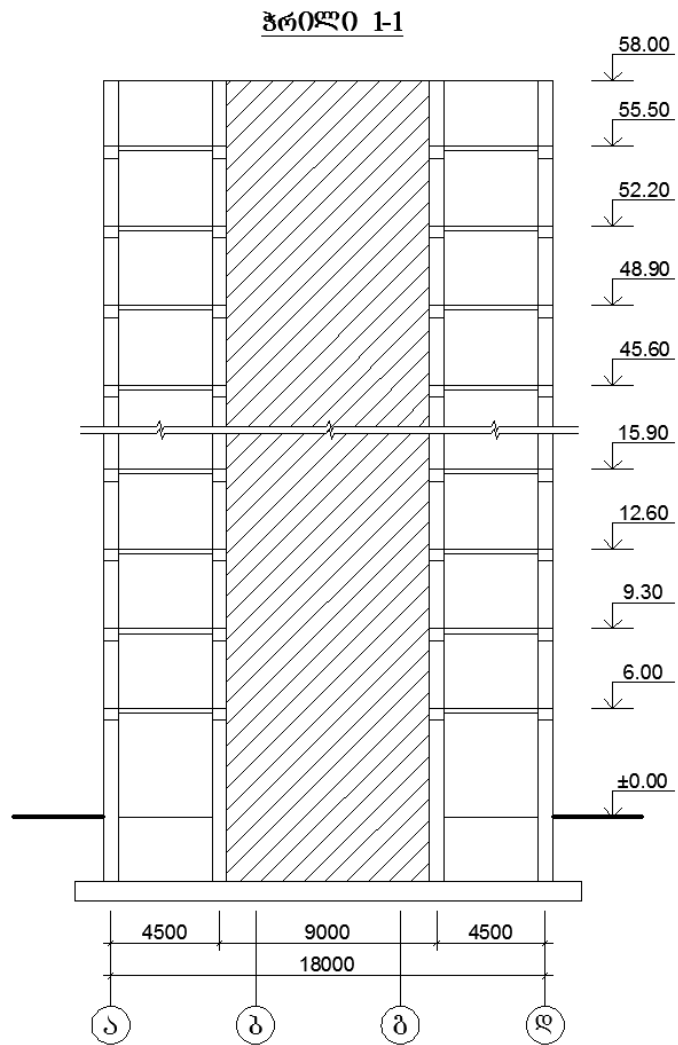
ა) დამოკიდებული მშენებლობის ხარისზე - დაბალი  $Q_1$

ბ) დამოკიდებული პროექტირების დონეზე - მეორე ჯგუფი (განგარიშებულია კოდეზით) და ეკუთვნის ASD<sub>7</sub> (ანტისეისმური კონსტრუირების მინიმალური დონე- 7)

ა)



ბ)



ნახ.13 რუსთავი 2 - ის შენობა: ა) გეგმა, ბ)ჭრილი

**კომენტარი:**

საძირკველი შესრულებულია მონოლითური წიბოვანი რკინაბეტონის ფილით. გადახურვის დისკო შესრულებულია კარგად. სიხისტის ბირთვის სისქე საკმარისია და მოთავსებულია შენობის სიმეტრიის ღერძზე.

დაზიანების კლასი					
A	B	C	D	E	F
			*		

მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხი				
1	2	3	4	5
		*		

#### 4.6.2 სასტუმრო „აჭარა“ ქ.თბილისში

##### შენობის ზოგადი დახასიათება:

ზომები გეგმაში: 15x44.8 მ სიმაღლე H=56.4 მ

მალები: 6x3x6 მ.

ბიჯი ჩარჩოებს შორის: 6.4 მ

სვეტები: განაპირა  $b \times h = 40 \times 70$  სმ შიგა  $b \times h = 50 \times 40$

მზიდი რიგელები:  $b \times h = 40 \times 70$  სმ

რიგელები გრძივი:  $b \times h = 120 \times 25$  სმ

ჩარჩოების დანაწევრება - ხაზოვანია, ერთსართულიანი მონოლითური სვეტები და ერთმალიანი ანაკრები რიგელები.

კარკასის ელემენტების შეერთების კვანძები მონოლითურია.

სართულშუა გადახურვები - შესრულებულია ასაწყობი ღრუტანიანი ფილებით.

შენობის კონსტრუქციული სქემა - ჩარჩოვანია

ბეტონის კლასი - B30

გარე შევსება - მცირე ბლოკებით

რეგულარობის დონე -  $R_m$  საშუალო (რეგულარობა სიმაღლეზე

დარღვეულია, პირველი სართული  
ღიაა და განსვავებული  
სიმაღლის)

გააჩნია მაღალი ღია პირველი სართული ( $h=4.8$  მ), ქვედა ტექნიკური სართული ( $h=3.0$  მ), 16 ტიპიური სართული ( $h=3.6$  მ) და ზედა ტექნიკური სართული ( $h=3.0$  მ).

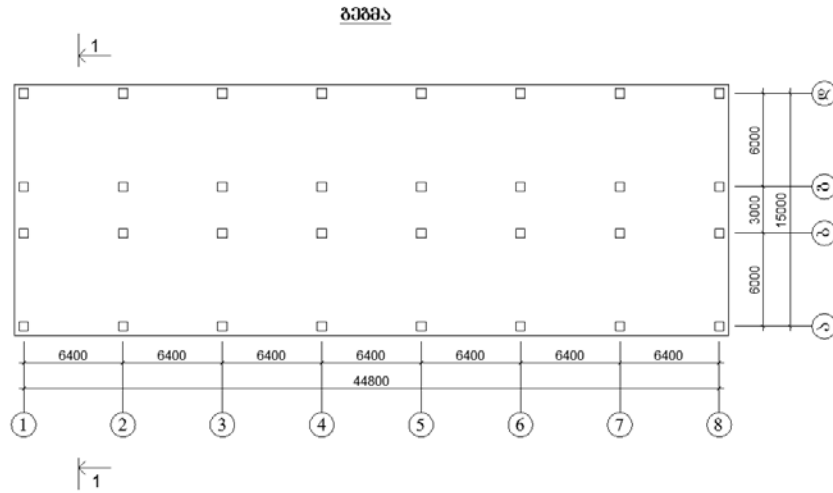
დინამიკური მახასიათებელი - მოქნილი

სეისმომედეგობის დონე:

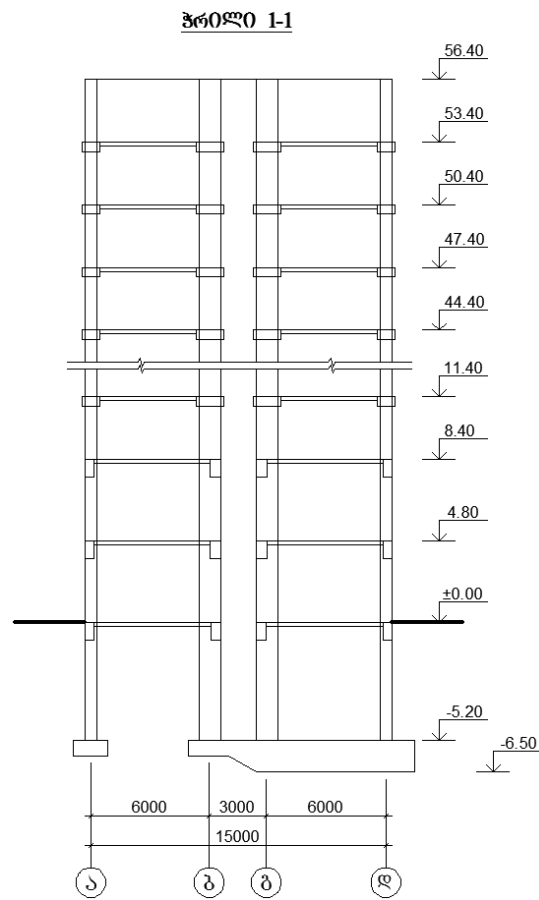
ა) დამოკიდებული მშენებლობის ხარისზე - დაბალი  $Q_1$

ბ) დამოკიდებული პროექტირების დონეზე - მეორე ჯგუფი (განგარიშებულია კოდებით) და ეკუთვნის ASD<sub>7</sub> (ანტისეისმური კონსტრუქციების მინიმალური დონე - 7)

ა)



ბ)



ნახ. 14 სასტუმრო „აჭარა“: ა)გეგმა, ბ)ჭრილი

**კომენტარი:**

შენობის საძირკველი: ნაწილობრივ რ/ზ მონოლითური ფილა, ნაწილობრივ წერტილოვანი. გადახურვის დისკებო კარგად არიან შევსებული და დამონოლითებული.

დაზიანების კლასი					
A	B	C	D	E	F
			*		

მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხი				
1	2	3	4	5
		*		

## დასკვნა

რკინაბეტონის კონსტრუქციების პროექტირების დღეისათვის არსებულ ნორმებში შეკუმშული ელემენტების ანგარიშის მეთოდიკა მდგრადობაზე არასრულყოფილია და მოითხოვს შემდგომ დამუშავებას და დახვეწას განსაკუთრებით სეისმური რაიონებისათვის. კერძოდ, არ არის გათვალისწინებული ვერტიკალური სეისმური ზემოქმედებისას შენობის არარეგულარობა, ჰორიზონტალური რხევების გავლენა შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე.

არარეგულარულ შენობებისათვის ვერტიკალური სეისმური ზემოქმედებისას გრძივი ძალების მნიშვნელობები გაანგარიშებული ჩვენს მიერ შემოთავაზებული მეთოდიკით 30-40 % ჭარბობს ნორმატიული დოკუმენტების СНИП მიხედვით გაანგარიშებულ ანალოგიურ ძალას. ამასთან, სეისმური ზემოქმედების ვერტიკალური მდგენელისაგან აღძრული ძალების განსასაზღვრავად სპეციალური კოეფიციენტით  $\mu_i$  გათვალისწინებული უნდა იქნეს სისტემის გადატანით-ბრუვითი მოძრაობის ეფექტი.

შემოთავაზებულია შეკუმშული ელემენტების გაანგარიშების მეთოდიკა სეისმომდგრადობაზე მკუშავი და მგრები ძალების ერთობლივი მოქმედებისას.

მდგრადობის დაკრავის პროგრნოზირებისათვის შემოთავაზებულია სტატიკური და დინამიური ექსცენტრისიტეტის სასაზღვრო მნიშვნელობების განსაზღვრის მეთოდიკა.

დატვირთვის რთული რეჟიმების დროს რკინაბეტონის კონსტრუქციების მდგრადობაზე დეფორმაციული სქემით გაანგარიშებისათვის, აგებულია მდგრადობის ზღვრული ზედაპირები, რომელიც საშუალებას გვაძლევს მგრები მომენტის და მკუშავი ძალის ნებისმიერი თანაფარდობისათვის განვსაზღვროთ ჩაღუნვის ან მობრუნების კუთხის კრიტიკული მნიშვნელობები.



როული დატვირთვის პირობებში ბეტონისა და რკინაბეტონის შეკუმშული ელემენტების მდგრადობაზე პრაქტიკული გაანგარიშებისათვის დამუშავებულია მეთოდიკა დრეკადი გულის სიმაღლის გამოყენებით, რომელიც ითვალისწინებს ღეროში პლასტიკური დეფორმაციების განვითარებას.

როგორც ზემოთ ვნახეთ, საკმაოდ რთულია მაღლივი კარკასული შენობების სეისმომდეგობის უზრუნველყოფა სწორედ შერჩეული საანგარიშო სქემის, მზიდი ელემენტების გეომეტრიული ზომების, დატვირთვების რეგულარობის, შენობის გეგმისა და სიმაღლის, რეგიონის ბალიანობის, დინამიური მახასიათებლების, შესაბამისი სამშენებლო მასალის და სხვა მნიშვნელოვანი მახასიათებლებების გარეშე, რომლებიც სამშენებლო ნორმებისა და წესების მიხედვით უნდა იყოს გათვალისწინებული.

“EMS-92”-ის მიხედვით შესაძლებლობა გვაქვს დაზიანების კლასის და მოსალოდნელი დაზიანების ხარისხის გათვალისწინებით სწორედ და დროულად გამოვავლინოთ მოსალოდნელი საფრთხეები, რომლებიც შეიძლება გამოიწვიოს მიწისძვრამ, რომლის პროგნოზირებას ამაოდ ცდილობენ მსოფლიოს გამოჩენილი მეცნიერები.

## გამოყენებული ლიტერატურა

1. Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений/Я.М. берг, А.И. Нейман, А.И. Абаков, М.М. Деглина, Т.Л. Чачуа. М., 1978.
2. Айзенберг Я.М., Нейман А.И. Экономические оценки оптимальности сейсмостойких конструкций и принцип сбалансированного рискаю – Строительная механика и расчет сооружений М., 1973, №4.
3. Я.М. Айзенберг и другие - сейсмостойкие многоэтажные здания железобетонным каркасом – М, АСВ, 2012, 256с.
4. В.А. Алмазов – Проектирование железобетонных конструкций по EURO нормам – М, АСВ, 2007, 216с.
5. Бачинский В.Я., Манискевич Е.С. Прочность и устойчивость железобетонных рам // Несущая способность и деформативность железобетонных конструкций. – Киев. Высшая школа 1978. – С.3 – 77.
6. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона.
7. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. М., Наука. 1967-984 с.
8. 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.
9. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М., Стройиздат., 1978. – 204 с.
10. Гемерлинг А.В. Устойчивость внецентренно сжатых стержней в упруго пластической стадии. Строительная механика и расчет сооружений. – 1959 – №2. – С. 72-76.
11. Гемерлинг А.В. Общий метод расчета рам как упруго пластического материала // строительная механика и расчет сооружений. – М., 1968. – №3. – С.1.7.
12. Гольденблат И.И. , Поляков С.В. Актуальные вопросы теории сейсмостойкости. – Строительная механика и расчет сооружений М., 1967. №6
13. Гольденблат И.И. , Николаенко Н.А. Расчет конструкций на действие сейсмических сил. М., 1961

14. И.И. Гольденблат, Н.А. Николаенко, С.В. Поляков, С.В. Ульянов. М. Модели сейсмостойкости сооружений / 1979.
15. Динчик А.Н. Продольный изгиб кручение. Изд-ство А.Н. СССР М., 1955 с. 392.
16. Досмагамбетов К.Т. Расчет железобетонной рамы при действии переменной во время нагрузки. // Материалы XXIV Международной конференции по бетону и железобетону 19-26 апреля 1992 г. (Кавказ – 92)\ НТБ БЕТЭКОМ и др. – М., Стройиздат 1992. – С. 269-270.
17. Дроздов П.Ф. Надежность гибких железобетонных колон // Бетон и железобетон, - 1981 – №4. – С.42 – 43.
18. Егупов В.К. Расчет зданий на прочность, устойчивость и колебания. Изд-ство ( будвельшик ) Киев – 1965 253 с.
19. Есаиашвили Д.В. Учет кручения несущих элементов сооружения при горизонтальных сейсмических воздействиях. Тбилиси 1992 8 с.
20. Есаиашвили Д.В. Прочность и деформативность железобетонных элементов при сложном нагружении. Тбилиси, ( Мецниереба ) 1989.
21. Есаиашвили Д.В., Бердзенишвили А.И. Влияние конфигурации здания на сейсмоустойчивость сжатых конструкций.
22. ჯ. ესაიაშვილი; ს. ესაძე; ა. ბერძენიშვილი. სეისმური ზემოქმედების ვერტიკალური მდგენელით გამოწვეული ძალები არარეგულარულ ჩარჩოვან სისტემათა კოლონებში. საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის 75-ე წლისთავისადმი მიძღვნილი პროფესორ-მასწავლებელთა ღია სამეცნიერო-ტექნიკური კონფერენციის მოხსენებათა თეზისები. ნაწ. I თბილისი 1997 წ. გვ. 18-19
23. ლ. კახიანი, ლ. ბალანჩივაძე, გ. სულავა, ა. ცაკიაშვილი - ნაგებობათა სეისმომდეგობაზე გაანგარიშების სტატიკური მეთოდის გამოყენება - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #2(25), 2012.
24. ჯ. ესაიაშვილი, ლ. კახიანი, გ. სულავა - სეისმომდეგი სენობების გაანგარიშების არაწრფივი სტატიკური მეთოდი - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #3(26), 2012.
25. ჯ. ესაიაშვილი, გ. სულავა - რკინაბეტონის ხისტ-პლასტიკური ნაგებობის გაანგარიშება მრავალჯერადი სეისმური დატვირთვის შემთხვევისათვის - სამეცნიერო-ტექნიკური ჟურნალი „მშენებლობა“ #3(30), 2013.
26. ქარცივაძე გ. სეისმომდეგი მშენებლობა, გამომცემლობა “განათლება”, თბილისი, 1979.

27. ვ. ზავრიევის სახელობის სამშენებლო მექანიკის და სეისმომდეგობის ინსტიტუტის სამეცნიერო კვლევების მრავალრიცხოვანი “სამეცნიერო ანგარიშები” (2000 წ-დან 2011 წ-მდე).
28. გ. ქარსივაძე, ლ. კახიანი. სეისმური ძალების გამოთვლა მრავალსართულიან კარკასულ შენობებში გრძივი გრებიითი რხევების დროს. სამსენებლო კონსტრუქციები და ნაგებობების გაანგარიშება. 15 A. სამეცნიერო შრომები N 2 (203) 1978-33, 32-38.
29. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом. – М., АСВ, 2009. – 352 с.
30. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Никитин И.К. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М., АСВ, 2010. – 352 с.
31. Корчинский И.Л., Бородин А.А., и др Сейсмостойкое строительство зданий. М., ( Высшая школа ) 1971 – 320 с.
32. Ляхтер В.М., Фролова Н.И. Статистические свойства приведенных ускорений сильных землетрясений и прогноз сейсмических усилий в сложных системах. – В сб. Сейсмические воздействия на гидротехнические и энергетические сооружения. М., 1980
33. 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.
34. Медведев С.В. К вопросу об экономической целесообразности антисейсмического усиления зданий. – В сб.: Вопросы инженерной сейсмологии. – Изв. АН СССР, 1962, №7.
35. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Киев ., Будивельник, 2008. – 480 с.
36. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. ( Основа теории сейсмостойкости ). М., Высшая школа, 1983. 303 с.
37. Плевков В.С., Мальганов А.И., Балдин И.В. Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений. – М., АСВ, 2010. – 290 с.
38. Смирнов В.И. Современная защита от землетрясений // Высотные здания. – 2008. – Вып.4. – С.110-115
39. Смирнов В.И. Испытания высокодемпфирующих резинометаллических опор для применения в сейсмоизолированном здании ( Гостинично туристического

комплекса „See Plaza” в г. Сочи )// Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2009. – Вып.4. – С. 40-48.

40. Смирнов В.И. Диссипация энергии землетрясений. Высотные здания. – 2008. Выпю 5.- С.98-105.

41. СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНИП 11-7-81\*. – М., 2011.

42. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНИП 2.01.07 – 85\*. – М., 2011.

43. СНИП 2.03.01.84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.

44. СНИП 11-7-81 М., Стройздат, 1982 -48 е. 11-7.81. Строительство в сейсмических регионах.

45. სამშენებლო ნორმები და წესები - სეისმოდედი მშენებლობა (35,01,01,09), 166 გვ.

46. СНИП Строительство в сейсмических районах. Государственный комитет республики Узбекистан по архитектуре и строительству. Ташкент, 1993 г.

47. Строительные нормы по железобетону. АС 1 318-83 (пересмотр 1986). Американский институт бетона (ACI). Детроит, Мичиган. Пер. с англ. – М., НИИЖБ, 1988. 235 с.

48. Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. М., Стройиздат, 1981. 215 с.

49. СП 31-114-2004. Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах. – М., 2005.

50. СНИП - იაპონური ნორმები

51. СНИП - ახალი ზელანდიის ნორმები

52. СНИП - პორტუგალიური ნორმები

53. Шагинян С.Г. Спитакское землетрясение 1988 г. Инженерный анализ повреждений ( Строительство в России прогресс науки и техники ) N1. 1993 г. Москва. Стр. 138-140.

54. Правила для железобетонных конструкций ВВК 79. Шведские строительные нормы. Стокгольм, 1983. Пер. с англ. – М., НИИЖБ, 1988. – 205 с.

55. Biot M. Analuticat and Expezimental Methods in Engineering Seismology, Pzoc. Amez, Soc, Giv, Eng 1943. Transaction. 108.

56. J.V. Esaiashvili and A.I. Bepdzenishvili. The influence of torque on stability of centrally compressed reinforced concrete bar.

Diagnostics of concrete structures Proceedings of the 2<sup>nd</sup> RILEM International Conference. Bratislava 1996y. 461-463.

57. Eurocode 8, I, DIN EN 1998-1

58. G. Grunthal – Charman Of The ESC Working Group “Macroseismic Scales” Geoforschungs Zentrum Potsdam, Germany – European Macroseismic Scale – EMS92 - 1992, 131.

59. Housner G.W. Characteristics of strong motion Earthquake. “Bull. of the Seism. Soc. of America”. v. 37, 1947, №1.

60. Mononobe N Die Eigenschwingungen eingespannter Stäbe Von verzerrlichen Quezschmit, Zeitschrift Euz Angewandte Mathematic and Mechanik, Band 1, Heft 6, 1921.

61. Paglietti A, Porcu. M.C. Extra Load in columns due to floor rocking under vertical seismic motion. 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering. Vienna. 1994.Pp. 1259-1264.