

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

ნინო ნაკვეთაური

**კარკასულ–ბმულ სისტემაში არმატურის წინასწარ დაძაბვის
ცვლილება, ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების გავლენით“**

წარდგენილია დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად

სადოქტორო პროგრამა მშენებლობა შიფრი 0406

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

თბილისი, 0175, საქართველო

„12“ ივლისი, 2017წელი

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

სამშენებლო ფაკულტეტი

ჩვენ, ქვემოთ ხელისმომწერი ვადასტურებთ, რომ გავეცანით ნინო ნაკვეთაურის მიერ შესრულებულ სადისერტაციო ნაშრომს დასახელებით:

„კარკასულ–ბმულ სისტემაში არმატურის წინასწარ დაძაბვის ცვლილება, ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების გავლენით“

და ვაძლევთ რეკომენდაციას საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სამშენებლო ფაკულტეტის სადისერტაციო საბჭოში მის განხილვას დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად.

თარიღი: „12“ „ივლისი“, 2017 წელი

ხელმძღვანელი: პროფესორი ლია ბალანჩივაძე

რეცენზენტი: ასოც. პროფესორი მაია ჭანტურია

რეცენზენტი: ტ.მ.დ. ნელი ერემაძე

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

ნინო ნაკვეთაური

„კარკასულ–ბმულ სისტემაში არმატურის წინასწარდაძაბვის
ცვლილება, ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების გავლენით“

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის

სამშენებლო ფაკულტეტი

„ 12“ ივლისი“ 2017 წელი

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

„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 იმ მცირე ზომის ციტატებისა, რომლებიც მოითხოვენ მხოლოდ
სპეციფიურ მიმართებას ლიტერატურის ციტირებაში, როგორც ეს მიღებულია
სამეცნიერო ნაშრომების შესრულებისას) და ყველა მათგანზე იღებს
პასუხისმგებლობას“.

ავტორის ხელმოწერა _____

რეზიუმე

თანამედროვე მშენებლობის განვითარების ერთ-ერთი ეფექტური მიმართულებაა კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში ე.წ. „უეუელის“ სისტემა, რომელიც წარმოადგენს ურიგელო ჩარჩო-კავშირებიან კონსტრუქციულ უჯრედს წინასწარდაძახული გადახურვის ელემენტებით. მისი უპირატესობა პირველ რიგში სამშენებლო მოედანზე, როგორც შრომატევადობის, ასევე სამონტაჟო, ბეტონისა და არმატურის სამუშაოების შემცირებაა, ამასთან ერთად მასალების ხარჯის შემცირება. შედეგად ვიღებთ ურიგელო გადახურვებს, რომელიც გვაძლევს სივრცის თავისუფლი დაგეგმვის, დიდი ბიჯისა და მრავალფეროვან არქიტექტურულ-გამომსახველობის მიღების საშუალებას. ამასთან ასეთი სისტემისათვის არ არის საჭირო დიდი მოცულობის კაპიტალდაბანდებების განხორციელება, რაც აუცილებლად უნდა გავითვალისწინოთ ჩვენნაირი ქვეყნისათვის, რადგან სამშენებლო ინდუსტრია თითქმის განადგურებულია. **პირველ თავში** განხილულია ბეტონისა და რკინაბეტონის კონსტრუქციებში ხანგრძლივი დეფორმაციის – ცოცვადობის ბუნებისა და განვითარების თავისებურებების შესახებ. იმ მეცნიერული კვლევების შესახებ, რომელიც დაკავშირებული იყო მასალის ცოცვადობით გამონვეულ დეფორმაციაზე. დეტალურად არის გადმოცემული ზოგიერთი მეცნიერის მიერ ცოცვადობის თეორიების შექმნისა და ჩამოყალიბების შესახებ, რომ ცოცვადობის დეფორმაცია წარმოადგენს პლასტიკური დეფორმაციის ერთ-ერთ სახეს. ის ვითარდება დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის განვითარება განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია კომბინირებულ კონსტრუქციებში, რომლებიც მონტაჟის მომენტში მუშაობენ სხვა სტატიკური სქემით, ხოლო ექსპლუატაციის მომენტში – სხვა სტატიკური სქემით.

მ.ტეზინმა გამოიკვლია ცოცვადობის გავლენით ძალების გადანაწილება სტატიკურად ურკვევ ხიდებში, რომლებიც წინასწარდაძახული რკინაბეტონისგან იყო აგებული, იმის გათვალისწინებით, რომ მათი სტატიკური სქემა იცვლებოდა ექსპლოატაციის პროცესში. დამუშავებულ მეთოდს მივყავართ ვოლტერის ინტეგრალურ განტოლებამდე. ავტორი მიუთითებს თუ რომელი ჰიპოთეზები იძლევიან იმის საშუალებას, რომ ეს ინტეგრალური განტოლებები დავიყვანოთ უბრალო წრფივ განტოლებამდე.

ს.დ. დიგლერი გვათავაზობს წინასწარდაძახული რკინაბეტონის ცოცვადობის გაანგარიშების გამარტივებულ მეთოდს“ დაძველების კოეფიციენტის” გამოყენებით, რომელიც კვაზი დრეკადი ანალიზის ჩარჩოებში დაძახულობის და დეფორმაციების გამოთვლის საშუალებას იძლევა. მეთოდის მთავარი ღირსება ისაა, რომ მისი დახმარებით შეიძლება გათვალისწინებული იქნას წინასწარდაძახული არმატურის მდებარეობა განივი კვეთის რამდენიმე შრეში. ასევე კომბინირებული ასანწყობ-მონოლითური რკინაბეტონის კონსტრუქციების გამოთვლის შესაძლებლობას, მათი უჭრადობის მიიღწევით.

ე.ნ. შერბაკოვმა [12] და ვ.ლ. ხასინმა დაამუშავეს რკინაბეტონის ელემენტების გამოთვლის მათემატიკურად მკაცრი და ზუსტი მეთოდები, ბეტონის წრფივი ცოცვადობის გათვალისწინებით. განხილულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდიკა ხანგრძლივი დატვირთვისათვის წინასწარდაძახულობის ძალებისა და დეფორმაციების არაპირდაპირი კავშირის გათვალისწინებით, რაც საშუალებას იძლევა რთული საინჟინრო საკითხები გადაიჭრას შედარებით მარტივი ალგებრული ოპერაციებით დახმული სახით. წარმოდგენილი მეთოდი ახდენს ადრე მიღებული მკაცრი მათემატიკური გადანწყვეტების განზოგადებას, რაც პასუხობს რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობის ფაქტიურ პირობებს.

რკინაბეტონის კვეთის დაძახულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე სხვადასხვა ფაქტორების გავლენის გამოკვლევისათვის ა.ვ. კრილოვმა

ჩაატარა კვლევები სტატისტიკური გამოცდის მეთოდის გამოყენებით, რომლის ალგორითმში ჩართულია დეტერმინირებული ალგორითმი შეკუმშული კვების გაანგარიშებით. ამ დროს მიღებულია, რომ გაანგარიშების ძირითადი საწყისი პარამეტრები იცვლებიან ნორმალურად (მასალის დეფორმაციული მახასიათებლები, წინასწარი დაძაბვის ძალები, მუდმივი დატვირთვები), “წაკვეთილი” ნორმალურად (დროებითი დატვირთვა) და თანაბრად (დაჯდომის და ცოცვალობის სიჩქარეები, დროებითი მახასიათებლები) განაწილების კანონებით. გაანგარიშების შედეგად განისაზღვრება დეფორმაციის და დაძაბულობის სტატისტიკური პარამეტრები: საშუალო მაჩვენებლები საშუალო კვადრატული გადახრები, ასიმეტრიის და ექსცესის კოეფიციენტები. აიგება განაწილების პიკროგრამები, რომლებიც შეფარებულია თეორიულთან.

ზემოთ მოყვანილი ნაშრომების ანალიზი აჩვენებს, რომ მიუხედავად იმისა, რომ ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციის მოვლენა რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშებში განიხილება სხვადასხვა ასპექტში, ხოლო სავარაუდოდ მნიშვნელოვანია ძალების შესაძლო გაბნევის საზღვრების განსაზღვრა, სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციებში გაფანტვისაგან ბეტონის ცოცვალობის ზღვრული მახასიათებლებით.

ბეტონის ცოცვალობის გავლენის აღწერად ბეტონის და რკინაბეტონის კონსტრუქციებში, სხვადასხვა დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობისას, გამოიყენება შემდეგი წრფივი თეორიები: დრეკადობის მემკვიდრეობის თეორია (ბლანტ-დრეკადი სხეულის თეორია), დაძველების თეორიის მოდიფიცირებული ვარიანტი (ბლანტი-დრეკადი ტანის გამარტივებული თეორია) და დაძველების მემკვიდრეობითობის თეორია (ბლანტი-დრეკადი ტანის თეორია).

მემკვიდრეობით-დრეკადობის თეორიას [2] საფუძვლად უდევს შემდეგი ძირითადი წინაპირობები:

1. ბეტონი განიხილება როგორც ერთგვაროვანი იზოტრიპული მასალა;

2. მყისიერ დეფორმაციას და დაძაბულობას შორის არსებობს

პირდაპირი დამოკიდებულება;

3. ცოცვადობის დეფორმაციას და დაძაბულობებს შორისაც არსებობს

წრფივი დამოკიდებულება;

4. დასაშვებია, რომ ცოცვადობის დეფორმაციისთვის მოქმედებს დამატებითი პრინციპი: ჯამური დეფორმაცია ცვლადი დატვირთვის დროს შეიძლება მოიძებნოს როგორც ცოცვადობის დეფორმაციების ჯამის სახით, რომელიც მიიღება დაძაბულობის დამატებით.

ამ დროს თვლიან, რომ ცოცვადობის დეფორმაცია, რომელიც გამოწვეულია დაძაბულობის დამატებით, დამოკიდებული ამ უკანასკნელის სიდიდეზე და ხანგრძლივობაზე.

მეორე თავში განხილულია ИМС– სისტემა და თანამედროვე მშენებლობა. ИМС–სისტემის შექმნის ისტორია, სისტემაზე ჩატარებული თეორიულ–ექსპერიმენტული კვლევები და მათი ანალიზი, ИМС– სისტემის უპირატესობა და თანამედროვე მშენებლობის პრაქტიკა. თანამედროვე მშენებლობის ერთ–ერთ ეფექტურ სისტემას წარმოადგენს კარკასულ–პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში. მისი უპირატესობა პირველ რიგში სამშენებლო მოედანზე, როგორც შრომატევადობის, ასევე სამონტაჟო, ბეტონისა და არმატურის სამუშაოების შემცირებაა, ამასთან ერთად მასალების ხარჯის შემცირება. შედეგად ვიღებთ ურიგელო გადახურვებს, რომელიც გვაძლევს სივრცის თავისუფალი დაგეგმვის, დიდი ბიჯისა და მრავალფეროვან არქიტექტურულ–გამომსახველობის მიღების საშუალებას. ამასთან ასეთი სისტემისათვის არ არის საჭირო დიდი მოცულობის კაპიტალდაბანდებების განხორციელება, რაც აუცილებლად უნდა გავითვალისწინოთ ჩვენნაირი ქვეყნისათვის, რადგან სამშენებლო ინდუსტრია თითქმის განადგურებულია.

კონსტრუქციული სისტემის უჯრედს შეადგენს 4 ასანყოფი სვეტი, გადახურვის ფილა, გვერდითი ელემენტები, სიხისტის დიაფრაგმები და წინასწარდაძაბული ბაგიროვანი არმატურა. სვეტი და გადახურვის ფილა ერთიანდება მთლიან დისკად წინასწარდაძაბული არმატურების მოჭიმვით სამშენებლო პირობებში, რომელიც მოთავსებულია გადახურვის პანელებს შორის ორივე მიმართულებით და გადის სვეტებში განთავსებულ ხვრელებში. პირველი გამოკვლევები, აღნიშნულ სისტემაზე, ჩატარდა 1956 წელს იუგოსლავიაში ე. სერბეთში პროფესორ ბრანკო უეჟელის ხელმძღვანელობით [13÷27] მასალების გამოცდის ინსტიტუტში. ამიტომაც მიიღო სისტემამ მისი სახელწოდება **ИМС–(Ипытание материалов Сербий)**.

აღნიშნული სისტემის უცხოეთის ქვეყნებში მშენებლობისა და ექსპლუატაციის გამოცდილებამ /16,25,26/ აჩვენა საიმედოობისა და 7,8,9 ბალის სეისმურ ზემოქმედებაზე მაღალი მაჩვენებლები. ამიტომ გასული საუკუნის 80-იან წლების მიწურულს ყოფილ სსრკ-ში დაიწყო მისი აქტიური მშენებლობა და კონსტრუქციული დახვეწა სწორედ სეისმური რეგიონებისათვის [15,16,18,27].

ТбилЗНИИЭП-ში 1982–86 წლებში ტ.მ.დ. ა.მ. კიმბერგის ხელმძღვანელობით ჩატარდა აღნიშნულ შენობებზე მთელი რიგი ექსპერიმენტული კვლევები. მიღებული შედეგების საფუძველზე შემუშავდა „დროებითი რეკომენდაცია კარკასულ–პანელოვანი შენობების დაპროექტებისათვის“ [27].

1984 წლიდან ტ.მ.დ. ნ.ა.მარქაროვის ხელმძღვანელობით ტ.მ.კანდიდატების, მ. ფილარეტოვის, ლ. ბალანჩივაძის, უ. კაზაკბაევის, ნ. სალდატოვის და სხვათა მიერ ჩატარდა კომპლექსური კვლევები აღნიშნული სისტემის დახვეწისა და შემდგომი გაუმჯობესებისათვის [13,14,17,21,23,24].

მ. ფილარეტოვი იკვლევდა ასანწყობ-მონოლითური გადახურვის მუშაობას კარკასულ-ჰანელოვან სახლებში არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში.

ჩატარებული ექსპერიმენტული გამოკვლევების შედეგად დადგინდა რომ მაქსიმალური მკუმშავი ძაბვები თავს იყრიან კვანძებში და შენარჩუნებულია მათ ნგრევამდე, შემუშავდა ჩალუნვების დასადგენი გამოსახულებებისათვის კოეფიციენტები, დამუშავდა წინასწარდაძებული არმატურის განთავსების ფორმები და მათი გავლენა გადახურვის მუშაობაზე ვერტიკალური დატვირთვებისას. შემუშავდა რეკომენდაცია, რომელიც იძლეოდა მოქმედ პროექტებთან შედარებით მასალების საგრძნობ ეკონომიას და სხვა.

დისერტაციის მესამე თავში განხილულია ცოცვადობის დეფორმაციების გამოთვლა ევროპული ნორმების მეშვეობით. განხილულია ყველა სამშენებლო მასალის მუშაობის თავისებურებანი და მათი გავლენა სხვადასხვა დატვირთვებისა და ზემოქმედებების ქვეშ. რომ კვეთებისა და სისტემების გაანგარიშებისას შეიძლება გამოყენებული იყოს ნებისმიერი დამოკიდებულება ძაბვასა და დეფორმაციას შორის, თუ ისინი პასუხობს ბეტონის ქცევას.

ბეტონის დრეკადი დეფორმაცია დამოკიდებულია მის სტრუქტურაზე (ძირითადად შემავსებელზე). სიდიდეები, რომელიც მოცემულია ნორმებში გასათვალისწინებელია საერთო შემთხვევების დროს. ამასთან, ისინი საჭიროა დაზუსტდეს, იმ შემთხვევაში, თუ კონსტრუქცია მგრძნობიარეა ზოგადი შემთხვევის სიდიდეებისაგან გადახრების მიმართ.

ბეტონის დრეკადობის მოდული დამოკიდებულია შემავსებლის დრეკადობის მოდულზე. E_{cm} დრეკადობის მოდულის მიახლოებითი მნიშვნელობა (რომელიც მდებარეობს 0 და $0,4 f_{cm}$)*, კვარციტის შემავსებელზე მოცემულია ცხრილ 3.1-ში. თუ შემავსებელია ქვიშა ან დანალექი ქანები, დრეკადობის მოდული უნდა შემცირდეს 10÷30%-მდე. თუ

შემავსებელი არის ბაზალტი, ამ შემთხვევაში დრეკადობის მოდული იზრდება 20%-ით.

დრეკადობის მოდულის ცვლილება დროში შეიძლება გათვალისწინებული იყოს შემდეგნაირად:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm}$$

სადაც $E_{cm}(t)$ და $f_{cm}(t)$ არის დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე წინაღობა

მოცემულ t -დროში.

E_{cm} და f_{cm} – დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე სიმტკიცე 28 დღის ასაკში.

თანაფარდობა $f_{cm}(t)/f_{cm}$ გამოითვლება ფორმულა 3.1–დან. პუასონის კოეფიციენტი მიიღება ტოლი 0,2–ის ბეტონისათვის, რომელსაც არ აქვს ბზარები, და ტოლია 0–ის როდესაც აქვს ბზარები.

თუ არ არის დიდი სიზუსტე საჭირო, ტემპერატურული გაფართოების კოეფიციენტი შეიძლება მივიღოთ ტოლი $10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$.

ბეტონის ცოცვალობა და ჯდენა დამოკიდებულია გარემოს ტენიანობაზე, ელემენტის ზომასა და ბეტონის სტრუქტურაზე. ცოცვალობაზე ასევე გავლენას ახდენს ბეტონის ასაკი, როდესაც მასზე პირველად მოსდეს დატვირთვა, მისი ხანგრძლივობა და დატვირთვის მოდების სიჩქარე. ცოცვალობის კოეფიციენტი $\varphi(t, t_0)$ დამოკიდებულია მხებ დრეკადობის მოდულზე E_c , რომელიც აიღება $1,05 E_{cm}$ –ის ტოლი. თუ არ არის საჭირო დიდი სიზუსტე, შეიძლება ვისარგებლოთ ცოცვალობის კოეფიციენტის მიხედვით, რომელიც მოცემულია ცხრილ 3.1–ში, იმ პირობით, რომ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში არ აღემატება $0,45 f_{ck}(t)$, პირველი დატვირთვის t_0 –ასაკის შემთხვევაში).

როცა დრო $t = \infty$ ბეტონის ცოცვალობის კოეფიციენტი $\varepsilon_{cc}(\infty; t)$ მუდმივი მკუმშავი ძაბვისას σ_c , რომელიც t_0 ასაკის ბეტონზეა მოდებული, ტოლია:

$$\varepsilon_{cc}(\infty; t) = \varphi(\infty; t)_0 \cdot (\sigma_c / E_c)$$

თუ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში t_0 ასაკისას აჭარბებს $0,45f_{ck}(t_0)$ -ს, მაშინ ცოცვადობა არის არანრთივი. ასეთი მაღალი ძაბვა შეიძლება იყოს გადატვირთვის შედეგი, მაგალითად, რკინაბეტონის წინასწარდაძაბულ ელემენტებში. ასეთ შემთხვევაში ცოცვადობის არანრთივობის კოეფიციენტი უნდა გამოითვალოს ფორმულით.

$$\varphi_k(\infty; t_0) = \varphi(\infty; t_0) \exp(1.5(K_0 - 0.45))$$

მეთოხე თავში განხილულია დასახული ამოცანების თეორიული და ექსპერიმენტული კვლევის შედეგები, მათი ანალიზი და განხორციელების პრაქტიკულ და ინჟინრული მეთოდები.

შესწავლილია ქ.თბილისში მდებარე კარკასულ-პანელოვანი შენობები არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, მათი მდგომარეობა, ჩატარებულია მონიტორინგი და მიღებული შედეგები გადმოცემულია დასკვნების სახით.

კომპიუტერული გამოთვლებით დადგენილია სისტემის საიმედოობა და მისი უპირატესობა სხვა სისტემებთან შედარებით. ექსპერიმენტული მოდელი-იმიტაციის საშუალებით შესწავლილია სისტემის მუშაობა სხვადასხვა ავარიული გარემოსათვის.

შესწავლილია ასევე დაუმთავრებელი ორი კორპუსი და მისი მდგომარეობა აღნიშნული პერიოდისათვის მოცემულია რეკომენდაციები მათი დასრულებისათვის და ნორმალური ექსპლუატაციისათვის.

Abstract

Relevance of the topic: As it is known in the end of the last century, Georgia and other seismically active regions have successfully implemented so-called Zhezheli

16-storey frame-panel residential buildings with bending armature under constructional conditions. Dozens of residential houses in Georgia are presented by such construction, which provide safe housing for millions of people. The building was constructed with prefabricated elements.

After infamous events of 1990, when the economy collapsed and all factories producing reinforced concrete products were abandoned, many frame buildings of “Zhezheli” type have remained unfinished. A. Sokhadze Civil and Industrial Construction Department decided to conduct experimental study and supportability of such unfinished buildings, i.e. granting life to dozens of buildings. There are several dozen of such buildings in Tbilisi, where construction process was suspended on different floors, some of them are demolished (on Tsereteli Avenue), some are still in the foundation phase (Didi Digomi) and two buildings in Guramishvili 64 are still waiting for a builder. Thus, it is possible to continue construction and provide thousands of families with accommodation.

The aim of the dissertation: the “Zhezheli” system is presented by a frame building in which the roofing foil from all four directions is held by the pre-pressured force of the armoured fittings that are strained between the columns; Straining of cables takes place on construction site.

The task of experimental research is:

- Study of unfinished construction;
- Investigation of the reliability of existing tense cables;
- Determination of tensioning values in concrete and armature;
- Assessing the reliability of the system by determining breaking point of columns and tiles.
- The study and effects of changes pre-pressured strengths caused by long-term deformation of concrete.
- As a result of the research, conclusions and recommendations will be presented, according to which the construction of such type should be completed.

Scientific Novelty: Practical application of the completed work is important. Completion of semi-built buildings will provide the city with substantial residential place, thousands of people's requirements for accommodation will be met, namely refugees who are living in unbearable conditions.

The first chapter of the dissertation discusses the nature and development characteristics of concrete's and reinforced concrete structures' long-term deformation – creep. Those scientific studies related to the deformation of concrete due to creep.

The scientists working on this process: A. Goalishev, I. Livshits, A. Zevin, A. Saakyan, V. Sizionov, D. Patrov, V. Chernigorov, G. Kiziria, Gvinchidze, D. Dolidze, Zedgenidze and others, as a result of their research several different creep theories were created.

Creation and development of several scientists' creep theories are discussed in details, that state that deformation due to creep is a type of plasticity deformation. It develops due to long-term pressure. The development of concrete creeping deformation is especially important in pre-strained reinforced concrete structures, since the static scheme of construction, installation and work of operational elements is different, which results in unreliable results in assessing the system's tense-deformation state.

Second chapter of the dissertation discusses effective constructive **IMC** system with bending armature under constructional conditions of carcass-panel, its efficiency, the specific of constructive elements and building practices.

In 1956 in Serbia, Belgrade, the construction materials research institute, under the guidance of Professor Branco Zhezhel, has developed an efficient, carcass-paneling constructive system with bending armature under constructional conditions. A year later after implementation constructions began in new Belgrade, then in many other cities of Yugoslavia: Banja Luka, Tuzla, Nishe, Ossieke, Nivasade, Pančevo, Sarajevo and others [27].

In 1982-86, in ТбИЛЗНИИЭП under the guidance of А.М. Kimberberga number of experimental studies have been conducted. Based on the results obtained, "Temporary Recommendations for Designing Frame-Panel Buildings" has been drawn up [27].

As a result of experimental studies it has been established that maximum dense pressure was located in the nodes and maintained before their destruction, the coefficients of deflection have been found, the form of disposition of pre-pressured fittings have been developed and their effect on covering works with respect to vertical loads. The recommendation was developed that provided substantial economy of materials compared to current project.

The new constructive system distinguishes itself by high values of basic technical and economic characteristics. By implementing this system, stainless steel usage will be reduced to 25 ÷ 40%, labour intensity will be reduced, metal usage by 20 ÷ 41,6% and construction cost by 40% [24].

The constructive cell of the system is created by built-in columns, roofing tiles, and pre-pressured cable fittings. The column and roof tiles are integrated into the whole disk with pre-pressured fitting under construction conditions, that are located in both directions between the roof panels and goes through holes in the columns. As a result of fitting clamping friction between tiles and columns is created, that provides system's combined operation during exploitation.

Analysis of conducted surveys [13,14,17,21,24,27] found that the main building material used was a high-strength B25, B30-grade concrete and K-7 grade Ø15 mm cable fittings. In all existing technical solutions the use of such concrete types and the sizes of the elements as well as application and calculation methods weren't justified, that created a major problem in the construction of the roofing system. The existing normative materials did not allow for the calculation of the specific system, which further hindered the implication of the system. Due to absence of a single methodology of calculation of constructive system and its nodes, which

should have been a descriptor of real work during exploitation, did not allow for the full usage of building materials' strength, which led to the higher indicators of building's load bearing capacity.

The carcass-link system in construction conditions is very difficult to calculate in terms of pre-pressured fittings. This is caused by both individual nodes and constructive solutions, as well as construction technology.

The tense-deformed condition of the pre-pressured frame differs from the deformed condition of the usual traditional carcass, and hence the calculation method is different. If for the calculation of usual frame the operational scheme of nodes is known, in this case such schemes aren't specified. That is why the assumptions made are often not justified and are based on engineer experience and intuition.

The third chapter of the dissertation discusses the calculation of deformations due to creeping using European norms. Concrete and reinforced concrete are considered, the features of the construction material and its impact on various loads, the fact that in the calculation of structural elements and the system, the relationship between tension and strain can be any (linear, nonlinear) if they correspond to the behaviour of concrete. In special cases (also pre-pressured), according to the information from special attempts, it is necessary to set the strength of concrete for a period of less than 28 days and, based on the results obtained, to study the effect of long-term deformation.

The module of concrete elasticity depends on the filling elasticity module. E_{cm} relative value of elasticity module (which lays at 0 and $0.4f_{cm}$) * is given in the tables for different fillers. If fillings are presented by sand or sedimentary rocks, the elasticity module should be reduced to 10 ÷ 30%. If the filler is basalt, in this case the elasticity module increases by 20%.

The creep of concrete depends on environmental humidity, size of the element and concrete structure. The creep is also affected by the age of the concrete when

it was first loaded, its duration and the speed of loading. The creeping coefficient $\varphi(t, t_0)$ depends on the tangent creep module E_c , which is equal to $1.05E_{cm}$. If there is no need for greater accuracy, the creeping coefficient given in the appropriate table can be used, provided that tension in concrete does not exceed $0.45f_{ck}$ (t - is the first load in case of t_0 age).

The fourth chapter examines the experimental and theoretical studies conducted in the reinforced concrete frame-link buildings in order to study the reliability of the system and long-term deformation caused by fittings.

Fulfillment of planned tasks has been made possible by monitoring 10 completed and 2 unfinished 16-storey buildings located in different districts of Tbilisi (Gldani Second, Third and Seventh Microdistricts, Varketili Third Microdistrict, Vazisubani Microdistricts and Nutsubidze Plateau)

Review and study of 10 16-storey buildings found that the buildings do not have defects that aren't allowed by the norms. The load-bearing elements of completed and operating residential houses include: columns, roofing tiles and monolithic joints, where pre-pressured fittings are located. Concrete strength was checked with two different hammers that are based on reversible elasticity method, which was about 30-40% more than specified by the project, which was anticipated due to concrete hardening conditions and due to heterogeneity.

Two unfinished buildings showed interesting results. The bearing elements of unfinished buildings were checked from the first floor to the 6th floor, prefabricated as well as monolithic areas, hardness diaphragms, side and centre nodes were also checked.

In order to determine the reliability of the system as a result of the monitoring of unfinished construction, taking into account stability characteristics of prefabricated and monolithic concrete elements and using engineering software LIRA-10 two versions of calculating models were developed and tested for the impact of permanent loads and pre-tension. The model used B25 class characteristic

concrete (it corresponds to the object's average parameter) and mechanical characteristics of high-grade cable steel K-7 of (asserted by the project).

The final results are given in main conclusions.

შინაარსი

შესავალი	22
თავი I ლიტერატურული მიმოხილვა	25
1.1. რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშება ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით	25
1.2. ბეტონის ცოცვადობის თეორიები	36
თავი II ИМС– სისტემა და თანამედროვე მშენებლობა	42
2.1. კარკასული–პანელოვანი შენობების ეფექტური კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში	42
2.1. ИМС– სისტემის მშენებლობის პრაქტიკა.....	51
თავი III ცოცვადობის დეფორმაციების გამოთვლა ევროკოდით.....	58
3.1. მასალები – ბეტონი. სიმტკიცე.....	58
3.2. დრეკადი დეფორმაცია.....	61
3.3. ცოცვადობა და ჯდენა	62
3.4. საარმატურე ფოლადი.	70
3.5. წინასწარდაძახებული არმატურა	76
3.6. დეფორმაციის მახასიათებლები	81
თავი IV	85
4.1. ექსპერიმენტული კვლევები ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით კარკასულ პანელოვანი შენობების საიმედოობის დასად	85
ძირითადი დასკვნები	111
გამოყენებული ლიტერატურა.....	113

ცხრილების ნუსხა

ცხრილი 1	109
ცხრილი 2.1.	
ცხრილი 3.1.	
ცხრილი 3.2.	
ცხრილი 3.3.	
ცხრილი 3.4.	
ცხრილი 3.5.	
ცხრილი 3.6.	
ცხრილი 4.1.	
ცხრილი 4.2.	
ცხრილი 4.3.	

ნახაზების ნუსხა

ნახ.1.

ნახ.2.

ნახ.3.1.

ნახ.3.2.

ნახ.3.3.

ნახ. 3.4.

ნახ. 3.5.

ნახ.3.6.

ნახ.3.7.

ნახ.3.8.

ნახ.3.9.

ნახ.3.10.

ნახ. 4.1

ნახ. 4.2.

ნახ. 4.3.

ნახ. 4.4.

ნახ. 4.5.

ნახ. 4.6.

ნახ. 4.7.

ნახ. 4.8.

ნახ. 4.9.

ნახ.4.10.

ნახ. 4.11.

ნახ. 4.12.

ნახ.4.13.

ნახ. 4.14.

ნახ.4.15.

6ab.4.16

6ab.4.17.

6ab.4.18.

შესავალი

თანამედროვე საიმედო მრავალსართულიანი შენობა-ნაგებობათა ასაგებად საჭიროა მათი გაანგარიშების სქემებისა და წინაპირობების მკაცრი დაცვით დაპროექტება, რომელიც ზუსტად აღწერს როგორც მის რეალურ მუშაობას, ასევე ცალკეული ელემენტების დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობას.

ბეტონისა და რკინაბეტონის კონსტრუქციების ხანმოკლე და ხანგრძლივი დატვირთვებით დაპროექტებისას, აუცილებელია მასალის მექანიკური მახასიათებლების თავისებურებების გათვალისწინება, განსაკუთრებით შეკლების, ჯდენის, რელაქსაციისა და ცოცვადობის დეფორმაციების, რაც განსაკუთრებით აქტუალური და აუცილებელია წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების დაპროექტებისას. კარკასულ შენობებში წინასწარდაძაბვის გამოყენება პროგრესული მეთოდია. იგი საშუალებას გვაძლევს მაღალი სიმტკიცის ფოლადის გამოყენებით შევამციროთ მისი ხარჯი. ამავ დროს წინასწარდაძაბული რკინაბეტონი ჩვეულებრივი რკინაბეტონისაგან განსხვავებით უზარაოა, რაც უზრუნველყოფს მის ხანგამძლეობასა და სიხისტეს.

თემის აქტუალობა: როგორც ცნობილია, გასული საუკუნის მიწურულს, საქართველოში და სეისმურად აქტიურ რეგიონებში, წარმატებით იყო დანერგილი ეფექტური 16 სართულიანი კარკასულ-ჰანელოვანი საცხოვრებელი შენობები, არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში ე.წ. „ჟეჟელის“ სისტემა. ამგვარი სისტემით ე. თბილისში აგებულია ათობით საცხოვრებელი სახლი. კარკასულ-ჰანელოვანი შენობა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში წარმოადგენს უსაფრთხო საცხოვრისს მილიონობით ადამიანისათვის. შენობა იგებოდა ქარხნული წესით დამზადებული ასანწყობი ელემენტებისაგან.

1990 წლის ცნობილი მოვლენების შემდეგ, როდესაც ეკონომიკა დაინგრა და განადგურდა რკინაბეტონის ნაკეთობათა დამამზადებელი ყველა ქარხანა, ბევრი კარკასული შენობა „ჟეჟელის“ ტიპის დარჩა დაუმთავრებელი. ა.სოხაძის სახელობის სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტმა მიზნად დაისახა ასეთი დაუსრულებელი შენობების ექსპერიმენტული შესწავლა და საექსპლუატაციო ვარგისიანობის დადგენა ანუ ათობით შენობისათვის „სიცოცხლის„ მინიჭება. ასეთი შენობები ქ. თბილისში რამდენიმე ათეულია, მათი სართულიანობა შეწყვეტილია სხვადასხვა სართულებზე, ზოგიერთი მათგანი დაშლილია (წერეთლის გამზირზე), ზოგი საძირკველშივე დარჩა (დიდი დილომი), ხოლო ორი კორპუსი გურამიშვილის გამზირზე დღესაც ელოდება მშენებელს. ამდენად, შესაძლებელია მშენებლობის გაგრძელება და ათასობით ოჯახის დაკმაყოფილება საცხოვრებელი ფართით.

დისერტაციის მიზანს დაუმთავრებელი კარკასულ-ბმული შენობების შესწავლა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში ე.წ. „ჟეჟელის“ სისტემა, რომელიც წარმოადგენს ურიგელო ჩარჩო-კავშირებიან კონსტრუქციულ უჯრედს წინასწარდაძაბული გადახურვის ელემენტებით. გადახურვის ფილას ოთხივე მხარეს იჭერს სვეტების სიბრტყეში დაჭიმული მაღალი სიმტკიცის ბაგროვანი არმატურა, რომელიც სვეტებში არსებული ხვრელებით გადის ფილებს შორის ორივე მიმართულებით.

ექსპერიმენტული კვლევის ამოცანა:

- შეწყვეტილი მშენებლობის ობიექტების შესწავლა;
- არსებული დაძაბული ბაგირების საიმედოობის გამოკვლევა;
- ძაბვების სიდიდეების დადგენა ბეტონსა და არმატურაში;
- სვეტებისა და ფილების ამტანუნარიანობის, ანუ სიმტკიცის დადგენით სისტემის საიმედოობის შეფასება.

- ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით წინასწარდაძახული ძალების ცვლილების შესწავლა და მათი გავლენა კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე.
- მიღებული კვლევების შედეგად წარმოდგენილი იქნება დასკვნები-რეკომენდაციები, რომლის მიხედვითაც უნდა მოხდეს ასეთი ტიპის მშენებლობის დასრულება.

მეცნიერული სიახლე: სისტემის საიმედოობის დადგენა ევროპული სტანდარტებისა და კომპიუტერულ მოდელზე ჩატარებული კვლევების მიხედვით.

მიღებული შედეგების პრაქტიკული გამოყენება: შესრულებული სამუშაოს პრაქტიკული გამოყენება მნიშვნელოვანია. ნახევრად აგებული შენობების დასრულება მნიშვნელოვან საცხოვრებელ ფართობს შეძენს ქალაქს, დაკმაყოფილდება ფართის მოლოდინში მყოფი ათასობით ადამიანი, კერძოდ, ლტოლვილები, რომლებიც გაუსაძლის პირობებში იმყოფებიან.

ნაშრომის აპრობაცია და გამოქვეყნებული პუბლიკაციები: სადისერტაციო ნაშრომის, ძირითადი შედეგები მოხსენებული იქნა სადოქტორო პროგრამით გათვალისწინებულ სამ სემინარზე, საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სტუდენტთა 83-ე საერთაშორისო სამეცნიერო კონფერენციაზე. სადისერტაციო ნაშრომის მასალების მიხედვით გამოქვეყნებულია 4 სამეცნიერო შრომა.

ნაშრომის სტრუქტურა და მოცულობა: დისერტაცია შედგება შესავლის, ოთხი თავის, ძირითადი დასკვნებისა და გამოყენებული ლიტერატურისაგან. სადისერტაციო ნაშრომი შედგება 120 გვერდისაგან, გამოყენებულია 30 დასახელების ლიტერატურა.

თავი I

ლიტერატურული მიმოხილვა

1.1. რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშება ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით

ცოცვადობის დეფორმაცია წარმოადგენს პლასტიკური დეფორმაციის ერთ-ერთ სახეს. ის ვითარდება დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის განვითარება განსაკუთრებით მნიშვნელოვანია კომბინირებულ კონსტრუქციებში, კონსტრუქციებში, რომლებიც მონტაჟის მომენტში მუშაობენ სხვა სტატიკური სქემით, ხოლო ექსპლუატაციის მომენტში – სხვა სტატიკური სქემით.

რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ კონსტრუქციებში, განსაკუთრებით უნივერსალური ტექნოლოგიით აგებულ კონსტრუქციებში და წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში, მნიშვნელოვანია ცოცვადობის დეფორმაციის განვითარების შედეგად აღძრული ძალები და ძაბვები. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის მახასიათებელი სიდიდე წარმოადგენს ექსპერიმენტულად დადგენილ სიდიდეს, რომელსაც გააჩნია შესაძლო გადახრები. გადახრები შესაძლოა იმდენად დიდი იყოს, რომ გამოიწვიოს კონსტრუქციის მდგრადობის დაკარგვა.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდების დამუშავებაში, ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით, ცნობილ მეცნიერთა /2,3,4,9,10,20/ ნაშრომების ანალიზმა განაპირობა სათანადო მეთოდის შექმნა, სადაც გათვალისწინებულია ცოცვადობის დეფორმაციის სავარაუდო ბუნება და კონსტრუქციაში ამ დეფორმაციებით წარმოქმნილი დაძაბული მდგომარეობები. ქვემოთ განხილულია ძირითადი შრომები.

რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევი კონსტრუქციების გაანგარიშება ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების გათვალისწინებით გაშუქებულია ი.დ. ლივშიცის მრავალრიცხოვან ნაშრომებში.

ი.დ. ლივშიცის [13] მიხედვით, ბეტონის ცოცვადობის გავლენა საყურადღებოა ასანყობ-მონოლითური კონსტრუქციებისთვის. მისი აზრით მონოლითური ბეტონის დაძაბული მდგომარეობა, ბზარების გაჩენის ხასიათი, შეიძლება გამოვლინდეს მოქმედი ხანგრძლივი დატვირთვის ზემოქმედებისაგან.

განგარიშება ეყრდნობა კონსტრუქციების მუშაობას სხვადასხვა სტადიაში. ავტორი გვთავაზობს მეთოდიკას, რომელიც ეყრდნობა ცოცვადობის დაძველების მოდიფიცირებული თეორიის გამოყენებას.

დადგენილია, რომ ასეთ სისტემებში ბეტონის ცოცვადობითდროის გარკვეულ მომენტში ხდება დაძაბულობის გადანაწილება კვეთებს შორის.

ერთ-ერთ სტატიაში განხილულია ხიდების განგარიშებისას ბეტონის ცოცვადობის და ჯდენის დეფორმაციების გათვალისწინება. რადგან ხიდის სტატიკური სქემა მონტაჟის პროცესში და ექსპლუატაციის დროს იცვლება. მოცემულია განგარიშების გამარტივებული და დაზუსტებული მეთოდები.

ა.ბ. გოლიშვილის [4] მიერ დამუშავებულია სტატიკურად ურკვევი სისტემების განგარიშების სხვადასხვა მეთოდები ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით.

სტატიაში მოცემულია ძაბვების განსაზღვრა რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ ღეროვან სისტემებში მუშაობის I სტადიაში. ხანგრძლივი დეფორმაციებისაგან აღძრული ძალები გამოთვლილია ბეტონის დაძველების მოდიფიცირებული თეორიით, მათემატიკური მოდელის გამოყენებით.

განხილული მეთოდი საშუალებას იძლევა განგარიშებებში გათვალისწინებულ იქნას ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციების ცვლილება სტატიკურად ურკვევ რკინაბეტონის კონსტრუქციებში.

ნაშრომში აღწერილია წინასწარ დაძაბული ასანწყობ-მონოლითური კონსტრუქციების დაძაბული მდგომარეობის განსაზღვრის მეთოდი მუშაობის I სტადიაში (ბზარების გარეშე გაჭიმულ ზონაში), ხანგრძლივი, ცვალებადი საექსპლუატაციო დატვირთვიდან ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით, მისი ჯდენის და დრეკადობის მოდულის ცვლილებით, რომ კავშირი ბეტონის დაძაბულობებს შორის და ჩაქრობის კოეფიციენტის შორის გამოიხატება რელაქსაციური მრუდებით. ასეთი მიახლოების დახმარებით დეფორმაციას და დაძაბულობას შორის კავშირის ინტეგრალური განტოლებები შეიძლება აღგებრულ განტოლებებად გადავაქციოთ.

ნაშრომში [6] განსაზღვრულია დაჭიმვის განსაზღვრის მეთოდი თხელკედლიან სისტემებში. დამუშავებულია დაჭიმვის განსაზღვრის მეთოდი

ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით. დაზუსტებულია ურთიერთქმედების ძალები კონსტრუქციებსა და ფუძეებს შორის ბეტონისა და გრუნტის ცოცვადობის გათვალისწინებით. მიღებულია ცოცვადობის დაყვანილი მახასიათებლები დაძველების მოდიფიცირებული თეორიით არაერთგვაროვანი კვეთის კონსტრუქციების გაანგარიშებისას.

სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდი, სადაც გათვალისწინებულია ბეტონის ცოცვადობა, აღწერილია [10] ნაშრომში. ავტორმა გამოიყენა მიახლოებითი დამოკიდებულებები, რომლებიც საშუალებას იძლევიან გამოვთვალოთ ღეროვანი კონსტრუქციები დახშული სახით.

ნაშრომში ასევე განხილულია ხიდების სტატიკურად ურკვევ სისტემებში ძირითადი უცნობების განსაზღვრის მიახლოებითი მეთოდი ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით და დრეკად-მცოცავი ტანის მოდიფიცირებული თეორიის საფუძვლებით, ცოცვადობის დეფორმაციის სეზონური ცვლილება განვითარების ინტენსივობაზე დამოკიდებულებით.

ვანტურ კონსტრუქციებში დაჭიმვის შეფასების მიახლოებითი მეთოდი, რომელიც გამოყენებულია დაძველების მოდიფიცირებულ თეორიებში აღწერეს გ.ი. გვინჩიძემ და დ.ა. დოლიძემ.

ი.დ. ლივშიცი ნაშრომში [13] განსაზღვრავს ხანგრძლივ დეფორმაციებს სტატიკურად რკვევად რკინაბეტონის კონსტრუქციებში თავისუფლად არმირებული ელემენტებით. ბეტონის დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა დაკავშირებულია ვოლტერის მეორე რიგის ინტეგრალურ განტოლებებთან, ხოლო არმატურის – ჰუკის კანონთან. ამოცანა ამოიხსნება საერთო სახით.

ვ.ა. ზედგენიძემ ჩაატარა ექსპერიმენტი ლუნვადი რკინაბეტონის კოჭებზე, წინასწარ დაძაბული არმატურებით, ხანგრძლივი დატვირთვის ზემოქმედებისას. სტატიკურად ურკვევ რკინაბეტონის სისტემებში გაანგარიშების ამოცანა ა.ა. ზევიანის ნაშრომში [7] ამოხსნილია ინტეგრალურ-ოპერატორული მიდგომით. ძალის მეთოდის ინტეგრალური განტოლების სისტემის შედგენა ხდება ზოგიერთი ხაზობრივი სისტემის ალგებრული განტოლების შესაბამისად, რომლის კოეფიციენტები დამოკიდებული არიან სხვადასხვა პარამეტრებზე. დამტკიცებულია, რომ პრინციპული გადაწყვეტილება ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით

შეიძლება მივიღოთ პარამეტრის მემკვიდრეობითი ოპერატორის შეცვლით ალგებრულ განტოლებებში. განვითარებულია ვოლტერის ოპერატორის ფუნქციის აპროქსიმაციის მეთოდი, რომლებიც მოხერხებულია კომპიუტერების რეალიზაციისათვის. მეთოდის სიზუსტე ილუსტრირდება მაგალითით.

ა.ს. სააკიანს სტატიაში [6] მოჰყავს რკინაბეტონის მრავალსართულიანი ნაგებობების მოდელი ჰორიზონტალური დატვირთვის ზემოქმედებისას ექსპერიმენტის და თეორიული კვლევების შედეგები ცოცვადობაზე. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის ექსპერიმენტული მრუდები საკმაოდ კარგად აპროქსიმირდებიან დრეკად-მცოცავი ტანის თეორიებით. დადგენილია, რომ ბეტონის ცოცვადობა დიდ გავლენას ახდებს დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე, ჩალუნვებზე, ბზარების ჩამოყალიბებაზე და გახსნის სიდიდეზე, ასევე შესაერთებელი ელემენტების დაბოლოებათა ურთიერთ განლაგებაზე.

ასანყობი რკინაბეტონის სტატიკურად ურკვევ სისტემებში ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით დაძაბულობის განსაზღვრისათვის ვ.ვ. სიზონოვა საფუძვლად მიიღო ერთგვაროვანი დრეკად-ცოცვადი სისტემების ხაზობრივი ერთგვაროვნების გაანგარიშების თეორია.

ამავე თემებს მიუძღვნეს თავიანთი შრომები ცნობილმა ბულგარელმა მეცნიერებმა დ.ნ. პატროვმა და ვ.გ. ჩერნიგოროვმა.

გამოიყენეს რა ბლანტ-დრეკადი ტანის თეორია ცოცვადი ბეტონებისათვის, ავტორებმა გამოიყვანეს ვოლტერის ინტეგრალური განტოლების მეორე რიგი. განხილულია რიცხობრივი მეთოდი, რომელიც რეალიზირებულია გამომთვლელი მანქანის გამოყენებით პროგრამა ფორტმან IV. დამუშავებული მეთოდის უტყუარობა შემოწმებულია პრაქტიკული მაგალითის ამოხსნით.

მასლოვ-არუთინიანის ნაშრომში განხილულია ამოცანა სტატიკურად რკვევად ხიდზე /2/ ხაზობრივი თეორიის გამოყენებით, დაყვანილია ვოლტერის მეორე რიგის ინტეგრალურ განტოლებამდე. ეს განტოლებები ამოხსნილია კვადრატულ განტოლებათა სისტემის ჩანაცვლებით.

ასეთ ცვლილებებს საფუძვლად უდევს ინტეგრალური ოპერატორების ჩართვა კვადრატულ განტოლებებში.

დამუშავებულია პრაქტიკული მეთოდი სტატიკურად რკვევად კომბინირებული ერთიანი კოჭების დაძაბული მდგომარეობის დროში გასაზღვრისათვის, სადაც გამოყენებულია ბლანტ-დრეკადი ტანის მასლოვ-არუთინიან-ტროსტის თეორია ბეტონის ცოცვადობაზე და ასევე ვოლტერის ინტეგრალური განტოლებები თეორიას.

დრეკად-მცოცავი ტანის თეორიაზე დაყრდნობით, რომელიც მიღებულია ბეტონის ქცევის აღსაწერად დროში, ვ. კრიუგერმა [12] შემოგვთავაზა დეფორმაციის და წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის ელემენტებში დეფორმაციის გამოთვლის მეთოდი, მხოლოდ დაჭიმული არმატურის მოქმედებისას, ასევე მუდმივად მოქმედი მღუნავი მომენტის გათვალისწინებით.

დ. დუვეტიჩი და ზ. პრასკევიჩი აღწერენ წინასწარდაძაბულ რკინაბეტონის კოჭების ცოცვადობის გათვლის ორ მეთოდს, ზუსტს და მიახლოებითს, რომელიც გამოიყენება ჩალუნვების, დეფორმაციების და დაძაბულობის გადანაწილებისათვის კონსტრუქციის კვეთებში. ორივე მეთოდი დაფუძნებულია დაძველების თეორიაზე, რომელიც მოდიფიცირებულია ბეტონის შესახებ ევროპული კომიტეტის რეკომენდაციების შესაბამისად. შედარებით მარტივია მეთოდი, რომელშიც ავტორს გამოყენებული აქვს დეფორმაციისა და დაძაბულობას შორის ალგებრული დამოკიდებულება. ამ მეთოდის გამოყენებით ნაპოვნი იქნა ჩალუნვები და დაძაბულობის რელაქსაცია ბლოკების დიდ რაოდენობაში. კერძოდ, ჩატარებულია გაანგარიშება და ექსპერიმენტი კოჭების სამი სერიისთვის არმირების სხვადასხვა კოეფიციენტებით. ორივე მეთოდმა მოგვცა შედეგი, რომელიც ახლოსაა ექსპერიმენტალურთან.

გ.ლ. ერგლანდის სტატიაში მოყვანილია ექსპერიმენტალური და თეორიული გამოკვლევების მონაცემები რკინაბეტონის კონსტრუქციების დეფორმაციების გამოკვლევებზე. ცოცვადობა ჩვეულებრივი ტემპერატურის პირობებში თეორიული აღწერის დროს წარმოდგენილია ორი კომპონენტით: ბლანტი დენადობის ტიპის შეუქცევადი დეფორმაციით და შექცევადი დეფორმაციით, რომელიც წარმოდგენილია შეყოვნებული დრეკადი კომპონენტით და რომელიც შედგება ჩვეულებრივი დრეკადი დეფორმაციის 20+30%, მაღალი ტემპერატურის პირობებში ცოცვადობა მოითხოვს დამატებით აღრიცხვას დეფორმაციის დამოკიდებულებაზე

ტემპერატურასთან, მაშინ, როცა დეფორმაციის შექცევადი ნაწილი ტემპერატურაზე დამოკიდებული არ არის. ამ თეორიის შესამოწმებლად მისი შედეგების შედარება ხდებოდა ექსპერიმენტულ მონაცემებთან საყრდენი კოჭისათვის, შეკუმშულ-ჩაღუნული სვეტის ტანის, ორი და სამშალიანი უჭრი კოჭებით ატომური რეაქტორის დამცავ გარსსაცმზე, ცილინდრულ ჭურჭელზე, რომელიც ცივი წყლით და ცხელი ზეთით იყო სავსე და სხვა კონსტრუქციებზე.

როგორც გამოკვლევათა შედეგებმა აჩვენეს, ცოცვადობა და ტემპერატურა ახდენენ მნიშვნელოვან გავლენას ძალის გადანაწილებაზე სტატიკურად ურკვევ კონსტრუქციებში, რომელიც აუცილებლად გათვალისწინებული უნდა იყოს გაანგარიშებებში. ტემპერატურის ციკლური ცვალებადობა იწვევს დაძაბულობის და გადაადგილების მოკლევადიან ცვლილებას, რომელიც ემატება გრძელვადიან ცვლილებებს. კონსტრუქციული ელემენტების მოქნილობის გადიდებასთან ერთად ცოცვადობა დომინირებული როლის შესრულებას იწყებს. თეორიის თანხვედრა ექსპერიმენტულთან დამაკმაყოფილებელია, თუ დატვირთვა და ტემპერატურები ციკლური გზით უცვლელია. მრავალ შემთხვევაში ცოცვადობის დეფორმაციის გამოთვლა შეიძლება ერთნაბიჯიანი გზით დრეკადი სტადიების ანალოგიებზე დაყრდნობით.

ს.დ. დიგლერი გვათავაზობს წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის ცოცვადობის ანგარიშის გამარტივებულ მეთოდს “დაძველების კოეფიციენტის” გამოყენებით, რომელიც კვაზიდრეკადი ანალიზის ჩარჩოებში დაძაბულობის და დეფორმაციების გამოთვლის საშუალებას იძლევა.

მეთოდის მთავარი ღირსება ისაა, რომ მისი დახმარებით შეიძლება გათვალისწინებულ იქნას წინასწარდაძაბული არმატურის ადგილმდებარეობა რამდენიმე შრეში, ასევე გამოვთვალოთ კომბინირებული ასანწყობ-მონოლითური კონსტრუქციები, დეტალურად განხილულია რამდენიმე საანგარიშო მაგალითი, რომლებიც რკინაბეტონის კოჭების დაპროექტებისას, სადაც უჭრადობა მიიღწევა მონოლითურობის შექმნით. განხილულია აღწერილი პროცედურის შემდგომი შესაძლო განზოგადების პირობები უფრო რთული კონსტრუქციების ან დატვირთვებისათვის.

ვ. ფიორემ და პუნგ ზენ ტაომ შრომაში ექსპერიმენტულად გამოიკვლიეს ბეტონის ცოცვადობის გამო დაძაბულობის გადანაწილების პირობები სტატიკურად ურკვევ წინასწარდაჭიმულ კოჭებში. აღწერილია სამმალიანი კოჭების მეთოდით განიკვეთის დატვირთვის სხვადასხვა ვარიანტისთვის და საყრდენი მონყობილობის სიმალლით სხვადასხვა დონეზე განლაგების პირობებში. ბეტონის გაზომილი დაძაბულობების გადაადგილებების და ლოკალური დეფორმაციებით გამოვლენილია, რომ კოჭის საყრდენი პირველადი განსხვავების ეფექტი სიმალლის მიხედვით სწრაფად მცირდება პირდაპირი განივი დატვირთვის დროის ხანგრძლივობასთან ერთად. მიღებული ექსპერიმენტული მონაცემები შედარებული ნორმატიული საანგარიშო პროცედურების გამოყენების შედეგებთან. მოცემულია დატვირთვის შეფასებები ბეტონის ცოცვადობის დროს მუდმივი დატვირთვის და ცვლადი ცოცვადობის პირობებში.

მ. სპეცინსკი ძირითად ყურადღებას აქცევს გალუნული რკინაბეტონის კოჭების ხანგრძლივი დატვირთვის პირობებში ცოცვადობის გაანგარიშების საკითხებს. ამისთვის გამოყენებულია როგორც წრფივი, ისე არაპირდაპირი განსაზღვრული ინტეგრალური ტიპის განტოლებები.

ვ.მ. ბონდარენკო და ა.კ. შაგინი სწავლობდნენ მრავალკომპონენტიან კონსტრუქციების ცოცვადობას. მრავალ კომპონენტურობაში იგულისხმება კონსტრუქციები, რომლებშიც ერთდროულად სამუშაოსათვის რაციონალურადაა შეერთებული 3 და მეტი ელემენტი, რომლებიც იმ მასალითაა დამზადებული, რომლებსაც სხვადასხვა ფიზიკო-მექანიკური, ან დეფორმაციულ-სიმტკიცეთა მახასიათებლები გააჩნიათ.

დაჭიმული ფურცლოვანი სარტყელებით შედგენილი ელემენტების მდგრადობა გამოკვლეულია ა.ს. ამახინის მიერ ხანგრძლივი დატვირთვის დროს მაღალი დატვირთვის პირობებში. როგორც კერძო შემთხვევა განიხილება წრფივი ცოცვადობის პირობებში შემადგენელი ელემენტის მდგრადობის ამოცანა. დაძაბულობის და ბეტონის შეკუმშულ ზონაში დეფორმაციებს შორის დამოკიდებულება მიღებულია არაწრფივი ცოცვადობის განტოლების საფუძველზე.

ბზარებიანი რკინაბეტონის დეფორმაციის თეორიის ჩარჩოებში ა.ფ. იარომენკომ და ა.ი. მელნიკმა დაამუშავეს ისეთი მეთოდიკა, რომლითაც ისეთი

კონსტრუქციები, როგორცაა კოჭი-კედელი ამოცანები ამოიხსნება ცოცვადობის თეორიით. ამ გათვლების დროს გათვალისწინებულია ბეტონის ცოცვადობის განსაკუთრებულობა ორღერძა დატვირთვის დროს, ცოცვადობის დეფორმაციის არაპირდაპირობა, ბეტონის სიმტკიცის გადიდება დროში და რკინაბეტონის სხვა განსაკუთრებული თავისებურებები სხვადასხვა სტადიაში, რომელიც ნგრევასთან ახლოსაა.

ე.ნ. შერბაკოვმა /20,21/ და ვ.ლ. ხასინმა დაამუშავეს რკინაბეტონის ელემენტების გათვლის მათემატიკურად მკაცრი და ზუსტი მეთოდები, ბეტონის წრფივი ცოცვადობის გათვალისწინებით. მიღებული ანალიტიკური გამოსახულებები საშუალებას იძლევა ამოცანის გადანწყვეტა დაფიქვანოთ რკინაბეტონის ელემენტში ერთობლივი არმატურით (დამოუკიდებლად ცოცვადობის თეორიის წინაპირობიდან და ინტეგრალური განტოლების ბირთვის სახეობისა) დაძაბულობის ჩაქრობის კოეფიციენტის აღრიცხვამდე.

მათივე სტატიაში მოცემულია რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების მეთოდოლოგია ხანგრძლივი დატვირთვისათვის დაძაბულობის და დეფორმაციების არაპირდაპირი კავშირის გათვალისწინებით, რაც საშუალებას იძლევა რთული საინჟინრო საკითხები გადაიჭრას შედარებით მარტივი ალგებრული ოპერაციებით დახშული სახით (ფორმით). წარმოდგენილი მეთოდი ახდენს ადრე მიღებული მკაცრი მათემატიკური გადანწყვეტილებების განზოგადებას, რაც უსუსობს რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობის ფაქტიურ პირობებს.

ახლა გადავიდეთ იმ ნაშრომებზე, რომლებშიაც გათვალისწინებულია ცოცვადობის სავარაუდო ბუნება რკინაბეტონის კონსტრუქციების გაანგარიშების პირობებში (დროს).

ა.პ. შეიკინი და ბ.ი. პარაგაში გვთავაზობენ მასიურ დასახლებებში მსხვილპანელიანი კორპუსების სავარაუდო გაანგარიშებათა შედეგებს არათანაბარი დეფორმაციის დროს, ხანგრძლივი პროცესების გათვალისწინებით, რომლებიც მიმდინარეობენ გრუნტში (საძირკველში) და რკინაბეტონის კონსტრუქციებში. თავის ნაშრონში ა.პ. პშენინკინმა დაამუშავა კოჭის და ფილების გათვლის ინჟინრული მეთოდი სტოხასტიკურ საფუძველზე.

საძირკვლის დეფორმაციის სავარაუდო ზედაპირი განისაზღვრება მისი სხვადასხვა მოდელის გათვალისწინებით. კოჭის და ფილების სავარაუდო გათვლა წარმოებს გეოლოგიური პროცესების გათვალისწინებით, რომლებიც მიმდინარეობენ რკინაბეტონის კონსტრუქციებში გათვალისწინებულია, ბეტონის ცოცვადობაც.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების (კერძოდ, რკინაბეტონის ხიდების) გაანგარიშების სავარაუდო მიდგომას (ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის გათვალისწინებით) ეძღვნება ა.კ. ცეიტლინის შრომებში. ერთობლივ ნაშრომში (ა.ვ. კრილოვი) საწყისი მონაცემები, რომლებზედაც დამოკიდებულია კონსტრუქციების გათვლის საბოლოო შედეგები. განხილულია ალბათობის თვალსაზრისით, იმდენად, რამდენადაც მათზე მოქმედებს მთელი რიგი შემთხვევითი ფაქტორებისა. მოყვანილია ამ ტიპის ორი ამოცანის გადაწყვეტის მაგალითი. საწყისი მონაცემები აღებულია შემთხვევითი სიდიდეების სახით, რომლებიც განაწილების შესაბამისი კანონებითაა მოცემული, ხოლო გაანგარიშებათა შედეგები განისაზღვრება საიმედოობის მოთხოვნილი ხარისხით, ამოცანა მონტე-კარლოს მეთოდით ამოიხსნება.

პირველ ამოცანაში განისაზღვრება რკინაბეტონის კონსტრუქციის კვეთის დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა, ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინებით. შედგენილია პროგრამა, რომლის ალგორითმი დამუშავებულია ნაშრომში. ძირითადი პროგრამისათვის საწყისი მონაცემი აღებულია, როგორც შემთხვევითი სიდიდეები, რომლებიც განისაზღვრებიან როგორც თანაბარზომიერები ან გადანაწილების ნორმალური კანონებით. გაანგარიშების შედეგად დგინდება ნორმალური ძაბვები, მოსახვევთა შედარებითი კუთხეები და კვეთის სიმძიმის ცენტრის შედარებითი გადაადგილებები. თითოეული ამ მახასიათებელიდან იანგარიშება საშუალო მაჩვენებელი, სტანდარტი, ასიმეტრია და ექსცესი. გაანგარიშების მონაცემთა შესაბამისად, ნაპოვნ მახასიათებლებს როგორც წესი გააჩნიათ ნორმალური გადანაწილება.

მეორე ამოცანაში განისაზღვრება წინასწარ დაძაბული კოჭოვანი კონსტრუქციების ჩალუნვები, შემდგარია პროგრამა ПГБ, რომლის აგების საერთო სქემა ანალოგიურია СУС პროგრამისა. გაანგარიშების შედეგად განისაზღვრება

კონსტრუქციების ჩალუნვები და კვეთის გრძივი გადაადგილება ზედა და ქვედა ფიბრის სიმძიმის ცენტრის დონეზე. ყოველი ამ პარამეტრისათვის განისაზღვრება საშუალო მაჩვენებელი და სტანდარტი.

რკინაბეტონის კვეთის დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე სხვადასხვა ფაქტორების გავლენის გამოკვლევისათვის ა.ვ. კრილოვმა ჩაატარა სამუშაოები სტატისტიკური გამოცდის მეთოდის გამოყენებით, რომლის ალგორითმში ჩართულია დეტერმინირებული ალგორითმიშეკუმშული კვეთის ანგარიშები. ამ დროს მიღებულია, რომ გაანგარიშების ძირითადი საწყისი პარამეტრები იცვლებიან ნორმალურად (მასალის დეფორმატიული მახასიათებლები, წინასწარი დაძაბვის ძალები, მუდმივი დატვირთვები), “ნაკვეთილი” ნორმალურად (დროებითი დატვირთვა) და თანაბრად (დაჯდომის და ცოცვალობის სიჩქარეები, დროებითი მახასიათებლები) განაწილების კანონებით. გაანგარიშების შედეგად განისაზღვრება დეფორმაციის და დაძაბულობის სტატისტიკური პარამეტრები: საშუალო მაჩვენებლები საშუალო კვადრატული გადახრები, ასიმეტრიის და ექსცესის კოეფიციენტები. აიგება განაწილების პიკროგრამები, რომლებიც შეფარებულია თეორიულთან.

სტატისტიკური მოდელების გამოყენებითაა გამოკვლეული ტიპური უნიფიცირებული კვეთური კოჭები და ჩარჩო-საკიდი კონსტრუქცია, რომელიც აგებულია გადახურვითი აკრეფით. ამ დროს გამოიყენება რეალური ნაგებობისთვის უფრო მეტად სავარაუდო საწყისი პარამეტრები: ცოცვალობის საბოლოო მახასიათებლები, არმატურაში დაძაბულობის მოდული, ვერტიკალური მუდმივი და დროებითი დატვირთვების ჩალუნვის მომენტები და ა.შ.

მიღებულია, რომ ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციული მახასიათებლების გაზნევა გადახურვითი ანცობის დროს გავლენას არ ახდენს კუთხური დეფორმაციების საბოლოო მნიშვნელობებზე, ხოლო სტაციონალური ხიდურების მონტაჟის დროს პირიქით, ეს გავლენა არსებითია.

ი.ფარკაშის ნაშრომში გამოკვლეულია რეალური კონსტრუქციების საიმედოება ნაპრალიანობის მიხედვით, კონსტრუქციულ-ტექნოლოგიურ ცვალებადობაზე დამოკიდებულებით, ისეთი, როგორცაა: ცოცვალობა და ბეტონის ჯდომა, არმატურის ხახუნით არხებში და სხვა. გაანგარიშების მეთოდის კაში ცოცვალობა და

ჯდენა განხილულია როგორც ნორმალური შემთხვევითი პროცესები. მაგალითებზე მიღებული შედეგების შემოწმება ხორციელდება მონტეკარლოს მეთოდით.

გ.ო. მადსენი და ვ.რ. ბაზანტის ნაშრომებში გამოიყვანება უბრალო სავარაუდო მოდელები ცოცვალობაზე და ჯდომაზე ანგარიშებისათვის, რაც დაფუძნებულია შემთხვევითი პარამეტრების შემოღებაზე. მითითებული პარამეტრების იდენტიფიკაცია წარმოებს ცდების მონაცემების დამუშავების ბაზაზე; ამ დროს კონსტრუქციის ანგარიში შეიძლება ჩვეულებრივი დეტერმინისტული მეთოდებით. გაიანგარიშება უბრალო კოჭის გამონოლითურობის ეფექტი, მის ერთ გაუჭრელ კოჭად გადაქცევით, მოყვანილია რკინაბეტონის კოჭის წინასწარდაძაბვის დანაკარგების ანგარიში, ასევე კოლონის გამობერვის დეფორმაციის ანალიზი ცოცვალობის პირობებში.

ცდების შედეგების ანალიზის შესაბამისად ჩანერის მოხერხებული მატრიკული ფორმა საშუალებას იძლევა საკმაოდ იოლად მივიღოთ კონსტრუქციებში ამა თუ იმ შინაგანი დაძაბულობის და გადაადგილების მომენტების ზუსტი შეფასება. ზოგიერთი შინაგანი დაძაბულობა, რომლებიც დეტერმინირებულ კონსტრუქციულ მოდელებში თითქმის ნულს უტოლდებიან, შემთხვევითი პარამეტრების გაფანტვის ხარჯზე შეიძლება მიაღწიონ მნიშვნელოვან სიდიდეს და დიდი გავლენა მოახდინონ კონსტრუქციების მუშაობაზე. მთელ რიგ სხვა შემთხვევებში სანყისი მონაცემების განუსაზღვრელობას არ მივყავართ ანგარიშის შედეგების მნიშვნელოვან გაფანტვამდე. ამას გარდა, მასალის და კონსტრუქციების თვისებების ცვალებადობა დამოკიდებულია დაკვირვების დროზე, ხოლო ვარიაციის კოეფიციენტი წარმოადგენს დროის ფუნქციას.

ა.გ. მალხასიანმა და ლ.ტ. მანანდიანმა დაამუშავეს კოჭინ ნალუნის ამოცანის გადანყვეტის სტატიკური მეთოდი. ამ კოჭის მასალას წრფივი ცოცვალობა გააჩნია. ითვლება, რომ კოჭის მასალის თვისებები დროში ინვარიანტულები არიან, ხოლო ცოცვალობის გული – გაუსური კვანძისტაციონალური დროის შემთხვევითი ფუნქციაა. მიღებულია კოჭის ჩალუნვის მოცდის და დისპერსიის მათემატიკური გამოსახულება.

ზემოთმოყვანილი ნაშრომების ანალიზი აჩვენებს, რომ მიუხედავად იმისა, რომ ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციის მოვლენა რკინაბეტონის კონსტრუქციების ანგარიშებში განხილვება სხვადასხვა ასპექტში, ხოლო მრავალი სავარაუდოდ მათში

არაა ამ ანგარიშებისათვის მნიშვნელოვანი ძალების შესაძლო გაბნევის საზღვრების განსაზღვრა, სტატიკურად ურკვევი რკინაბეტონის კონსტრუქციებში გაფანტვისაგან ბეტონის ცოცვადობის ზღვრული მახასიათებლებით.

1.2. ბეტონის ცოცვადობის თეორიები

ბეტონი წარმოადგენს დრეკად-პლასტიკურ-ბლანტ მასალას. ხანგრძლივი დატვირთვის ზემოქმედების შედეგად აღიძვრება პლასტიკური დეფორმაციები, რომლებიც განპირობებულია მისი ცოცვადობით. იგი არსებით გავლენას ახდენს მის სიმტკიცეზე და კონსტრუქციის და ნაგებობის მდგრადობაზე. ამ მოვლენის ფიზიკური არსის შესწავლას ეძღვნება ისეთ მეცნიერთა შრომები, როგორცაა: ფრეისინე, ა.ე. შეიკინი, ი.ი ულიცკი, რ. ლორმანი, გ.დ. ვიშნევსკი, გ. რიუში, ს.ვ. ალექსანდროვსკი, კ.ს. კარაპეტიანი, ვ.ვ. მიხაილოვი, ზ.ნ. წილოსანი, რ. დევისი, ვიტმანი, ა. ნევილი და სხვები. ამ შრომებში განხილულია ცოცვადობის დამახასიათებელი თვისებები, მაგრამ ისინი მთლიანად ვერ ხსნიან ამ მოვლენის არსს.

ცოცვადობის თეორია წარმოადგენს კონსტრუქციათა გაანგარიშების რეალური მუშაობის პირობებთან მიახლოების ერთ-ერთ ასპექტს და ადგენს დამოკიდებულებას დეფორმაციასა და დაძაბულობას შორის დროის ფაქტორის გათვალისწინებით.

დ. მაქსველმა პირველად წარმოადგინა დეფორმაციის სიდიდის განსაზღვრას დროში დიფერენციალური განტოლების სახით, რომელიც შეიძლება საინჟინრო პრაქტიკაში იყოს გამოყენებული.

ცოცვადობის გავლენის გათვალისწინება ბეტონის და რკინაბეტონის დაძაბულ-დეფორმირებულ მდგომარეობაზე შემდეგი წრფივი თეორიების საშუალებით მიმდინარეობს: დრეკადობის მემკვიდრეობის თეორია (ბლანტ-დრეკადი სხეულის თეორია), დაძველების თეორიის მოდიფიცირებული ვარიანტი (ბლანტი-დრეკადი ტანის გამარტივებული თეორია) და დაძველების მემკვიდრეობითობის თეორია (ბლანტი-დრეკადი ტანის თეორია).

დრეკადობის-მემკვიდრეობით თეორიას [2] საფუძვლად უდევს შემდეგი ძირითადი წინაპირობები:

1. ბეტონი განიხილება როგორც ერთგვაროვანი იზოტრიპული მასალა;

2. მყისიერ დეფორმაციას და დაძაბულობას შორის არსებობს პირდაპირი დამოკიდებულება;

3. ცოცვადობის დეფორმაციას და დაძაბულობას შორის არსებობს წრფივი დამოკიდებულება;

4. დასაშვებია, რომ ცოცვადობის დეფორმაციის დასადგენად მოქმედებს დამატების პრინციპი: ჯამური დეფორმაცია ცვლადი დატვირთვის დროს შეიძლება წარმოვიდგინოთ როგორც ცოცვადობის დეფორმაციების ჯამი, რომელიც მიიღება დაძაბულობის გაზრდისას.

ამ დროს თვლიან, რომ ცოცვადობის დეფორმაცია, რომელიც გამონწვეულია დაძაბულობის გაზრდისას, დამოკიდებულია ამ უკანასკნელის სიდიდეზე და ხანგრძლივობაზე.

დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორიის ძირითადი განტოლება შეიძლება ასე ჩაიწეროს:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma(t)}{E} - \frac{1}{E} \int_0^1 K(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (1.1)$$

სადაც t – დროის მომენტი, რომლისთვისაც განისაზღვრება დეფორმაცია;

τ – დატვირთვის მოდების მომენტი;

$K(t-\tau)$ – თავისუფალი ფუნქციაა, რომელიც დამოკიდებულია ორი არგუმენტის t – τ -ს სხვაობაზე.

მემკვიდრეობის პრინციპი პირველად აღწერა ბოლცმანმა, ხოლო დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორია შექმნა და განავითარა ფოლტერმა.

დრეკადი მემკვიდრეობითობის თეორიამ შემდგომი განვითარება ჰპოვა ა.რ. რუაცინის, ბ.ბ. ოგორკოვის, ი.ი. რაბოტნოვის, ა.კ. მალკისტერის, ს. გაუხარის და სხვათა შრომებში.

იუტენიმ და ფ. დიშინგერმა ბეტონის ცოცვადობაზე ექსპერიმენტულ მონაცემებზე დაყრდნობით შექმნეს ბეტონის ცოცვადობის დაძველების გათვალისწინების თეორია, რომელსაც საფუძვლად უდევს ბეტონის ნიმუშების ცოცვადობის დეფორმაციათა მრუდები, რომლებიც აგებული არის სხვადასხვა დროს, სხვადასხვა დატვირთვებით, გარკვეული დროის და დატვირთვის შემდეგ მრუდების თითქმის პარალელურიები ხდებიან. ამიტომ დიშინგერმა მიიღო

დამატებითი ჰიპოთეზა ცოცვადობის დეფორმაციათა მრუდების პარალელურობის შესახებ. ამის გათვალისწინებით ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის სიდიდე ნებისმიერი t დროის მომენტში, შეიძლება მივიღოთ ბეტონის ნიმუშის ცოცვადობის დეფორმაციის სიდიდიდან, რომელიც დატვირთულია $t=0$ დროის მომენტში, ამ მონაკვეთის მრუდის იმ ადგილის ამოჭრით, რომელიც შეესაბამება $0 - t$ დროის ინტერვალს, ანუ

$$c(t, \tau) = c(t) - c(\tau) \quad (1.2)$$

დაძველების თეორიის თანახმად /9,10,11/ დამოკიდებულება დაძველობებსა და დეფორმაციებს შორის, როცა $E = const$, შემდეგი ძირითადი ფორმულით გამოიხატება:

$$\epsilon_n(t) = \frac{\sigma_0}{1 + \varphi_1} + \int_0^1 \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \delta(1, \tau) d\tau \quad (1.3)$$

სადაც $\varphi = \frac{\epsilon_n(t)}{\epsilon_0}$ – დახასიათებაა, ხოლო $\epsilon_n(t)$ – ცოცვადობის დეფორმაცია;

ϵ_0 – დრეკად-მომენტალური დეფორმაციის მნიშვნელობა დატვირთვის დაწყების მომენტისთვის

$$\delta(t, \tau) = \frac{1}{E} + \frac{1}{E} (\varphi_1 - \varphi_\tau) \quad (1.4)$$

დიშინგერის მიხედვით φ_1 – სიდიდისათვის მიიღება დროის ცვალებადობის ექსპერიმენტალური კანონი

$$\varphi_1 = \varphi_k (1 - e^{-\beta}) \quad (1.5)$$

სადაც φ_k – ცვალებადობის უკანასკნელი (ბოლო) მახასიათებელია, ანუ

სიდიდე $t \rightarrow \infty$ - ის დროის;

β – კოეფიციენტი, რომელიც ახასიათებს მცოცავი დეფორმაციის მიმდინარეობის სიჩქარეს.

დაძველების თეორია დამუშავებულია და განვითარებულია მრავალი მეცნიერის შრომებში (ს.ვ. ალექსანდროვსკი, ი.ი. რიულდე, ვ. დილგერი, ვ. ბაზოტი და დ, ჩერნი, ო.ი. ბერგი და ე.ნ. ერბაკოვი, კარაპეტიანი და სხვა მრავალი).

გ.ვ. კიზირიას ნაშრომებში [8,9] ბეტონი ცოცვადობის გამოთვლა რეალიზდება დაძველების თეორიის გამოყენებით, რომლის მიხედვითაც ცოცვადობის დეფორმაცია გამოიხატება დამოკიდებულებით:

$$\alpha \varepsilon_1 + \varepsilon_1 \alpha \varphi_1 \quad (1.6)$$

სადაც ε_1 – დრეკადობის დეფორმაციაა;

φ_1 – ცოცვადობის ფუნქცია.

გადაადგილების ერთდროულობის პირობები ბეტონის ცოცვადობის გათვალისწინება, ავტორს უფლებას აძლევს მიიღოს წრფივი დიფერენციალური განტოლებების სისტემა.

დაძველების მოდიფიცირებული თეორია [4], ანუ დრეკად-მცოცავი სხეულის გამარტივებული თეორია გარკვეული ხარისხით (სიდიდით) გამორიცხავს შეცდომებს, რომლებიც დაკავშირებული არიან ცოცვადობის მრუდების პარალელურობის ჰიპოთეზის მიღებასთან, და ამასთან შენარჩუნებულია გამოთვლების სიმარტივე, რომელიც დამახასიათებელია დაძველების (სიბერის) კლასიკურ თეორიასთან.

ეს თეორია განვითარებულია ე.ა. გოლიშვეას და ა.ი. ბარაშიკოვის, ი.დ. ლივშიცის, დ. დუვეტიჩის და ვ. პრასკოვოჩის და სხვათა შრომებში [6,7,10].

შემოთავაზებულ მეთოდს საფუძვლად უდევს დაძველების მოდიფიცირებული თეორია, რომლის ბირთვი ასეთ სახეს ღებულობს:

$$1+E(t,\tau) = 1 + \varphi(t) - \varphi(\tau) + \theta_0 - m\varphi(t) \quad (1.7)$$

სადაც θ – ბეტონის მყისიერად მიმდინარე ცოცვადობის დეფორმაციის

საბოლოო დახასიათებაა.

ეს ფორმულა (1.7) გარკვეული მიახლოებით გამოხატავს მასალის, როგორც “დაძველებას”, ასევე ცოცვადობის დეფორმაციის “მემკვიდრეობით” თვისებებს და დატვირთვის სანყის პერიოდში მათი განვითარების სწრაფად მიმდინარეობის ხასიათს.

მემკვიდრეობითი დაძველების თეორიაში გათვალისწინებულია როგორც დაძველების მოვლენა, ასევე დრეკადი მემკვიდრეობაც. ეს თეორია წარმოადგინეს და დაამუშავეს გ.ნ. მასლოვმა, ნ.ბ. არუთინიანმა და ა.ა. გვობდევმა [2;5] და შემგომში განავითარეს ი.ე. პროკოპოვიჩმა, ს.ვ.

ალექსანდროვსკიმ, პ.ი. ვისილიევმა, ნ.ი. პანარინმა, ვ.მ. ბონდარენკომ, ა.პ. კუდზისმა, ა.ა. ზევიჩმა, ა.ი. ფილიპოვმა და სხვა მეცნიერებმა, რომელთა კვლევების მიხედვით დეფორმაციებს და დაძაბულობებს შორის ძირითადი დამოკიდებულება ასე ჩაიწერება:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau_1)\delta(t, \tau) + \int_{\tau_1}^1 \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau \quad (1.8)$$

ან ცალკეულ ნაწილებად ინტეგრირების შემთხვევაში

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_0^1 \sigma(\tau) \frac{\partial \sigma(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (1.9)$$

ა.ა. გვობდევის მიხედვით

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^1 \frac{\sigma(t)}{ER(\tau)} L(t, \tau) d\tau \quad (1.10)$$

სადაც $L(t, \tau)$ – აღრე არსებული (მოქმედი) დაძაბულობის გავლენის ფუნქციაა $\varepsilon(\tau)$ დეფორმაციაზე.

ცოცვადობის საზომად ნ.ა. არუთინიანი ღებულობს [2]:

$$c(t, \tau) = \theta(\tau)g(t - \tau) = \left(c_0 + \frac{A_1}{\tau}\right) [1 - e^{-\gamma(t-\tau)}] \quad (1.11)$$

ხოლო ს.ნ. ალექსანდროვსკის [1] მიხედვით სათანადო დამოკიდებულება ასეთ სახეს ღებულობს:

$$c(t, \tau) = \varphi(\tau) - F(t)(e^{\gamma r} - A_c) - \Delta(\tau)e^{-a(r-\tau)} \quad (1.12)$$

რომელიც საუკეთესოდ აღწერს ექსპერიმენტალური მონაცემების შედეგებს.

ა.ბ. კვიადარასი და ა.ნ. კუდზისი ცოცვადობის საზომად გვთავაზობენ გამოსახულებას:

$$c^-(t, \tau) = c(r, \tau) + \frac{1}{E(\tau)} - \frac{1}{E(E, \tau)} \quad (1.13)$$

რომელიც უკეთესად გამოსახავს დრეკადობის მოდულის გავლენას დროში.

რკინაბეტონის კონსტრუქციების პროექტირებისათვის და მშენებლობისათვის საჭიროა ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციების მნიშვნელობათა ნორმირება მრავალრიცხოვანი ექსპერიმენტულ მონაცემთა სტატისტიკური დამუშავების შესაბამისად.

ე.ნ. შერბაკოვის, [12] შრომაში მათემატიკური სტატისტიკის მეთოდით უფრო საიმედოდაა დასაბუთებული აუცილებელი საანგარიშო მახასიათებლები და მოცემულია მათგან სავარაუდო გადახრათა მაქსიმუმები.

ცოცვადობის დეფორმაციებთან ალბათური მიდგომები მოცემულია ასევე ზ. ბაზონტის, უ. ჯორდანის, რ. ვესტლუნდის, ე. ცინლერის, ე.ბ. შერბაკოვის, ლ.ნ. მაკარენკოს და ნ.მ. ბიტკოს, მ. ჭანტურიას /17,18,19/ და სხვათა შრომებში.

ე.ნ. შერბაკოვის [12] შრომაში მოცემულია ბეტონის მექანიკური მახასიათებლების პროგნოზირების მეთოდები, მათ შორის მისი ცოცვადობის, (მრავალრიცხოვანი ექსპერიმენტალური მონაცემების სტატისტიკური გადამუშავების საფუძველზე).

ცოცვადობის ძირითადი პარამეტრების პროგნოზირებას ეძღვნება ი.პ. სამორინის, ი. ერიომინის, ო. ბლოხის, მ.მ. ზასტავის და სხვათა გამოკვლევებიც.

2.1. კარკასული–პანელოვანი შენობების ეფექტური კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში

გასული საუკუნის 60–იან წლებში ადგილობრივი და უცხოეთის ქვეყნების მეცნიერულ–კვლევითი მუშაობის შედეგად ჩამოყალიბდა კარკასულ–პანელოვანი შენობების ახალი ტექნოლოგია, რომელიც როგორც პროგრესული ასევე ძალიან ეფექტური იყო.

1956 წელს სერბეთის ქ. ბელგრადში სამშენებლო მასალების კვლევით ინსტიტუტში შემუშავდა ეფექტური, კარკასულ–პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში. დანერგვიდან ერთი წლის შემდეგ, მალევე დაიწყო მშენებლობა ახალ ბელგრადში, შემდეგ იუგოსლავიის ბევრ სხვა ქალაქშიც: ბანია–ლუკე, ტუმლე, ნიშე, ოსიეკე, ნივასადე, პანჩევო, სარაევო და სხვა.

თავდაპირველად იუგოსლავიასა და სერბეთში, სამშენებლო პირობებში კარკასულ–პანელოვანი სისტემა წინასწარ დაძაბული არმატურით ჩაფიქრებული იყო ძირითადად საცხოვრებელი სახლებისათვის. თუმცა, ახალმა სისტემამ სწრაფი განვითარება ჰპოვა სხვა სახელმწიფოებში, როგორცაა კუბა, იტალია, უნგრეთი, ავსტრია და ყველაზე დიდი მასშტაბით ყოფილ საბჭოთა კავშირში.

უნგრეთში ყველაზე მძლავრი კარკასულ–პანელოვანი შენობა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, გასული საუკუნის 60–იანი წლებისათვის იყო 26 სართულიანი საცხოვრებელი სახლი, კონსტრუქციაში მთავარი იყო სისტემის სრულყოფა, მონტაჟის გაადვილება, რაც უზრუნველყოფდა მის სერიულ გამოშვებას. ИМС–ის კარკასულ–პანელოვანი სისტემა განვითარდა სხვა მიმართულებით, აღნიშნულმა სისტემამ ბევრად შეამცირა ტიპური ელემენტების სახეები და ის მინიმალურ რიცხვამდე

დაიყვანა, თუმცა არ შეზღუდულა შენობაში სივრცის განაწილება, პირიქით სისტემამ არქიტექტორებს მისცა სივრცის განაწილების საოცარი შესაძლებლობები: შენობების საძირკვლები, სართულების რაოდენობა, საცხოვრისის თავისუფლად განაწილების შეუზღუდაობა. კარკასული სისტემა, რომელმაც სტატიკის თვალსაზრისით საერთოდ არ უარყო რკინაბეტონის კონსტრუქციებით ასეთი ტიპის შენობების მშენებლობის მთავარი პრინციპები.

ИМС-ის კონსტრუქციული სისტემა ესაა კვადრატული ან სწორკუთხა ფორმის უჯრედი 3,0X3,0 მ-დან 7,2X7,2მ. ასეთ უჯრედს ქმნის ოთხი ასანწყობი სვეტი და ერთი ღრუტანიანი გადახურვის ფილა. ეს ერთი მხრივ არის შენობის კარკასის ძირითადი ელემენტები, რომელიც თავის თავზე იღებს ვერტიკალურ და ჰორიზონტალურ დატვირთვებს.

სვეტისა და გადახურვის პანელის გაერთიანება ხდება არმატურის წინასწარ დაძაბვით, რომელიც სვეტის კვეთებსა და გადახურვის ფილის ორივე მიმართულებით გადის. არმატურის დაჭიმვის შემდეგ გადახურვის ფილებს შორის მოთავსებული გაჭიმული არმატურა იფარება მონოლითური ბეტონით, რომელიც იცავს მას კოროზიისაგან, ასე იქმნება წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის დამალული რიგელი (კოჭი). არმატურის დაჭიმვა თავდაპირველად ხდებოდა მხოლოდ სწორხაზოვნად, შემდგომში შენობის მალეების გაზრდის გამო მოხდა არმატურის დაჭიმვა გადაღუნვით ანუ მოქმედი ძალების ეპიურის შესაბამისად.

ქარის ჰორიზონტალურ დატვირთვასა და სეისმურ დატვირთვას თავისთავზე კარკასი იღებს, თუმცა დატვირთვების დიდი ნაწილი სიხისტის დიაფრაგმაზე მოდის, დიაფრაგმები განლაგებულია სვეტებს შორის და გადახურვის დონეზე დაკავშირებულია მასთან წინასწარ დაძაბული არმატურით.

კარკასულ-პანელოვანი სისტემას არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში გააჩნია შემდეგი ძირითადი კონსტრუქციული ელემენტები:

- სვეტები
- გადახურვის ფილები (ნორმალური და კონსოლური)

- _ ბეტონის სიხისტის დიაფრაგმები.
- _ კიბის უჯრედი
- _ გადახურვის ფილის განაპირა ელემენტები;
- _ ტიხრები,
- _ სანიტარული კვანძები და სხვა.

სვეტების მთავარი ფუნქცია ვერტიკალური ჰორიზონტალური დატვირთვები გამონვეული ძაღვებისათვის წინააღმდეგობის განწევა განსაკუთრებით დაბეტონის შემდეგ, როდესაც სიხისტის დიაფრაგმა და სვეტები ერთიანდებიან. ასანყობი რკინაბეტონის სვეტების სიგრძე სამ სართულს შეესაბამება, მათი განივი კვეთები იცვლება: 30X30 სმ, 34X34 სმ და 38X38 სმ-ია, შესაძლებელია მართკუთხა მოხაზულობის.

სვეტებში ორივე მიმართულებით გამავალი წინასწარდაძახული არმატურის დაჭიმვა მიმდინარეობს ორ ეტაპად: თავდაპირველად არმატურის დაჭიმვის ძალა 30%-ს შეადგენს, მეორე ეტაპზე კი 70%-ს.

შემოთავაზებულ კარკასულ შენობაში ორი ტიპის გადახურვის ფილებია: უჯრედის ზომის და კონსოლური - აივნის ფილები. გადახურვის სართულთშორისი ფილები არმატურის დაჭიმვამდე, სვეტებზე დროებით დამაგვრებულ საყრდენებზე თავსდება, ისინი ოთხ წერტილში ეყრდნობიან საყრდენზე და ვერტიკალურ დატვირთვებს გადაცემენ სვეტებს, ხოლო აივნის ფილები ორ წერტილში ეყრდნობიან და სტატიკის თვალსაზრისით მუშაობენ როგორც კონსოლური ფილები. უჯრედზე განთავსებული ფილა შეიძლება იყოს მთლიანი კვეთის ან ღრუტანიანი.

გადახურვის ფილა მაგრდება სვეტებზე სპეციალურად განთავსებულ დროებით საყრდენებზე მაგრდება ისე, რომ სვეტის ღერძი ემთხვევა მონოლითური რიგელისას, რომელშიც წინასწარდაძახული არმატურაა, ხოლო მისი სიმაღლე ემთხვევა გადახურვის ფილის სისქეს. მხოლოდ რიგელის სიგანე შეიძლება შეიცვალოს სვეტის სიმაღლის ღერძის შესაბამისად. გადახურვის ფილა შესაძლებელია იყოს ერთიანი მთელ უჯრედზე ან

შედგებოდეს ორი ნაწილისაგან, ეს დამოკიდებულია მის მალზე და დატვირთვებზე, თუ დატვირთვები და მალიც დიდია ორნაწილიანი ფილის სიმტკიცე უზრუნველყოფილია დაძაბული ძალის მეშვეობით .

ყველაზე ხშირად გამოიყენება 4,2 მ; 3,6 მ და 4,8 მ მალისა და $h=0,2$ სმ სისქის ფილები, ასეთ მალეებში გამოიყენება $5\div 6$ მმ დიამეტრის ბაგირები, რომელშიც ძაბვები 40 მპა-ია.

კონსოლური ფილები გამოიყენება აივნებისათვის. სიხისტის დიაფრაგმები სვეტებთან ერთად, ასრულებენ ვერტიკალურ დატვირთვებისა და კარკასის საერთო დეფორაციების შემცირების ფუნქციას.

კარკასულ-ჰანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში კონსტრუქციულსაფუძველი ცალკეული მზიდი კონსტრუქციების ერთმანეთთან გაერთიანების მკაცრი უზრუნველყოფის განხორციელებაზეა დაფუძნებული. კვანძების საკმაო სიმტკიცე განსაზღვრავს მთლიანი სიტემის საიმედოობას.

კარკასული სისტემის მონოლითურობა მიღწეულია წინასწარი დაძაბულობით. სვეტსა და გადახურვის ფილის გაერთიანება ხორციელდება არმატურის წინასწარი დაძაბვით და შეხების ზედაპირებზე დიდი ხახუნის ძალების წარმოქმნით.

წინასწარი ძაბვების სიდიდე დამოკიდებულია შენობის მალის, ვერტიკალური დატვირთვების და არმატურის სწორხაზოვნებაზე. სწორხაზოვანად გაჭიმული არმატურა დასაშვებია 5მ მალის მქონე რიგელებისათვის. დაძაბული არმატურის რაოდენობა ცვალებადობა $2\div 4$ ც ბაგირამდე.

როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული ბაგირები შენობის მთლიან სიგრძეზე გადიან სვეტებში არსებულ ხვრელებში გადახურვის ფილებს შორის და შემდეგ ვიბრირებით ჩაბეტონდებიან მონოლითური ბეტონით, რის შედეგადაც ბოლომდეა დაცული არმატურა კოროზიისაგან და მექანიკური დაზიანებისაგან. გარდა ამისა, არმატურის ასეთი დაცვა, იძლევა მასში

წინასწარი ძაბვების ნაკლებ დანაკარგებს და კარკასული სისტემა შემდგომაც წინასწარდაძაბულია.

კარკასულ-პანელოვანი სისტემის კონსტრუქციული ელემენტები მზადდება ქარხნული წესით, მაღალი კლასის B30 წვრილმარცვლოვანი ბეტონისაგან.

მრავალსართულიანი შენობების მშენებლობისას ელემენტების მონტაჟი ხდება ამწეების საშუალებით, სხვადასხვა დამხმარე მექანიზმების გამოყენებით.

კონსტრუქციული ელემენტების განლაგება როგორც არქიტექტურულად, ასევე ფუნქციონალურად, იძლევა ძალიან მცირე შეზღუდვების დაშვებას, თვით სისტემის როგორც სტატიკურად, ასევე ტექნოლოგიური თვალსაზრისითაც.

სასურველია, კონსტრუქციული მოსაზრებით დაცული იქნას ნაგებობის სიმეტრიულობა ორივე მიმართულებით. კიბის უჯრედის დაარასიმეტრიული ტიხრების განლაგება შესაძლებელია სეისმური ნორმების მოთხოვნის შესაბამისად.

შემოთავაზებული ნაგებობა წამოადგენს წინასწარდაძაბულ სივრცით კონსტრუქციას სვეტების და რიგელების, რომელთა სიხისტეს სეისმომდევობაზე უზრუნველყოფს ბეტონის დიაფრაგმები.

სისტემის გაანგარიშება მიმდინარეობს შემდეგ დატვირთვებზე: ვერტიკალური და გრავიტაციული, ქარის და სეისმური ძალებით, ჩვეულებრივ 4,8 მ მაღის გადახურვის ფილაზე მოსული მთლიანი დატვირთვა შეადგენს 600 კგ/მ².

როგორც ავღნიშნეთ, კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა სამშენებლო პირობებში არმატურის დაჭიმვით დაინერგა ყოფილი საბჭოთა კავშირის სხვადასხვა რესპუბლიკაში, კერძოდ საქართველოშიც.

1980 წელს ქ. თბილისის ზონალურ სამეცნიერო-კვლევით ინსტიტუტში ЗНИЭП-ში შემუშავდა ახალი ეფექტურ ასაწყობი კარკასულ-პანელოვანი

კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, რომელმაც საშუალება მოგვცა ინდუსტრიალური მეთოდებით, ძალიან მოკლე ხანში აგვეგო, საცხოვრებელი და საზოგადოებრივი დანიშნულების მრავალსართულიანი (1–17 სართულამდე) შენობები.

ახალი კონსტრუქციული სისტემა გამოირჩევა ტექნიკურ-ეკონომიკური მაღალი მაჩვენებლებით. მცირდება ფოლადის ხარჯი 25÷40%-მდე, შრომატევადობა, ლითონის ხარჯი 20÷41,6%-ით და მშენებლობის ღირებულება 40%-ით.

16 სართულიანი საცხოვრებელი შენობების, რომლებიც სეისმურ რეგიონებში შენდებოდა ახალი ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემის არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში, მისი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები შედარებული იქნა იმ პერიოდისათვის ეტალონად მიღებულ უნივერსალურ კარკასულ-პანელოვან ИИС-04 სისტემის შენობასთან, გაირკვა რომ პირველში არმატურის ხარჯი 41%-ით ნაკლებია ვიდრე ИИС-04 სისტემის.

ძირითადი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლები 16-სართულიანი 64 ბინიანი საცხოვრებელი შენობის, რომლის სვეტების ბიჯია 4,2X4,2მ, შედარებული ახალი ეფექტური სისტემის მაჩვენებელთან მოცემულია ცხრ.1-ში.

ახალ ასაწყობ კონსტრუქციულ სისტემას საფუძვლად უდევს ურიგელო ჩარჩო-კავშირებიანი კარკასული სისტემა, რომელთა მზიდი ელემენტები გაერთიანებულია შედულების გარეშე, ხახუნის ძალებით, არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო მოედანზე. ასაწყობი კარკასი შედგება გადახურვის ფილისგან და ოთხი სვეტისგან, რომელთა სიგრძე შეადგენს 4 სართულის სიგრძეს, და რომელსაც არ გააჩნია, კონსოლი და ჩასატანებელი დეტალი.

ცხრილი 2.1

მასალებისა და შრომის დანახარჯი	განზომილება	კარკასულ-პანელოვანი შენობების ტიპები			
		ИМС ЗНИЭП-ში 16 სართ.	ЦНИИПромзданий	ИИС-04	მონოლითური 16 სართ.
ლითონის ხარჯი	მ ³	38,38	31,0	35,6	35,4
ბეტონის ხარჯი	მ ³	0,48	0,84	–	0,9
ცემენტის ხარჯი	კგ	210	280	293	305
შრომატევადობა	კაც/დღე	3,31	–	–	2,21
შორის სამშენებლო პირობებში	კაც/დღე	2,1	2,85	2,96	2,2

სვეტების და გადახურვის ფილის გაერთიანება ერთ სივრცით ელემენტად ორივე მიმართულებით ხდება მაღალი სიმტკიცის K-7 კლასის არმატურების დაჭიმვით, რომლებიც გადის სვეტებში არსებულ ხვრელებში და თავსდება გადახურვის ფილებს შორის. არმატურის მოჭიმვის შემდეგ, ხდება მათი მონოლითური ბეტონით დაბეტონება. არმატურის დაჭიმვამდე, ნაკერი სვეტებსა და გადახურვის ფილის ბოლოებს შორის 40 მმ-ზე ივსება ბეტონით, რომელთა გამყარების შემდეგ ხდება არმატურის მოჭიმვა. მონოლითური ბეტონი იცავს K-7 კლასის ბაგეროვან არმატურას კოროზიისაგან, დაბეტონების შემდეგ იქმნება, ახალი კონსტრუქციული ელემენტები, ასანწყობ-მონოლითური ურიგელო გადახურვა ფილებს შორის ჩაფლული წინასწარდაძაბული რიგელით. არმატურის რაოდენობა და დიამეტრი ინიშნება გაანგარიშებით.

დამოკიდებულება ხახუნის ძალებსა და ვერტიკალური საანგარიშო დატვირთვებს შორის უზრუნველყოფს ძვრის კოეფიციენტის მნიშვნელოვან მარაგს და ეს გვაძლევს ასევე უარი ვთქვათ ტრადიციულ კონსტრუქციულ გადაწყვეტებზე; გადახურვის ფილის რიგელზე დაყრდნობისა და რიგელის

სვეტზე ლითონის ან კონსოლზე დაყრდნობის ტრადიციაზე, ბოლოს კი მათ შედუღებაზე.

განაპირა სვეტის გაგრძელებაზე თავსდება აივნის ფილები ან კიდევ გვერდითი ღეროვანი ელემენტები, რომლებიც თავის თავსზე იღებენ დაძაბული არმატურისაგან გადაცემულ დაჭიმვის ძალებს (ნახ. 1).

იმ შემთხვევებში, როცა კარკასის კონსტრუქციული უჯრედის უმცირესი ზომა მეტია 4,2მ-ზე, გადახურვის ფილა შესაძლებელია წარმოდგენილი იყოს როგორც ორი ელემენტით (ნახ.2), რომლებიც შედუღებით არიან შეერთებული, რომლის დამუშავება სწორედ თბილისის ზონალურ ინსტიტუტში მოხდა.

გადახურვის პანელის კონსტრუქცია შესაძლებელია იყოს მრავალნაირი, მაგრამ უნდა აიტანოს მოკუმშვის ძალები რომ არ მოხდეს რღვევა. გადახურვის ფილები შესაძლებელია იყოს შემსუბუქებული, სიცარიელებიანი, მთლიანკედლიანი და წიბოვანი ზედა ან ქვედა ზონაში. ვერტიკალური დიაფრაგმები წარმოადგენენ ბრტყელ ასანცობ პანელებს, რომელთა ერთმანეთთან შეერთება ხდება შედუღების გარეშე, სოგმანების საშუალებით.

სვეტების ამოყვანა ხდება თბილისის კვლევით ინსტიტუტში დამუშავებული სქემის მიხედვით; არმატურის ელემენტების გამონაშვერები თავსდება მეორე სვეტის გვერდით ელემენტში გამოდის, რომ კონსტრუქციული ელემენტების ასეთი გაერთიანება მთლიანად უარს ამბობს ლითონის ელემენტებსა და არმატურის შედუღებაზე, როგორც სვეტებსა და გადახურვის ელემენტებს შორის, ასევე გადახურვის ფილებს შორის. ვერტიკალური ელემენტების შევსება დამონოლითება ხდება ცემენტის ან პოლიმერ ცემენტის ხსნარით.

სვეტისა და გადახურვის კვანძის შეერთება ნაჩვენებია.

ახალ უნივერსალურ კარკასულ-პანელოვან კონსტრუქციულ სისტემაზე გადასვლა საგრძნობლად ზრდის მის მწარმოებლურობას.

გადახურვის პანელის გამსხვილებით (ზომების გაზრდით) შემცირდა მოდულირების რიცხვი, როგორც გრძივი ასევე განივი მიმართულებით, უკონსოლო სვეტების შემოღება მშენებლობაში, რომელსაც არ ჭირდება არც ჩასატანებელი დეტალები და არც შემდგომში მათი შედუღება და კიდევ სხვა უპირატესობები, რომელიც დამახასიათებელია ახალი სისტემისთვის. სეისმურ რეგიონებში გამოყენებული კონსტრუქციული სისტემა ИИС-04–თან შედარებით გამოყენებული კონსტრუქციული ელემენტები 4-ჯერ მეტია, ვიდრე ИМС-ის კონსტრუქციულ სისტემაში.

შედუღებაზე უარის თქმით საგრძნობლად მცირდება სამონტაჟო სამუშაოები. ახალი წარმოების ორგანიზაციისათვის არ არის საჭირო დიდი კაპიტალის ჩადება და შესაძლებელია მოქმედი საწარმოების რეკონსტრუქცია. ახალი კონსტრუქციული სისტემის დანერგვამ საშუალება მისცა მშენებლებს, გამოეყენებინათ მაღალი სიმტკიცის არმატურა და ბეტონი.

როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული ახალი ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში გამოირჩევა მაღალი სეისმომდევობით, რაც დადასტურდა ჩატარებული თეორიული და ექსპერიმენტალური გამოკვლევებით, როგორც უშუალოდ მშენებლობის პროცესში და ასევე ნატურალური ფრაგმენტების გამოცდისას.

ბ. პეტროვიჩის (იუგოსლავია) მიერ ჩატარებულმა გამოკვლევებმა აჩვენა, რომ გადახურვის ფილასა და სვეტების წინასწარდაძებული არმატურის მოჭიმვის შედეგად ასრულებს თავის ფუნქციას მაშინაც კი, როცა დატვირთვების ზემოქმედების გავლენა აღემატება 9 ბალიან სეისმურ დატვირთვების ინტენსივობას.

სისტემის ეფექტურობა დადასტურდა ბანია-ლუკში მშენებლობისას მომხდარ 8 ბალიან მიწისძვრისას, შენობა 13 სართულიანი იყო.

ეფექტური კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში სწრაფად გავრცელდა ყოფილ საბჭოთა

კავშირის ბევრ რესპუბლიკაში, კერძოდ თბილისში 16 სართულიანი 75-ბინიანი საცხოვრებელი სახლების მშენებლობა განხორციელდა ერთდროულად ქალაქის ბევრ უბანში. ობიექტების გეომეტრიული ზომები იყო: სვეტების ბიჯი შეადგენს 6,0X6,6მ, სართულის სიმაღლე – 3,0მ, პირველი სართულის სიმაღლე–5,7მ. აივნის ელემენტებისა და გვერდითი ელემენტების სვეტებთან შეერთება ისე უნდა შესრულდეს, რომ ყოველ განაპირა სვეტსა და ამ ელემენტებს შორის ნაკერის სიგრძე 16 სმ შეადგენდეს, რათა სწორედ ამ ნაკერში უნდა განთავსდეს 6 ცალი წინასწარდაძაბული არმატურა, ეს გამონაშვერი შეადგენს 1,2მ. (ნახ.8). ნაკერის ბეტონით შევსების შემდეგ არმატურა დაცულია კოროზიისაგან, დამონოლითება ხდება მაღალი კლასის წვრილმარცვლოვანი ბეტონით.

ახალი კარკასულ-პანელოვანი კონსტრუქციული სისტემა მთლიანად უზრუნველყოფს შენობის ფართობის არქიტექტურული მოცულობითი დაგეგმარების თავისუფალ გადაწყვეტას. რიგელების გამონაშვერების არ არსებობა აუმჯობესებს შენობის სივრცეს.

ასეთი შენობები გამოიყენება საცხოვრებელი, საზოგადოებრივი, სამკურნალო-პროფილაქტიკური ტიპის ნაგებობების მშენებლობისათვის განსაკუთრებით სეისმურ რეგიონებში.

შემოთავაზებული სისტემის კარკასი გამოიყენება სამრეწველო შენობების გამოშესაძლებელია ფილებში წიბოების დაშვებით, რაც საშუალებას იძლევა უარი ეთქვას რიგელის ელემენტებზე. გადახურვის ფილის 1მ²-ზე მოსული დატვირთვა მისი წონის გათვალისწინებით შეადგენს 3000კგ/მ².

2.1. ИМС– სისტემის მშენებლობის პრაქტიკა

თანამედროვე მშენებლობის ერთ-ერთ ეფექტურ სისტემას წარმოადგენს კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით

სამშენებლო პირობებში. მისი უპირატესობა პირველ რიგში სამშენებლო მოედანზე, როგორც შრომატევადობის, ასევე სამონტაჟო, ბეტონისა და არმატურის სამუშაოების შემცირებაა, ამასთან ერთად მასალების ხარჯის შემცირება. შედეგად ვიღებთ ურიგელო გადახურვებს, რომელიც გვაძლევს სივრცის თავისუფლი დაგეგმვის, დიდი ბიჯისა და მრავალფეროვან არქიტექტურულ-გამომსახველობის მიღების საშუალებას.

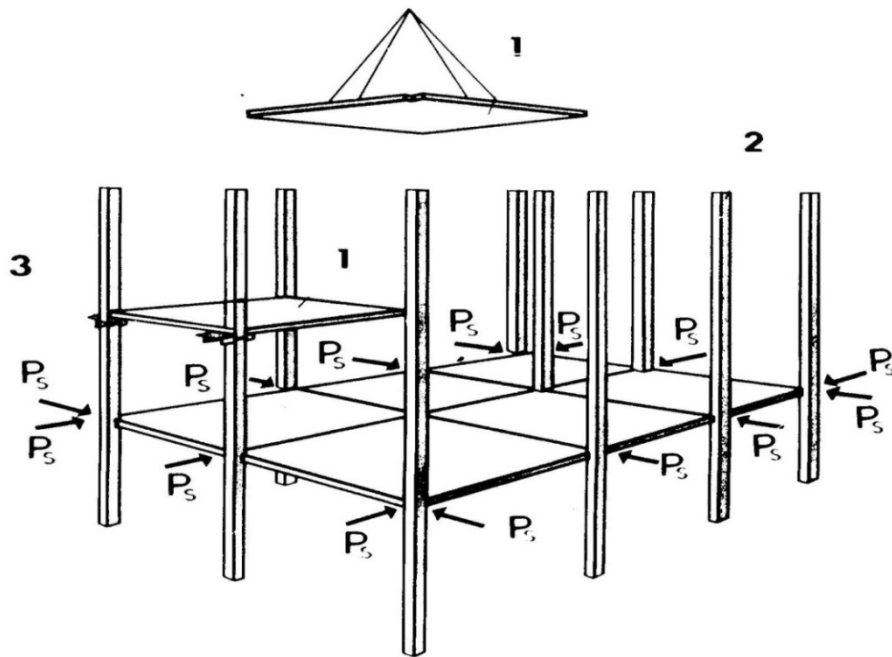
კონსტრუქციული სისტემის უჯრედს შეადგენს 4 ასანციობი სვეტი, გადახურვის ფილა, გვერდითი ელემენტები, სიხისტის დიაფრაგმები და წინასწარდაძაბული ბაგიროვანი არმატურა. სვეტი და გადახურვის ფილა ერთიანდება მთლიან დისკად წინასწარდაძაბული არმატურების მოჭიმვით სამშენებლო პირობებში, რომელიც მოთავსებულია გადახურვის პანელებს შორის ორივე მიმართულებით და გადის სვეტებში განთავსებულ ხვრელებში. არმატურის მოჭიმვის შედეგად გადახურვის ფილებსა და სვეტებს შორის წარმოიშობა ხახუნის ძალები, რომლებიც ექსპლუატაციის პერიოდში უზრუნველყოფს სისტემის ერთობლივ მუშაობას (ნახ.1). ამასთან შესაძლებელია უარის თქმა ჩასატანებელ დეტალებზე და მათ შედუღებაზე, ასევე კოჭებზე ფილების ტრადიციული დაყრდნობაზე.

პირველი გამოკვლევები, აღნიშნულ სისტემაზე, ჩატარდა 1956 წელს იუგოსლავიაში ქ. სერბეთში პროფესორ ბრანკო უეუელის ხელმძღვანელობით (11–24) მასალების გამოცდის ინსტიტუტში. ამიტომაც მიიღო სისტემამ მისი სახელწოდება ИМС–(Ипытание материалов Сербий).

1957 წ. ბრ.უეუელმა მიიღო პატენტი და ქ.ბელგრადში დაიწყო ამ სისტემის მიხედვით პირველი ობიექტის მშენებლობა, რაც სწრაფად გავრცელდა შემდგომ სხვა ქვეყნებში კუბა, ჩინეთი, რუმინეთი, იტალია, უნგრეთი, ავსტრია და სხვა).

აღნიშნული სისტემის უცხოეთის ქვეყნებში მშენებლობისა და ექსპლუატაციის გამოცდილებამ /16,25,26/ აჩვენა მისი საიმედოობა და 7,8,9 ბალის სეისმურ ზემოქმედებაზე მაღალი მაჩვენებლები. ამიტომ გასული

საუკუნის 80-იან წლების მიწურულს ყოფილ სსრკ-ში დაიწყო მისი მშენებლობა და კონსტრუქციული დახვეწა სწორედ სეისმური რეგიონებისათვის /11,12.13.27/.



ნახ. 1.- გადახურვის ფილა; 2- სვეტები; 3- სამონტაჟო მაგილები;
 P_s -მოჭიმვის ძალები.

ТБИЛЗНИИЭП-ში 1982-86 წლებში ტ.მ.დ. ა.მ. კიმბერგის ხელმძღვანელობით ჩატარდა აღნიშნულ შენობებზე მთელი რიგი ექსპერიმენტული კვლევები. მიღებული შედეგების საფუძველზე შემუშავდა „დროებითი რეკომენდაცია კარკასულ-პანელოვანი შენობების დაპროექტებისათვის“ [27].

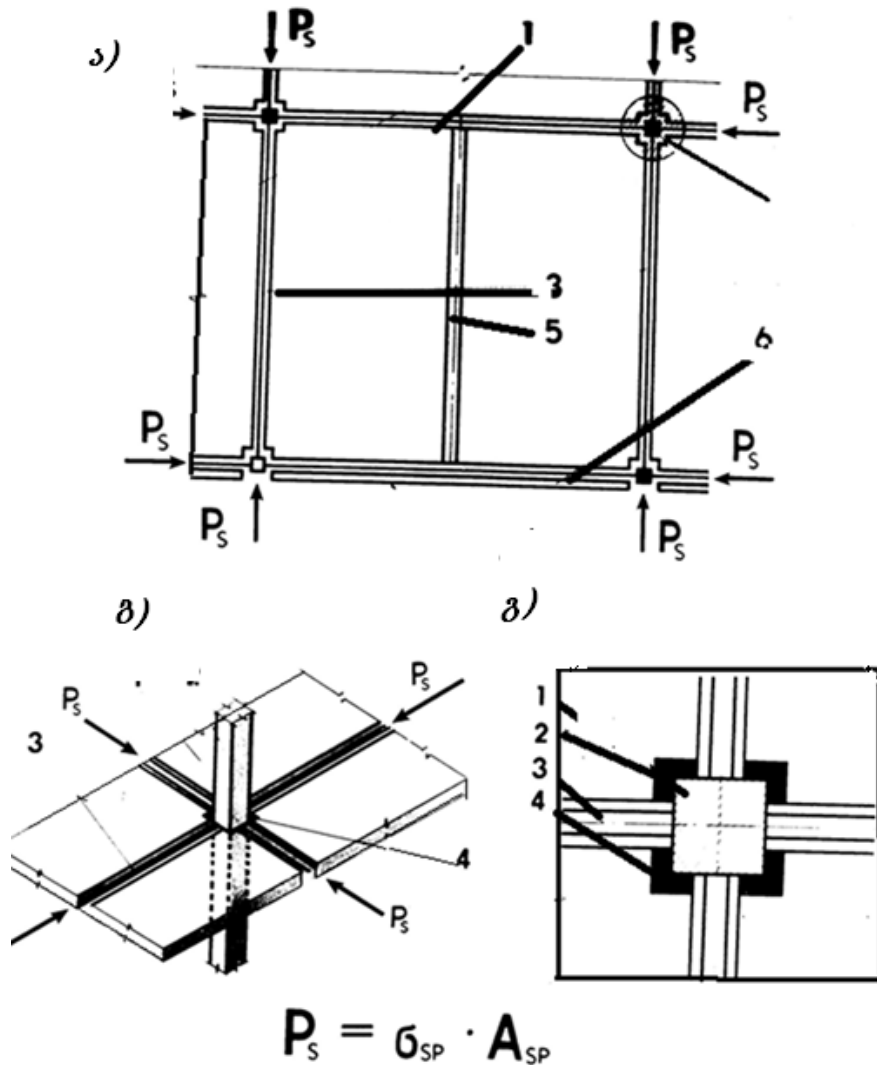
1984 წლიდან ტ.მ.დ. ნ.ა. მარქაროვის ხელმძღვანელობით ტ.მ. კანდიდატების, მ. ფილარეტოვის, ლ. ბალანჩივაძის, უ. კაზაკაევის, ნ. სალდატოვის და სხვათა მიერ ჩატარდა კომპლექსური კვლევები აღნიშნული სისტემის დახვეწისა და შემდგომი გაუმჯობესებისათვის [16,17,18, 20,21/.

მ. ფილარეტოვი იკვლევდა ასანწყობ-მონოლითური გადახურვის მუშაობას კარკასულ-ჰანელოვან სახლებში არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში. მისი კვლევის ამოცანებს შეადგენდა: ასანწყობ-მონოლითური გადახურვის დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის დადგენა არმატურის სხვადასხვა ძალით წინასწარდაძაბვისას, ორი მიმართულებით მოჭიმული ფილების ჩალუნვების დადგენა, წინასწარდაძაბული გადახურვის გაანგარიშების მეთოდის შემუშავება.

ჩატარებული ექსპერიმენტული გამოკვლევების შედეგად დადგინდა რომ მაქსიმალური მკუმშავი ძაბვები თავს იყრიან კვანძებში და შენარჩუნებულია მათ ნგრევამდე, შემუშავდა ჩალუნვების დასადგენი გამოსახულებებისათვის კოეფიციენტები, დამუშავდა წინასწარდაძაბული არმატურის განთავსების ფორმები და მათი გავლენა გადახურვის ფილის მუშაობაზე ვერტიკალური დატვირთვებისას. შემუშავდა რეკომენდაცია, რომელიც იძლეოდა მოქმედ პროექტებთან შედარებით მასალების საგრძნობ ეკონომიას და სხვა.

ლ. ბალანჩივაძე იკვლევდა აღნიშულ სისტემაში მონოლითურ უბნებსა და ნაკერებში ბეტონის საანგარიშო და კონსტრუქციულ პარამეტრებს, მოცემული უბნების ბზრმედევობას, არმატურის დაანკერების მეთოდებსა და ხერხებს, ასევე ბეტონის მახასიათებლებს უარყოფითი ტემპერატურის დროს. კვლევების შედეგად მიღწეული იქნა ბეტონზე გადასაცემი სიმტკიცე მაქსიმალურ მოკლე დროში (2 დღეში 12მგკ), რამაც უფრო დააჩქარა მონტაჟისა და არმატურის დაჭიმვის პროცესები, რის შედეგად კიდევ უფრო შეცირდა მშენებლობის ვადები; დაძაბული არმატურისათვის ახალი ტიპის მუდმივი ანკერის „დაპრესილი გილზის“ შემშავებითა და ძვირადღირებულ მრავალჯერადი ანკერის (Анкер НИИЖБ) ჩანაცვლებით, შემცირდა ლითონის ხარჯები 25–50%-ით და შენარჩუნდა არმატურაში ძაბვების სიდიდეები, შემუშავდა წვრილმარცვლოვანი ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლები, როგორც დადებით, ასევე უარყოფითი

ტემპერატურისათვის მისი თბოლამუშავეებითა და ქიმიური დანამატის C-3 გამოყენებით 0,9%-მდე.



ნახ.2. კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში; ა) საერთო ხედი; ბ) სვეტისა და გადახურვის ფილების შეერთება; გ) შეერთების კვანძი:
 1-გადახურვის ფილა; 2-სვეტები; 3-მონოლითური უბანი წინასწარდაბული არმატურა; 4-შეერთების ნაკერი;
 5-ცენტრალური ნაკერი გადახურვის ფილებს შორის;
 6- გვერდითი ელემენტი.

ჩატარებული კვლევების ანალიზით ირკვეოდა რომ ძირითად სამშენებლო მასალად გამოყენებული იყო მაღალი სიმტკიცის B25, B30

კლასის ბეტონები და K-7 კლასის Ø15მმ ბაგროვანი არმატურა. ყველა არსებულ ტექნიკურ გადაწყვეტებში არ იყო დასაბუთებული ასეთი კლასის ბეტონებისა და ამ ზომის ელემენტებისა და ასეთი ტიპის კონსტრუქციების გამოყენებისა და გაანგარიშების მეთოდები, რაც ქმნიდა დიდ პრობლემას გადახურვის სისტემის კონსტრუირებისას. არსებული ნორმატიული მასალები არ იძლეოდა კონკრეტული სისტემის გაანგარიშების საშუალებას, რაც კიდევ უფრო აფერხებდა სისტემის დანერგვას. კონსტრუქციული სისტემისა და მისი კვანძების გაანგარიშების ერთიანი მეთოდიკის არ არსებობის გამო, რომელიც სისტემის რეალური მუშაობის აღმწერი უნდა ყოფილიყო ექსპლუატაციისას, არ იძლეოდა საშენი მასალების სიმტკიცის ბოლომდე გამოყენების საშუალებას, რასაც ბოლოს მივყავდით კონსტრუქციის ზიდვის უნარის მაღალ მაჩვენებლებზე.

სწორედ ამიტომ ა. სალდატოვის სამეცნიერო კვლევები სისტემაში მსუბუქი ბეტონებისა და გაზბეტონების გამოყენებისათვის ჩატარდა, რამაც კიდევ ერთხელ დაადასტურა სისტემის ვარგისიანობა და შესაძლებელი გახდა უკვე მსუბუქი ბეტონების გამოყენება.

ჩატარებული კვლევების შედეგების ანალიზმა აჩვენა სისტემის დიდი საიმედოობა და ტექნიკურ-ეკონომიური მახასიათებლების კიდევ უფრო გუმჯობესების შესაძლებლობები /27,28/.

მიღებული შედეგების მიხედვით ქ. თბილისში აშენდა ათობით 16-სართულიანი საცხოვრებელი სახლი, სკოლა, 8 სართულიანი სახლები კრასნოდარში, სასადილო და ATC-ის შენობა ად ა.შ. ამ სისტემით მშენებლობა გრძელდება დღესაც ქ. მოსკოვში და ბაქოში, ბელორუსიასა და რუსეთის 40 რაიონში და CHF ქვეყნებში.

ექსპერიმენტული კვლევების შედეგად დამუშავდა გადახურვის ფილის კონსტრუქციული გადაწყვეტები, რაც აისახა კიდევ სხვადასხვა კვლევითი ინსტიტუტების მიერ შემუშავებულ რეკომენდაციებში, ზოგიერთი მათგანი მოცემულია ცხრილ 2.2-ში.

განაგარიშების მეთოდში მთავარი, რაც განასხვავებდა რეკომენდაციებსა და ტექნიკურ გადაწყვეტილებებს იყო, კერძოდ, ТбилЗНИИЭП, Курортпроект და Моспроект-I – მიხედვით გადახურვის ფილა იანგარიშებოდა ზღვრული წონასწორობის მეთოდის მიხედვით სამონტაჟო და საექსპლუატაციო დატვირთვებზე წინასწარდაძახვის გარეშე, როგორც 4 წერტილში ან 3 წერტილში ჩამაგრებული ფილა. მომენტები საანგარიშო კვებებში იყო 2-ჯერ და მეტად გაზრდილი, ვიდრე ჩვეულებრივ გამოთვლებში ცხრილების მიხედვით.

კვლევები, რომელიც უკაზაკბაევმა ჩაატარა ეხებოდა შემდეგ საკითხებს: ბეტონის კლასის გავლენა გადახურვის ფილის ზიდვის უნარზე და სიხისტეზე, ბაგროვანი არმატურის ფართობის გავლენა გადახურვის ფილის ზიდვის უნარზე და სიხისტეზე, სხვადასხვა ტიპის გადახურვის ფილის დაძახულ-დეფორმირებული მდგომარეობის დადგენა.

ცხრილი 2.2.

	ორგანიზაციის დასახელება	ფილის მალეები,მ	დატვირთვ ა ფილაზე კგ/მ ²	ფილის სისქე, მმ	ფილის კონსტრუქცი ა	ბეტონის კლასი
1.	ТбилЗНИИЭП	3÷6	800	31,0	ღრუტანიანი, მთლიანი	B20
	Моспроект-I	3,6÷4,2	1000	0,84	მთლიანი	B25
	Курортпроект	1,8÷6,6	700	280	სწორკუთხა	B20
	ЦНИИПромздан и	6,0÷9,0	800	–	წიბოვანი, ღრუტანიანი	B30
	КиевЗНИИЭП	3,3÷5,7	600	2,85	წიბოვანი, მთლიანი	B25

თავი III ცოცვადობის დეფორმაციების გამოთვლა ევროკოდით

3.1. მასალები – ბეტონი. სიმტკიცე.

ბეტონის კლასი კუმშვის სიმტკიცის მიხედვით მიიღება ცილინდრის ნორმატიული სიმტკიცის f_{CK} ან კუბის სიმტკიცის f_{cuba} 5%-ით შემცირების შედეგად.

სიმტკიცის მიხედვით კლასები ნორმებში ეფუძნება ცილინდრის f_{CK} –ს მახასიათებელ სიმტკიცეს (ნორმატიულს), რომელიც განსაზღვრულია 28 დღის მაქსიმალური მნიშვნელობის $C_{max} = \frac{C_{90}}{105}$ –ის მიხედვით. განგარიშებისათვის საჭირო ნორმატიული წინალობა f_{CK} , რომელიც შეესაბამება მექანიკურ მახასიათებლებს, მოცემულია ცხ.3.1–ში.

განსაკუთრებული შემთხვევის დროს (მათ შორის წინასწარდაძაბვისას), სპეციალური ცდების მონაცემების მიხედვით, აუცილებელია დადგინდეს ბეტონის სიმტკიცე კუმშვისას 28 დღეზე ნაკლები პერიოდისათვის.

თუ ბეტონის სიმტკიცე დადგენილია $t > 28$ დღეზე, აუცილებელია იგი გაიზარდოს კოეფიციენტ $K_1 = 0.85$ –ის გამოყენებით.

თუ აუცილებელია ბეტონის სიმტკიცის დადგენა $f_{CK(t)}$ დროისათვის (მაგალითად: განყალიბების დროს, წინასწარდაძაბვის დროს).

$f_{CK(t)} = f_{cm(t)} - 8(\text{მგპ})$ როცა $3 < t < 28$ დღეზე;

$f_{ck(t)} = f_{ck} \geq 28$ დღეზე.

უფრო ზუსტი მნიშვნელობა $t \leq 3$ დღეზე საჭიროა დადგინდეს სპეციალური ცდების შედეგად.

ბეტონის სიმტკიცე დამოკიდებულია ცემენტის ტიპზე, ტემპერატურასა და ტენიანობის პირობებზე. თუ

ტემპერატურა 20^0 –ია და ტენიანობა შეესაბამება EN12390 –ის პირობებს, ბეტონის სიმტკიცე კუმშვაზე სხვადასხვა ასაკის დროს შეიძლება გამოითვალოს ფორმულით:

$$f_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

$$\text{როცა}(t) = \exp \left\{ S \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (3.2)$$

სადაც $f_m(t)$ არის ბეტონის სიმტკიცის საშუალო სიდიდე კუმშვაზე t დღის ასაკისას.

f_{cm} – ბეტონის სიმტკიცის საშუალო სიდიდე კუმშვაზე 28 დღის ასაკში;

$\beta_{cc}(t)$ – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია ბეტონის ასაკზე;

t – ბეტონის ასაკი დღეებში;

S –კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია ცემენტის ტიპზე; $S=0,2$ ცემენტისათვის, რომლის სიმტკიცის კლასი CEM 24.5R, CEM 53.5N და CEM 53.5R(Clacc R); $S=0.35$ ცემენტისათვის სიმტკიცის კლასი CEM32.5R, CEM 42.5N (Clacc N) ; $S=0.38$ ცემენტის სიმტკიცის კლასი CEM 32.5N (Clacc S).

ფორმულა (3.1) და (3.2)–ით სარგებლობა არ შეიძლება, თუ ბეტონის სიმტკიცე კუმშვაზე არ შეესაბამება 28 დღის სიმტკიცეს.

თუ გაანგარიშებაში გასათვალისწინებელია ტემპერატურის მომატება ელემენტში, მაშინ უნდა ვისარგებლოთ სხვა რეკომენდაციებით.

ბეტონის წინალობა გაჭიმვაზე შეესაბამება ყველაზე დიდ ძაბვას, რომელიც აღიძვრება ცენტრალური გაჭიმვისას.

თუ სიმტკიცე გაჭიმვისას $f_{ct,sp}$ დადგენილია გახურების მეთოდით, მიახლოებული ბეტონის სიმტკიცის სიდიდე ღერძულ გაჭიმვაზე შეიძლება გამოითვალოს ფორმულით:

$$f_{ct} = 0.9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

გაჭიმვაზე სიმტკიცის ცვლილება დროში დამოკიდებულია ტენიან არესა და ელემენტის ზომამზე:

$$f_{ctm} = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} * f_{ctm} \quad (3.4)$$

სადაც $\alpha=1$, როცა $t \leq 28$ დღეზე, $\alpha=2/3$ როცა $t \geq 28$ დღეზე

f_{ctm} -ის მნიშვნელობა მოცემულია ცხრილ 3.1-ში.

ცხრილი 3.1.

ბეტონის სიმტკიცისა და დეფორმაციულობის მახასიათებლები

სიმტკიცის მიხედვით ბეტონის კლასები															ანალიტიკური გამოსახულებები, განმარტებები
f_{cK}	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{cK,CUBE}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm}	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{cK} + 8$ (მგპ)
f_{ctm}	1, 6	1, 9	2, 2	2, 6	2, 9	3,2	3, 5	3, 8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,3x$ $f_{ctm} = 0,30x f_{cK}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm} / 10) - 1) \geq C50/60$
$f_{ctk0,05}$	1, 1	1, 3	1, 5	1, 8	2, 0	2,2	2, 5	2, 7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk0,05} = 0,7x f_{ctm} 5\%$ -ით უზრუნველყოფა.
$f_{ctk0,95}$	2, 0	2, 5	2, 9	3, 3	3, 8	4,2	4, 6	4, 9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk0,95} = 1,3x f_{ctm} 95\%$ -ით უზრუნველყოფა.
E_{cm}	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$
$\epsilon_{ci}(\%)$	1, 8	1, 9	2, 0	2, 1	2, 2	2,2	2, 3	2, 4	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	$\epsilon_{ci}(\%) = 0,7 f_{cm}^{0,3} < 2,8$ იხ.ნახ.3.2
$\epsilon_{cul}(\%)$	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	იხ.ნახ.3.2 $f_{cK} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{cul}(\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}(\%)$	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	იხ.ნახ.3.3 $f_{cK} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{c2}(\%) = 2,0 + 0,085(f_{c3} - 50)^{0,53}$ $\epsilon_{c2}(\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{cu2}(\%)$	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	იხ.ნახ.3.3 $f_{cK} \geq 50$ მგპ;

							$\epsilon_{cu2}(\%)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	$f_{ck} \geq 50$ მგპ; $n=1.4+23.4[(90-f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}(\%)$	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	იხ.ნახ.3.4 $f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{c3}(\%)=1.75+0.55[(f_{ck}-50)/40]$
$\epsilon_{cu3}(\%)$	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	იხ.ნახ.3.4 $f_{ck} \geq 50$ მგპ; $\epsilon_{cu3}(\%)=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

3.2. დრეკადი დეფორმაცია

ბეტონის დრეკადი დეფორმაცია დამოკიდებულია მის სტრუქტურაზე (ძირითადად შემავსებელზე). სიდიდეები, რომელიც მოცემულია ნორმებში გასათვალისწინებელია საერთო შემთხვევების დროს. ამასთან, ისინი საჭიროა დაზუსტდეს, იმ შემთხვევაში, თუ კონსტრუქცია მგრძობიარეა ზოგადი შემთხვევის სიდიდეებისაგან გადახრების მიმართ.

ბეტონის დრეკადობის მოდული დამოკიდებულია შემავსებლის დრეკადობის მოდულზე. E_{cm} დრეკადობის მოდულის მიახლოებითი მნიშვნელობა (რომელიც მდებარეობს 0 და $0,4 f_{cm}$)*, კვარციტის შემავსებელზე მოცემულია ცხრილ 3.1-ში. თუ შემავსებელია ქვიშა ან დანალექი ქანები, დრეკადობის მოდული უნდა შემცირდეს 10÷30%-მდე. თუ შემავსებელი არის ბაზალტი, ამ შემთხვევაში დრეკადობის მოდული იზრდება 20%-ით.

დრეკადობის მოდულის ცვლილება დროში შეიძლება გათვალისწინებული იყოს შემდეგნაირად:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (3.5)$$

სადაც $E_{cm}(t)$ და $f_{cm}(t)$ არის დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე წინაღობა მოცემულ t -დროში.

E_{cm} და f_{cm} – დრეკადობის მოდული და ბეტონის კუმშვაზე სიმტკიცე 28 დღის ასაკში.

თანათვარდობა $f_{cm}(t)/f_{cm}$ გამოითვლება ფორმულა 3.1–დან. პუასონის კოეფიციენტი მიიღება ტოლი 0,2–ის ბეტონისათვის, რომელსაც არ აქვს ბზარები, და ტოლია 0–ის როდესაც აქვს ბზარები.

თუ არ არის დიდი სიზუსტე საჭირო, ტემპერატურული გაფართოების კოეფიციენტი შეიძლება მივიღოთ ტოლი $10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$.

3.3. ცოცვადობა და ჯდენა

ბეტონის ცოცვადობა და ჯდენა დამოკიდებულია გარემოს ტენიანობაზე, ელემენტის ზომასა და ბეტონის სტრუქტურაზე. ცოცვადობაზე ასევე გავლენას ახდენს ბეტონის ასაკი, როდესაც მასზე პირველად მოსდეს დატვირთვა, მისი ხანგრძლივობა და დატვირთვის მოდების სიჩქარე. ცოცვადობის კოეფიციენტი $\varphi(t, t_0)$ დამოკიდებულია მხებ დრეკადობის მოდულზე E_c , რომელიც აიღება $1,05E_{cm}$ –ის ტოლი. თუ არ არის საჭირო დიდი სიზუსტე, შეიძლება ვისარგებლოთ ცოცვადობის კოეფიციენტის მიხედვით, რომელიც მოცემულია ცხრილ 3.1–ში, იმ პირობით, რომ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში არ აღემატება $0,45 f_{ck}(t)$, პირველი დატვირთვის t_0 –ასაკის შემთხვევაში).

როცა დრო $t \rightarrow \infty$ ბეტონის ცოცვადობის კოეფიციენტი $\varepsilon_{cc}(\infty; t)$ მუდმივი მკუმშავი ძაბვისას σ_c , რომელიც t_0 ასაკის ბეტონზეა მოდებული, ტოლია:

$$\varepsilon_{cc}(\infty; t) = \varphi(\infty; t)_0 \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

თუ მკუმშავი ძაბვა ბეტონში t_0 ასაკისას აჭარბებს $0,45 f_{ck}(t_0)$ –ს, მაშინ ცოცვადობა არის არანრთივი. ასეთი მაღალი ძაბვა შეიძლება იყოს გადატვირთვის შედეგი, მაგალითად, რკინაბეტონის წინასწარდაძაბულ

ელემენტებში. ასეთ შემთხვევაში ცოცვადობის არანრფივობის კოეფიციენტი უნდა გამოითვალოს ფორმულით.

$$\varphi_k(\infty; t_0) = \varphi(\infty; t_0) \exp(1.5(K_0 - 0.45)) \quad (3.7)$$

სადაც $\varphi_k(\infty; t_0)$ არის ცოცვადობის არანრფივი კოეფიციენტი, რომელიც ცვლის $\varphi(\infty; t_0)$ -ს.

k_0 – ძაბვების ფარლობა $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$,

σ_c – მკუმშავი ძაბვა;

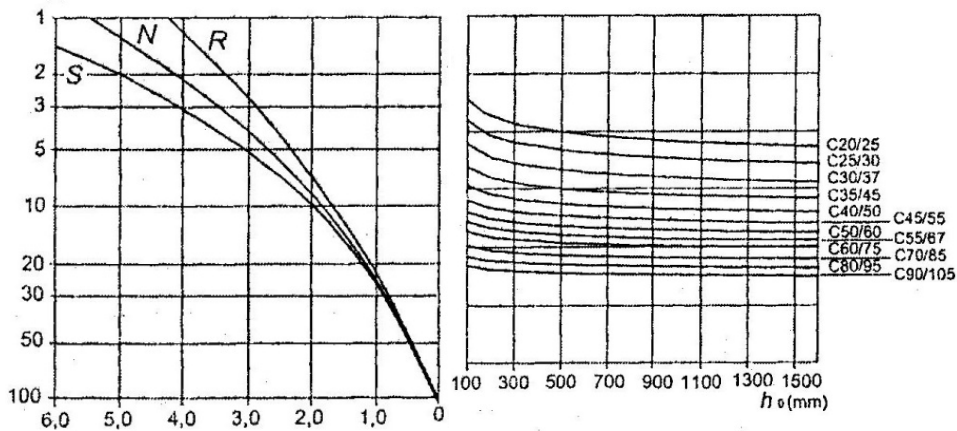
$f_{cm}(t_0)$ – სიმტკიცის საშუალო მნიშვნელობა დატვირთვის დროს.

ნახ.3.1-ზე მოყვანილი პარამეტრები შეესაბამება ტემპერატურას -40°C და $+40^\circ\text{C}$ საშუალო ფარლობით ტენიანობას $W\%=40\%$ და $W\%=100\%$.

აქ $\varphi(\infty; t_0)$ ცოცვადობის საბოლოო კოეფიციენტია.

$n_c/f_{cm}(t_0)$ – ფარლობითი ძაბვა;

n_c – მკუმშავი ძაბვა.



ნახ.3.1. ბეტონის ნორმალური ექსპლუატაციის პირობები.
ცოცვადობის კოეფიციენტის გამოთვლის მეთოდი.

$f_{cm}(t_0)$ – დატვირთვის დროს საშუალო სიმტკიცე კუმშვაზე;

t_0 – ბეტონის ასაკი პირველი დატვირთვის დროს;

h_0 – პირობითი ზომა – $2A_c/u$, სადაც A_c -განივი კვეთის ფართობი;

u – კვეთის პერიმეტრი, რომელიც გასამყარებლად არის განკუთვნილი.

S, N და R – ცემენტის კლასი.

ჯდენის მთლიანი დეფორმაცია შედგება ორი კომპონენტისაგან; გამყარების დეფორმაცია და დეფორმაცია, გამოწვეული ცემენტის ჰიდრატაციით. გამყარების დეფორმაცია ვითარდება ნელა, სანამ ხორციელდება წყლის მიგრაცია გამყარებულ ბეტონში. ამასთან, მისი ძირითადი ნაწილი ვლინდება ადრეულ ასაკში ბეტონის არევის შემდეგ. ქიმიური ჯდენა შეიძლება აღინეროს როგორც ბეტონის სიმტკიცის წრფივი ფუნქცია.

ცხრილი 3.2

ბეტონის გამყარების ნომინალური თავისუფალი ჯდენა ϵ_{cd} %-ში

	ფარდობითი ტენიანობა %-ში					
f_{ck} $/f_{ck,kyba}$	20	40	60	80	90	100
20/25	0.64	0.6	0.5	0.31	0.17	0
40/50	0.51	0.48	0.4	0.25	0.14	0
60/75	0.41	0.38	0.32	0.2	0.11	0
80/95	0.33	0.31	0.26	0.16	0.09	0
90/105	0.30	0.28	0.23	0.15	0.05	0

ამით აიხსნება ახალგაზრდა ბეტონის ქცევა, შედარებით ძველ ბეტონთან. ჯდენის მთლიანი დეფორმაცია ϵ_{cy} გამოითვლება შემდეგნაირად :

$$\epsilon_{cy} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.8)$$

სადაც ϵ_{cd} არის გამყარების დეფორმაცია.

ϵ_{ca} – ქიმიური ჯდენის დეფორმაცია.

საბოლოო გამოშრობის დეფორმაციის სიდიდე ϵ_{cd} ტოლია $K_h \epsilon_{cd,0}$.

სიდიდე $\varepsilon_{cd,0}$ – აიღება ცხრილი 3.2-დან (აიღება საშუალო მნიშვნელობა ვარიაციის კოეფიციენტის 30%).

გამოშრობის ჯდენის დეფორმაციის განვითარება დროში

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta(t, t_s) * K_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

სადაც K_h არის კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია კვების ზომამზე h_0 , შესაბამისად ცხრილ 3.3- ის მიხედვით.

$$\beta(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

სადაც t არის ბეტონის ასაკი დღეებში გამოკვლევის დროს.

t_s – ბეტონის ასაკი დღეებში გამყარების ჯდენის დაწყებისას.

h_0 – პირობითი ზომა $= 2\frac{A_c}{u}$ მმ, სადაც A_c – განიკვეთის ფართობი;

u – გამყარების პერიმეტრი.

$$\varepsilon_{cd} = -0.85 \left[(220 + 110a_{ds1}) * cxt(-a_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}) \right] * 10^{-6} * 1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

სადაც f_{cm} არის კუმშვის საშუალოსიმტკიცე მგპ.

$$f_{cmo} = 10 \text{ მგპ}; \quad a_{ds1} = 4 \quad \text{N კლასის ცემენტისათვის};$$

$$a_{ds2} = 0,12 \quad \text{N კლასის ცემენტისათვის};$$

RH – ფარდობითი ტენიანობა %;

RH_0 – 100% ტენიანობა.

ქიმიური ჯდენის დეფორმაცია განისაზღვრება შემდეგი ფორმულებით:

$$\varepsilon_{cu}(t) = \beta_{uv}(t) * \varepsilon_{cu}(\infty), \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{cu}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (3.12)$$

$$\beta_{ct}(t) = 1 - cxp(-0.2t^{0.3}) \quad (3.13)$$

სადაც t არის დრო, დღე-ღამის რაოდენობა.

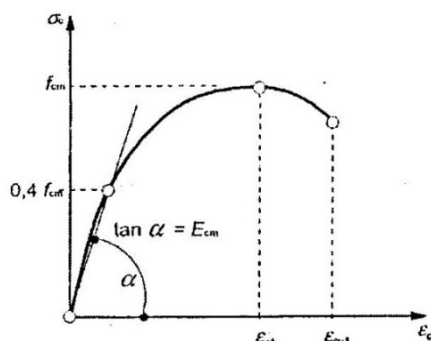
კონსტრუქციის არანრთივი გაანგარიშებისას “ძაბვა-დეფორმაციას” შორის დამოკიდებულება ნაჩვენებია ნახ.3.2-ზე.

ხანმოკლე დატვირთვისას ეს დამოკიდებულება აღინერება გამოსახულებით:

$$\frac{\varepsilon_c}{f_{cn1}} = \frac{K\eta - \eta^2}{1 + (K+2)\eta} \quad (3.14)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

სადაც ε_{c1} არის დეფორმაცია მაქსიმალური დატვირთვისას 3.1 ცხრილის შესაბამისად.



ნახ.3.2. სქემატური თანაფარდობა ძაბვასა და დეფორმაციას შორის კონსტრუქციების გაანგარიშებისას

ხანმოკლე დატვირთვისას ეს დამოკიდებულება აღინერება გამოსახულებით:

$$\frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} = \frac{K\eta - \eta^2}{1 + (K+2)\eta} \quad (3.14)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

სადაც ε_{c1} არის დეფორმაცია მაქსიმალური დატვირთვისას 3.1 ცხრილის შესაბამისად.

$$K = 1.05 E_{cm} |\varepsilon| / f_{cm}, \quad (f_{cm} - \text{შესაბამისად ცხრ. 3. 1})$$

გამოსახულება (3.14) მართებულია თუ $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c1}|$ ნომინალური ზღვრული დეფორმაციისას.

კვეთებისა და სისტემების გაანგარიშებისას შეიძლება გამოყენებული იყოს ნებისმიერი დამოკიდებულება ძაბვასა და დეფორმაციას შორის, თუ ისინი პასუხობს ბეტონის ქცევას.

საანგარიშო წინააღობის სიდიდე კუმშვისას განისაზღვრება ფორმულით:

$$f_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.15)$$

სადაც γ_c არის ბეტონის საიმედოობის კოეფიციენტი;

a_{cc} – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შეკუმშულ ბეტონში ხანგრძლივ პროცესებზე, არასასურველ ეფექტებზე, ასევე დატვირთვის მოდების ხასიათზე, $a_{cc} = 1, 0$.

ცხრილი 3.3

K_h -ის მნიშვნელობა (3.9)-ის მიხედვით

h_0	K_h
100	1
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

საანგარიშო წინალობის სიდიდე გაჭიმვისას განისაზღვრება ფორმულით:

$$f_{ced} = a_{ce} f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

სადაც γ_c არის საიმედოობის კერძო კოეფიციენტი ბეტონისათვის.

a_{ce} – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია შეკუმშულ ბეტონში ხანგრძლივ პროცესებზე, არასასურველ ეფექტებზე, ასევე დამოკიდებულია დატვირთვის მოდების ხასიათზე.

ა) განივ ძალაზე გაანგარიშებისას, დამოკიდებულება ძაბვა-დეფორმაციას შორის.

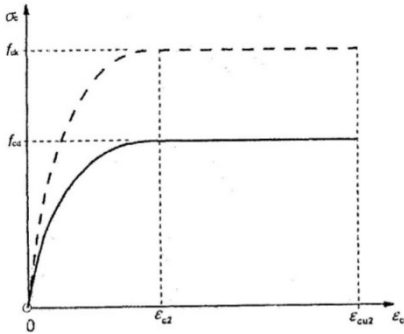
ზემოთ მოყვანილი დამოკიდებულება „ძაბვა–დეფორმაციას“ შორის გამართლებულია კარკასების, კოჭების, ფილებისა და თალების დაპროექტებისას, ძაბვების გადანაწილების გათვალისწინებით. განივ ძალაზე ელემენტის გაანგარიშებისას საკმარისია გამოვიყენოთ უფრო მარტივი დამოკიდებულება „ძაბვა-დეფორმაციას“ შორის (ნახ.3.3) (შეკლების დეფორმაცია ნაჩვენებია დადებითად).

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{როცა } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}, \quad (3.17)$$

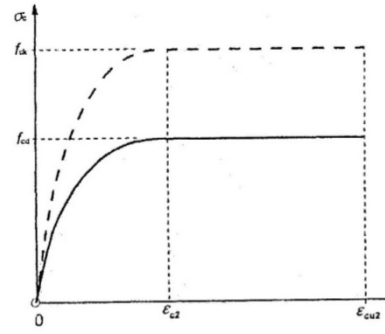
$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{როცა } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

სადაც n არის ხარისხის მაჩვენებელი ცხრილი 3.1-ის შესაბამისად.

ε_{c2} – დეფორმაცია უმაღლეს წერტილში 3.1-ის შესაბამისი ძაბვისას.



ნახ.3.3 შეკუმშული ბეტონის სწორკუთხა დიაგრამა.



ნახ.3.4. „ნ-ε“ ორმაგწრფივი დიაგრამა პარაბოლური

შეიძლება ვისარგებლოთ „ნ-ε“ სხვა გამარტივებული დამოკიდებულებით, კერძოდ, ორმაგწრფივი დიაგრამით (ნახ.3.4.) (მკუმშავი ძალა და ხანმოკლე დეფორმაციანარმოდგენილია დადებითად) დეფორმაციის სიდიდების ε_{c3} , ε_{cu3} , შესაბამისად ცხრილი 3.1-ის მიხედვით.

ასევე შეგვიძლია გამოვიყენოთ სწორკუთხა ეპიურის მიხედვით ძაბვის განაწილება (ნახ.3.5) შეკუმშულ ზონაში შეკუმშული ზონის სიმაღლისა და შეკუმშული ბეტონის ეფექტური სიმტკიცის დასადგენი კოეფიციენტი, რომელიც გამოითვლება ფორმულით:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{როცა } f_{ck} \leq 50 \text{ მგპ.} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{როცა } 50 < f_{ck} \text{ მგპ.} \quad (3.20)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{როცა } f_{ck} \leq 50 \text{ მგპ.} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{როცა } 50 < f_{ck} \text{ მგპ.} \quad (3.22)$$

თუ შეკუმშული ზონის სიგანე იზრდება მაშინ $\eta \cdot f_{cd}$ უნდა შემცირდეს 10%-ით.

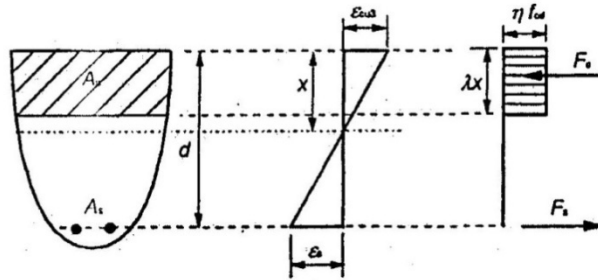
ბ) სიმტკიცე გაჭიმვაზე ღუნვისას: რკინაბეტონის ელემენტებისათვის საშუალო სიმტკიცე გაჭიმვაზე ღუნვისას დამოკიდებულია საშუალო ღერძულ გაჭიმვასა

და კვეთის სიმაღლეზე. მის გამოსათვლელად შეიძლება გამოვიყენოთ გამოსახულება:

$$f_{cmt,f1} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (3.23)$$

სადაც h არის ელემენტის მთლიანი სიმაღლე მმ-ში.

f_{ctm} – საშუალო ღერძული სიმტკიცე გაჭიმვაზე ცხრ.3.1-ის მიხედვით.



ნახ 3.5.ძაბვების მართკუთხა ეპიურა

თანათარღობა, რომელიც (3.23)-შია მოცემული, ასევე გამოიყენება გაჭიმვაზე სიმტკიცის მახასიათებლად.

გ) ბეტონის წინაღობა მრავალღერძულ კუმშვაზე.

დეფორმაციის შეზღუდვის გამო იცვლება დეფორმაცია და ძაბვის თანათარღობა; იზრდება სიმტკიცე და ზღვრული დეფორმაციის სიდიდე. დეფორმაციის შეზღუდვა შეიძლება წარმოიქმნას კავშირების მოქმედების შედეგად, ან განივი მჭიმებისას, რომლებიც იწვევს პლასტიკურ მდგომარეობას ბეტონის მუდმივი დატვირთვის მოქმედებისას.

თუ „ ϵ - ϵ “ თანათარღობის ზუსტი მონაცემები არ არის, შეიძლება ვისარგებლოდ სიმტკიცისა და დეფორმაციების მახასიათებლებით:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.000 + 5.0 \epsilon_2 / f_{ck}) \quad \text{როცა } \epsilon_2 \leq 0.05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1.125 + 2.5 \epsilon_2 / f_{ck}) \quad \text{როცა } \epsilon_2 > 0.05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (3.26)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0.2 \epsilon_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

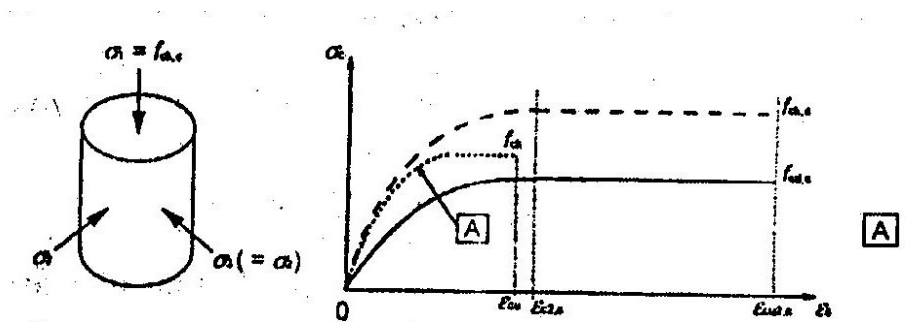
სადაც σ_2 არის ეფექტური მუდმივი მკუმშავი ძაბვა ზღვრული მდგომარეობისას

ზიდვის უნარის მიხედვით ULS;

ε_{c2} და ε_{cu2} – აიღება 3.1. ცხრილიდან.

სხვა მასალის ძირითადი მახასიათებლები გაანგარიშებაში მიიღება უცვლელად.

რეკომენდირებული თანათარღობა „ $\sigma\varepsilon$ “-ის ნაჩვენებია ნახ.3.6–ზე. (მკუმშავი ძაბვა მიღებულია დადებითად).



ნახ.3.6. დამოკიდებულება "ძაბვასა და დეფორმაციას" შორის

– ბეტონი შეზღუდვით; [A]– შეუზღუდავი.

3.4. საარმატურე ფოლადი.

აქ მოცემულია მოთხოვნები და წესები არმატურისათვის ღეროს ფორმის, მათი დამზადების და კარკასის სახეობის მიხედვით.

ისინი არ მიეკუთვნება ღეროებს, რომელიც დათარულია სპეციალური დათარავით.

მოთხოვნები კარკასის არმატურისათვის მიიღება მხოლოდ პერიოდული პროფილის ღეროებისათვის.

საარმატურე ფოლადის ქცევა განისაზღვრება შემდეგი თვისებებით:

- დენადობის ზღვარი (f_{yk} ან $f_{0.2k}$);
- ფაქტობრივი დენადობის ზღვარის მაქსიმუმი ($f_{c,max}$);
- სიმტკიცე გაჭიმვაზე (f_t);
- დეფორმაცია (ε_{uk} და $f\sqrt{f_{yk}}$);
- გადაღუნვა;
- შეერთების მახასიათებელი (f_R)
- კვეთის ზომები და დაშვება
- ამტანობა
- შედუღების თვისება
- წინაღობა ჭრაზე, სიმტკიცე, შედუღებაზე დანხული და შედუღებული ბადეებისათვის.

შედუღებისათვის რეკომენდირებული მეთოდები მოცემულია ცხრილ 3.7-ში. გაანგარიშებისათვის და კონსტრუირებისათვის ევროკოდში შესაბამის დონედ მიღებულია დენადობის ზღვარი $f_{yk} = 400 \div 600$ მგპ.

ღეროების ზედაპირის მახასიათებელი, პერიოდული პროფილი, უნდა აკმაყოფილებდეს ბეტონის შეჭიდულობას.

არმატურა უნდა აკმაყოფილებდეს გადაღუნვის წინააღობის მოთხოვნას, მინიმალური ღეროს დიამეტრი გადაღუნვისას მოცემულია ცხრილ 8.1-ში.

ცხრილ 3.4-ში მოცემულია არმატურის თვისებები, რომლებიც გამოიყენება ევროკოდში.

თვისებები პასუხობს საექსპლუატაციო პირობებს ტემპერატურის ინტერვალში $40-100^{\circ}$, მზა კონსტრუქციებისათვის.

რეკომენდებული სიდიდეები βf_{yk} მოყვანილია ცხრილ 3.5-ში. β -ს რეკომენდებული სიდიდე მიღებულია $\beta = 0,6$.

ამტანობა. ნაციონალურ სტანდარტებში შეიძლება იყოს განსაკუთრებული მოთხოვნა ამტანობაზე. რეკომენდებული თვისებურებები ემყარება შემთხვევებს, როცა არსებობს სტატიკური სანყისი დატვირთვა, ან ამტანობის

მაღალი მნიშვნელობა, ან ციკლების რაოდენობა, როგორც ექსპერიმენტების დროს გვხვდება.

შეჭიდულობა: შეჭიდულობის წინალობა აღნიშნულია f_R , ნაკლებია ვიდრე ზემოთ მოყვანილი, მისი მნიშვნელობა შეიძლება შემცირდეს. რეკომენდებული შეჭიდულობა უნდა აკმაყოფილებდეს ფორმულებს (3.28) და (3.29), რომელიც დაზუსტებულია ცდების მიხედვით კოჭების გამოცდისას.

$$\tau_m \geq 0.098(80 - 1.2\phi) \quad (3.28)$$

$$\tau_z \geq 0.098(130 - 1.9\phi) \quad (3.29)$$

სადაც ϕ ლეროს ნომინალური დიამეტრი მმ;

τ_m – შეჭიდულობის ძაბვის საშუალო მნიშვნელობა, მგპ-ში, როცა გასრიალება არ

აღემატება 0,01; 0,1 და 1მმ-ს;

τ_z – შეჭიდულობის ძაბვის საშუალო მნიშვნელობა, როცა შეჭიდულობა დარღვეულია.

თუ ცალკეული ცდის შედეგები აღემატება ნორმატიულ მნიშვნელობას (ან სიდიდე ნაკლებია მახასიათებელ მნიშვნელობაზე f_{yk} და k მაქსიმალურ მნიშვნელობებზე), ასეთ შემთხვევაში ცდის შედეგად მიღებული სიდიდე შეიძლება მივიღოთ შესწორების გარეშე.

დატვირთვის ხანგრძლივი მოქმედებისას ცხრ.3.4-ში მოცემული სიდიდეების სრული მნიშვნელობების მისაღებად დაწესებულია ცდის შედეგის შეზღუდვა.

ცხრილი 3.4.

არმატურის თვისებები

პროდუქციის დახასიათება		ღეროები და ბაგირები კონაში		მავთული			მოთხოვნილი ხარისხი %	
კლასი		A	B	C	A	B	C	-
დამახასიათებელი სიმტკიცე (დენალობის ზღვარის მიხედვით)		400-დან 600-მდე						5,0
მინიმალური მნიშვნელობა		≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 <1.35	≥ 1.0 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 <1.35	1,0
დამახასიათებელი დეფორმაცია მაქსიმალური ძალისას,		≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.6	≥ 2.5 5	≥ 5.0	≥ 7.5	1,0
გადაღუნვის თვისება		გამოცდა ღუნვაზე, ღუნვა – გასწორება						
სიმტკიცე ჭრაზე				0,3A f_{yk} (A-მავთულის ფართობი)			მინიმუმი	
მაქსიმალური გადახრა მინიმალური მასისაგან(ცალკეული ღეროებით ან ბაგირებით)	ღეროს ნორმატიული მოცულობა ≤ 8 >8	$\pm 6,0$ $\pm 4,5$				5,0		

რეკომენდებული მნიშვნელობები $f_{yk} = 10 \text{ მგპ}$, როცა K და ϵ_{uk} ტოლია 0-ის, რეკომენდებული მნიშვნელობები f_{yk} , K , ϵ_{uk} მოცემულია ცხრილ 3.6-ში.

ცდების შედეგად მიღებული დენადობის სიდიდე f_{yk} , k , და ϵ_{uk} უნდა იყოს მეტი, ვიდრე მინიმალური მნიშვნელობა და ნაკლები მაქსიმალურ სიდიდეზე. საშუალო სიდიდე M ცალკეული ცდის შედეგის მიხედვით უნდა აკმაყოფილებდეს პირობას:

$$M \leq C_y + a \quad (3.30)$$

სადაც C არის დენადობის სიდიდის ხანგრძლივი მნიშვნელობა;

a – კოეფიციენტი, რომელიც დამოკიდებულია პარამეტრების შეთანხმებაზე.

ცხრილი 3.5

არმატურის თვისებები

პროდუქტის დახასიათება		ღეროები და კონები			მავთულები			მოთხოვნები ხარისხში ϵ %
კლასი		A	B	C	A	B	C	-
ღუნვა	ღეროს ნომინალური ზომა	≥ 150			≥ 100			10,0
მინიმალური ფარდობა ნიბოს ფარდობასთან $f_{k,min}$	5-6	0.035			5,0			
	6,5-12	0.040						
	>12	0.056						

სიმტკიცე: დენადობის ზღვარი f_{yk} - (ან 0,2% კონტროლირებადი ძაბვის) და წინაღობა გაჭიმვაზე f_{tk} განისაზღვრება დენადობის ზღვრის ნორმატიული სიდიდით და დენადობის ზღვრის ნორმატიული სიდიდის მიხედვით ღერძული გაჭიმვისას, რომელიც აღიძვრება განიკვეთში.

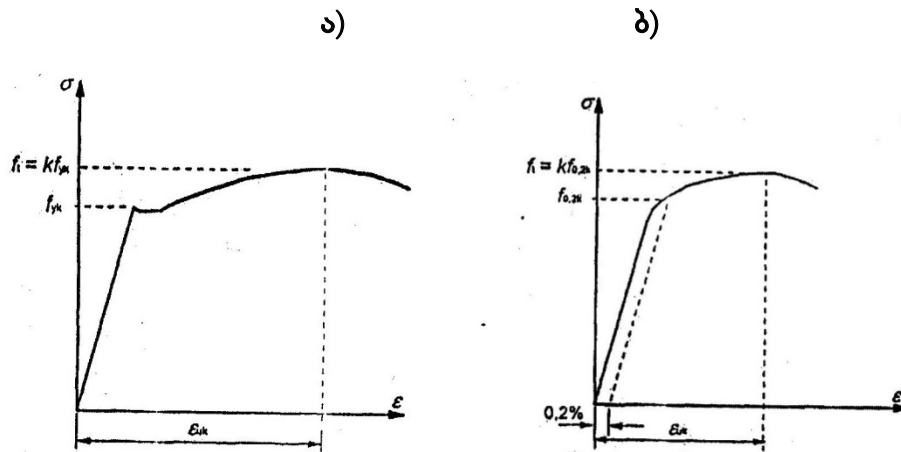
დენადობის ზღვრის მაქსიმალური მნიშვნელობა $f_{y,max}$ -არ უნდა აღემატებოდეს $1,3f_{yk}$ -ს.

დეფორმაციების მახასიათებლები: არმატურას უნდა ჰქონდეს შესაბამისი დეფორმატულობა, რომელიც გამოითვლება როგორც თანათვარდობა გაჭიმვის სიმტკიცისა დენადობის ზღვართან $(f_t/f_y)_k$ და მაქსიმალური ძალის დროს ϵ_{uk} სიდიდის წაგრძელება. ნახ.3.7-ზე მოცემულია „ნ-ε“-ის მრუდები ცხლადნაგლინი და ცივად დეფორმირებული ფოლადისათვის.

ცხრილი 3.6

ცდების შედეგების აბსოლუტური შეზღუდვა

მახასიათებელი	მინიმალური მნიშვნელობა	მაქსიმალური მნიშვნელობა
დრეკადობის ზღვარი	0.97*მინიმუმ C_y	1.03*მაქსიმუმ C_y
K	0.98*მინიმუმ C_y	102*მაქსიმუმ C_y
ϵ_{uk}	0.8*მინიმუმ C_y	არ აღინიშნება



ნახ.3.7. „ σ - ϵ “ დიაგრამა ტიპური საარმატურე ფოლადისათვის.

(მოყვანილია გამჭვიში ძალის დეფორმაციის აბსოლუტური

მნიშვნელობები): ა) ცხლადგაგლინული ფოლადი;

ბ) ცივად დეფორმირებული ფოლადი.

3.5. წინასწარდაძაბული არმატურა

EC2 ევროკოდის მოთხოვნები ვრცელდება მავთულოვანი, ლეროვანი, ბაგროვანი არმატურისათვის. რომელიც გამოყენებულია დაძაბულ არმატურად რკინაბეტონის ელემენტებში.

წინასწარდაძაბულ ელემენტებს უნდა ჰქონდეთ წინაღობის მაღალი დონე კოროზიის მიმართ.

მოთხოვნები დაძაბული ელემენტების თვისებებისადმი წაყენება მასალას, რომელიც განთავსებულია კონსტრუქციაში, მათზე ყველა ტექნოლოგიური პროცესის ჩატარების შემდეგ.

წინამდებარე ევროკოდის მიხედვით დაიშვება საწარმოო ოპერაციები, გამოცდები და ატესტაცია, რომელიც მისაღებია წინასწარდაძახული კონსტრუქციებისათვის.

ევროკოდის მიერ რეკომენდებული ფოლადისათვის გაჭიმვის წინაღობა, მაქსიმალური დატვირთვისას 0,1%-იანი გარანტირებული ძაბვა და წაგრძელება აღნიშნულია როგორც ნორმატიული სიდიდეები: f_{pk} , f_{po} და ϵ_{uk} .

თითოეულ დებულებას უნდა ახლდეს სერტიფიკატი, რომელიც შეიცავს აუცილებელ ინფორმაციას.

არ დაიშვება მავთულისა და ბაგირის შედუღება.

თვისებები: წინასწარდაძახული ემემენტების (მავთულები, ბაგირები, ღეროები) კლასიფიკაცია არის შემდეგნაირი:

I – 0,1%-იანი ნარჩენი დეფორმაციით ($f_{p0.1\%k}$) განსაზღვრული წინაღობა მიიღება გაჭიმვის წინაღობის ფარდობით საცდელ წინაღობასთან ($f_{pk}/f_{p0.1\%k}$) და ϵ_{uk} წაგრძელებით მაქსიმალური დატვირთვისას;

II–კლასი, რომელიც განსაზღვრულია რელაქსაციის უნარით;

III –ზომა;

IV – ზედაპირის მახასიათებელი;

ევროკოდში განსაზღვრულია რელაქსაციის მიხედვით შემდეგი კლასები:

კლასი 1– მავთული ან ბაგირი-ჩვეულებრივი რელაქსაცია;

კლასი 2– მავთული ან ბაგირი-დაბალი რელაქსაცია;

კლასი 3– ცხლადნაგლინი და ცივადდეფორმირებული ფოლადები.

გაანგარიშება დაბალი რელაქსაციის სიდიდის წინასწარდაძახულ ფოლადზე უნდა ეფუძნებოდეს სიდიდეს P_{1000} –რელაქსაცია გაჭიმვის მომენტიდან 1000 საათის შემდეგ. რელაქსაცია %-ში 1000 საათზე ნაკლებ დროში $20^{\circ}C$ ტემპერატურის დროს, განისაზღვრება ცდების საშუალებით იზოთერმულ პირობებში.

სიდიდე P_{1000} საწყისი დაბვის პროცენტული თანათარღობა და გამოითვლება $0,7 f_p$ – ისტოლი დაბვისას, სადაც f_p არის ნიმუშის ნამდვილი სიმტკიცე გაჭიმვაზე. გაანგარიშებისას გამოყენებულია მახასიათებელი წინაღობა (f_{pk}). P_{1000} -ის წინასწარი სიდიდე შეიძლება მიღებული იყოს 8% I კლასისათვის, II კლასისათვის 2.5% და III კლასისათვის 4% ან მიიღება სერტიფიკატის მიხედვით.

რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგები შეიძლება მივიღოთ ლითონის სერტიფიკატის მიხედვით, ან განსაზღვრული პროცენტული თანათარღობით, როგორც წინასწარი დაბვის ვარიაციის თანათარღობა საწყის დაბვასთან, იგი შეიძლება განისაზღვროს ქვემოთ მოცემული ერთ-ერთი გამოსახულებიდან .

გამოსახულებას (3.31) და (3.32) იყენებენ მავთულოვანი და ბაგროვანი არმატურისათვის, ჩვეულებრივ, წინასწარი დაბვისას, დეფორმაციის დაბალი დონის დროს. გამოსახულება (3.33)-ს იყენებენ ცხლადნაგლინი და ცივადდეფორმირებული ფოლადისათვის:

$$\text{კლასი 1: } \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pl}} = 5.39 P_{1000} l^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.31)$$

$$\text{კლასი 2: } \frac{\Delta \sigma_{pi}}{\sigma_{pi}} = 0,66 P_{1000} l^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.32)$$

$$\text{კლასი 3: } \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 P_{1000} l^{H\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.33)$$

სადაც $\Delta \sigma_{pi}$ არის რელაქსაციით გამოწვეული წინასწარი დაბვის აბსოლუტური

სიდიდე;

σ_{pl} – ბეტონზე წინასწარი დაბვის დანაკარგი;

σ_{pi} – საწყისი დაბვის აბსოლუტური სიდიდე.

საბრჯენებზე წინასწარი დაბვისას აბსოლუტური სიდიდე ტოლია მოდებულ დაბვას გამოკლებული მყისიერი დანაკარგები, რომლებიც აღიძვრება დაბვის პროცესში.

t – დაძაბვის შემდგომი დრო (საათებში).

$$\mu = \sigma_{pl} / f_{pl}$$

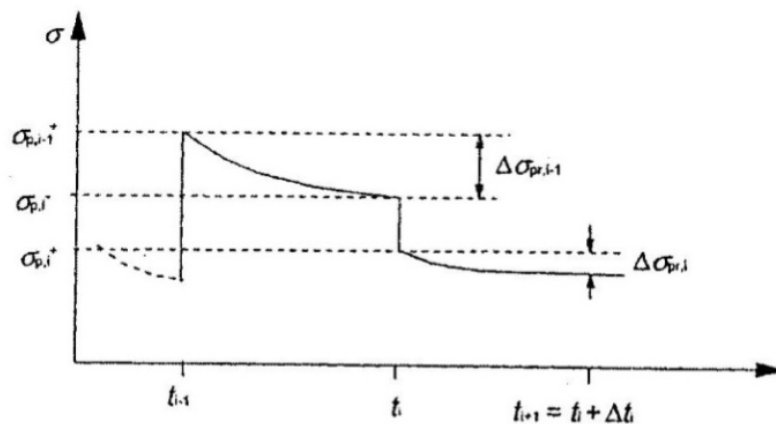
სადაც σ_{pl} არის გამჭვიში ძალის მახასიათებელი სიდიდე დაძაბულ ფოლადში.

P_{1000} – რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგი %-ში გაჭიმვიდან 1000 საათის შემდეგ $20^{\circ}C$ საშუალო ტემპერატურისას.

რელაქსაციისგან გამოწვეული ხანგრძლივი, (საბოლოო) დანაკარგების სიდიდე შეიძლება განისაზღვროს $t=500000$ საათის შემდეგ (57 წელი).

რელაქსაციით გამოწვეული დანაკარგი ტემპერატურაზე ძალიან მგრძობიარეა, ფოლადისათვის, თუ აღიძვრება მაღალი ტემპერატურა (გაორთქვლის დროს), საჭიროა გამოვიყენოთ მონაცემები 10 თვიდან. ყოველ შემთხვევაში, აუცილებელია რელაქსაციის დანაკარგების შემოწმება, თუ ტემპერატურა აღემატება $50^{\circ}C$ - ს.

თუ რელაქსაციის დანაკარგების შემოწმება საჭიროა სხვადასხვა დროს, როცა ძაბვის სიდიდე დაძაბულ ელემენტებში არ არის მუდმივი, მაგალითად, ბეტონის დრეკადი შეკლების გამოთვლისას, უნდა გამოვიყენოთ ეკვივალენტური დროის მეთოდი. კონცეფცია - ეკვივალენტური დროის მეთოდი მოცემულია ნახ.3.9-ში, სადაც t -დროის განმავლობაში აღინიშნება არამუდმივი დეფორმაციები, დაძაბულ ელემენტში. ამასთან, σ_{pl} გამჭვიში ძაბვა დაძაბულ ელემენტებში t - დროის დადგომამდე.



ნახ.3.8. ეკვივალენტური დროის მეთოდი.

სადაც $\sigma_{p,\ell}^+$ არის გამჭიმი ძაბვა გაჭიმულ ელემენტებში t_i დროის შემდეგ.

$\Delta \sigma_{p,i-1}$ – გამჭიმი ძაბვა გაჭიმულ ელემენტებში წინამდებარე სტადიაში.

$\Delta \sigma_{p,1}$ – რელაქსაციის დანაკარგების აბსოლუტური სიდიდე განსახილველი სტადიის დროს.

$\sum_t^{i=1} \Delta \sigma_{pz,j}$ – რელაქსაციით გამოწვეული ყველა დანაკარგების ჯამი წინამდებარე სტადიაში.

t_e – ექვივალენტური დრო (საათებში), რომელიც საჭიროა დანაკარგების ჯამის მისაღებად. იგი არის საწყისი ძაბვიანი რელაქსაციური (ექვივალენტური) დროის ფუნქცია, რომელიც ტოლია:

$$\sigma_{p,i}^+ + \sum_t^{i=1} \Delta \sigma_{pz,j} \quad \text{და} \quad \mu = \frac{\sigma_{p,\ell}^+ \sum_t^{i=1} \Delta \sigma_{pz,j}}{f_{pk}},$$

მაგალითად, მე-2 კლასის დაძაბული ელემენტისათვის ექვივალენტური t_e – დროს შემთხვევაში (3.32) ფორმულის გამოყენებისას მივიღებთ:

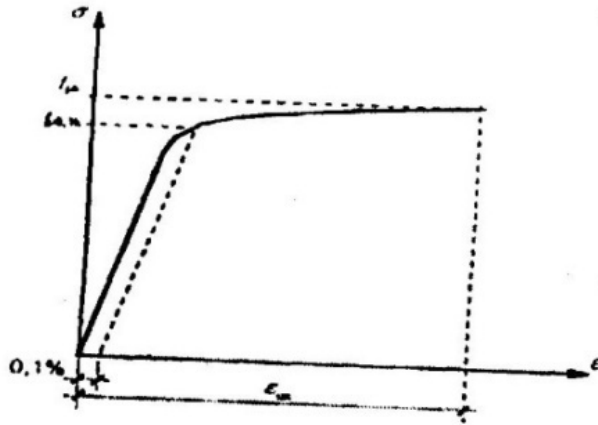
$$\sum_i^{i=1} \Delta \sigma_{pz,j} = 0.66 P_{1000} \left(\frac{1}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,1}^+ + \sum_i^{i=1} \Delta \sigma_{pz,i} \} 10^{-5} \quad (3.34)$$

წინამდებარე განტოლებიდან t_e -ს ამოხსნის შემდეგ, იგივე ფორმულა შეიძლება გამოვიყენოთ რელაქსაციის დანაკარგის გამოსათვლელად შეთანხმებულ სტადიაში $\Delta \sigma_{pz,i}$, სადაც შეთანხმებულ დროის ინტერვალს დაემატება t_e -დრო.

$$\Delta \sigma_{pz,j} = 0.66 P_{1000} e^{9.09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,1}^+ + \sum_i^{i=1} \Delta \sigma_{pz,i} \} 10^{-5} - \sum_i^{i=1} \Delta \sigma_{pz} \quad (3.35)$$

ასეთი პრინციპი გამოიყენება სამივე კლასის დაძაბული ელემენტისათვის.

წინააღმდეგობა, რომელიც განისაზღვრება 0,1%-იანი ნარჩენი დეფორმაციის გათვალისწინებით ($f_{p0.1\%k}$) და f_{pk} გაჭიმვის წინააღმდეგობით, გამოითვლება როგორც საცდელი დატვირთვის 0,1%-ის მახასიათებელი სიდიდე. მაქსიმალური დატვირთვა ღერძული გაჭიმვისას გამოითვლება ისე, როგორც ნაჩვენებია 3.10 ნახაზზე, განივი კვეთის ფართობის ნორმალური სიდიდის დროს.



ნახ.3.9. წინასწარდაცხადებული ფოლადის ტიპური „ნ-ε“ დიაგრამა.
(აბსოლუტური მნიშვნელობები ნაჩვენებია გამჭიმის
ძაბვისა და დეფორმაციისათვის).

წინასწარდაცხადებული ელემენტისათვის „ნ-ε“ დიაგრამა, რომელიც დაფუძნებულია სანარმოო მონაცემებზე, უნდა დამზადდეს მწარმოებლის მიერ სერტიფიკატის დანართის შესაბამისად. შესაბამისი წაგრძელება გაჭიმვისას შეიძლება მივიღოთ დაცხადული ღეროსათვის, თუ

$$\frac{f_{pk}}{f_{p0.1\%k}} \geq K = 1.1.$$

3.6. დეფორმაციის მახასიათებლები

გამძლეობა: წინასწარდაცხადებული ელემენტები უნდა იყოს შესაბამისი გამძლეობის.

საანგარიშო დაშვებები: კონსტრუქციების გაანგარიშება მიმდინარეობს დაცხადული არმატურის ნომინალური ფართობისა და დამახასიათებელი სიდიდეების f_{pk} , $f_{p0.1\%k}$ და ϵ_{uk} -ს მიხედვით.

დრეკადობის მოდულის E_p საანგარიშო მნიშვნელობა შეიძლება ავიღოთ 205მგპ-ს ტოლი, მავთულებისა და ღეროებისათვის. ნამდვილი მნიშვნელობა მოთავსებულია 195 და 210 მგპს შორის და დამოკიდებულია

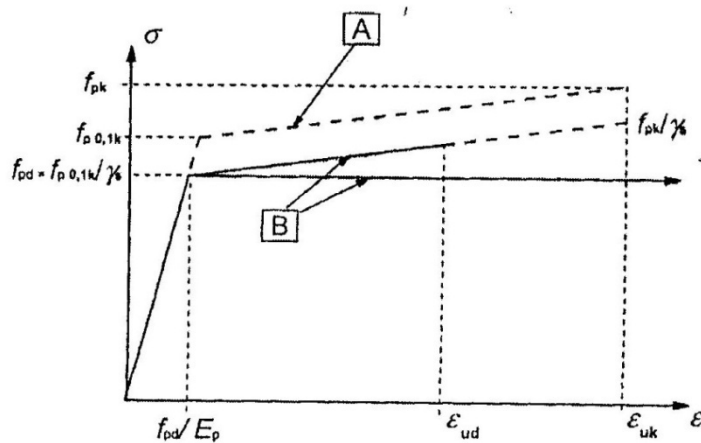
საწარმო პროცესების თავისებურებაზე. თანმხლებ სერტიფიკატში უნდა იყოს შესაბამისი მოდული მითითებული .

დრეკადობის მოდულის E_p საანგარიშო სიდიდე მავთულების, ბაგირებისა და ღეროებისათვის შეიძლება მივიღოთ 205 მგპ. ნამდვილი მნიშვნელობა მოთავსებულია 185 და 205მგპ-ს შორის და დამოკიდებულია საწარმო პროცესების თავისებურებაზე. სერტიფიკატში მოცემული უნდა იყოს შესაბამისი სიდიდეები. არმატურის საშუალო სიმკვრივე – 7850კგ/სმ³-ის ტოლია.

წინასწარდაცხადებული ღეროებისათვის დასრულებულ კონსტრუქციებში მოყვანილი მახასიათებლების სიდიდე ნამდვილია, თუ ტემპერატურა -40^0 დან $+100^0$ C-მდეა.

საანგარიშო სიდიდე f_{pd} დაცხადული არმატურისათვის მიიღება $\frac{f_{p,0,1k}}{\gamma_s}$ (იხ.ნახ.3.11).

არმატურის განივი კვეთის გასაანგარიშებლად შეიძლება გამოვიყენოთ ორი მიდგომა:



ნახ.3.11. იდეალიზებული და საანგარიშო „ნ-ε“ დიაგრამა წინასწარდაცხადებული არმატურისათვის (ნაჩვენებია ძაბვისა და დეფორმაციის აბსოლუტური მნიშვნელობა).ა) იდეალიზირებული; ბ) საანგარიშო.

- დიაგრამა დახრილი ტოტით, შეზღუდვით $\epsilon_{ud} = -0,9\epsilon_{uk}$. თუ უფრო ბუსტი მნიშვნელობა ცნობილი არ არის, რეკომენდებულია მნიშვნელობა:

$$\varepsilon_{ud} = 0.02 \text{ და } f_{p,0,1\%k}/f_{pk} = 0,9.$$

განგარიშები შეიძლება დაეყრდნოს „ $n - \varepsilon$ “-ის ნამდვილ თანაფარდობას თუ ცნობილია, რომ ძაბვა მეტია, ვიდრე შეზღუდვების მქონე დენადობის ზღვარი, როგორც ნაჩვენებია 3.11 ნახაზზე.

- დიაგრამა ჰორიზონტალური ტოტით, ზღვრული დეფორმაციის შეზღუდვის გარეშე.

წინასწარდაძებული ღეროები გარსებში (მაგ. კონები მილებში, ელემენტები შეჭიდულობის გარეშე და სხვა) უნდა იყოს მუდმივად და საიმედოდ დაცული კოროზიისაგან, ცეცხლისაგან.

მონყობილობები წინასწარი დაძაბვისათვის:

ანკერები და ქუროები (მუფთები) ეს მოთხოვნები მიეკუთვნება საანკერე შემაერთებელ მონყობილობას, როცა წინასწარი დაძაბვა ხორციელდება უკვე გამყარებულ ბეტონზე, მაშინ როცა:

- ანკერი გამოიყენება წინასწარი დაძაბვის ძალის გადასაცემად ბეტონზე ჩაანკერების არის საზღვრებში.
- ქურო (მუფთა) გამოიყენება ცალკეული დაძაბული ღეროების შესაერთებლად.

დანადგარები დაძაბული არმატურის ჩასაანკერებლად და დანადგარები ღეროების შესაერთებლად უნდა აკმაყოფილებდეს განგარიშების მახასიათებლებს, სიმტკიცეს, დეფორმაციულობას და ამტანობას (გამძლეობაზე).

ამრიგად, შეგვიძლია დავაკმაყოფილოთ შემდეგი:

- გეომეტრიული მახასიათებლები და მასალის თვისებები უნდა უზრუნველყოფდეს რომ დროზე ადრე არ მოხდეს ანკერების და მუფთების რღვევა.
- ღეროს, ბაგირის და სხვათა რღვევა არ მოხდეს ანკერებთან ან ქუროსთან შეერთების ადგილას;

- წაგრძელება ელემენტის რღვევისას ანკერებთან ან ქურობებთან შეერთებაში უნდა იყოს არა უმეტესი 2,5%.

- სისტემა „ანკერი - დაძაბული ელემენტი“ არ უნდა მოხდეს სხვადასხვა ზემოქმედებით

გამონვეული მაღალი დონის დაძაბვის არეში.

საანკერე მონყობილობისა და ბეტონის შემომზღუდავი არის სიმტკიცე უნდა უზრუნველყოფდეს ძაბვის გადაცემას დაძაბული არმატურიდან ბეტონზე, ხოლო ბზარების გაჩენამ არ უნდა დაარღვიოს ჩაანკერების ფუნქცია.

თავი IV

ექსპერიმენტული კვლევები ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით კარკასულ-შანელოვანი შენობების საიმედოობის დასადგენად

ასანყობი რკინაბეტონის მრავალსართულიანი კარკასული შენობის თავისებურებას წარმოადგენდა: შეერთებების კვანძების მრავალფეროვნება; მათი რაოდენობა, რომელიც შეესაბამება შენობის დაყოფას ელემენტების მიხედვით სადაც, როგორც წესი, ყველაზე მეტი დაძაბულობაა. ამასთან რკინაბეტონის ასანყობი ელემენტების კვანძებისათვის, ბეტონის მოჭყლეტის გამო, ზედაპირებს შორის, დამახასიათებელია დიდი დეფორმაციები. ჩასატანებელი დეტალების დამყოლობის გამო, ბზარების წარმოშობით, არმატურის შედუღების კვანძებსა და სხვა უბნებში, ყველაზე მეტად თავს იჩენს კონსტრუქციული ელემენტების ფიზიკური და არანრთივი დეფორმაციები. სწორედ მათი გავლენის გამო, ხშირად იცვლება შენობის დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობა.

არსებულ გაანგარიშების მეთოდებში ჯერ კიდევ არ აისახება კვანძებისა და სხვა ელემენტების დაძაბულობისას მათი ერთობლივი მუშაობის რეალური სურათი და მისი გავლენა მთელს სისტემაზე, ჩარჩოს გრძივი და განივი მიმართულებით. ძირითადად ეს აიხსნება იმით, რომ თეორიულ-ექსპერიმენტული კვლევებით არ არის სრულად შესწავლილი ასანყობი ელემენტების როგორც დრეკადი, ასევე პლასტიკურ სტადიაზე სივრცითი მუშაობა. ამიტომ ასეთი კარკასული სქემების გაანგარიშება ხდება ამ ელემენტების შეერთებით სახსრული ან ხისტი კვანძებით, რაც გაზრდილი თანამედროვე მოთხოვნებით ყოველთვის არ არის ადეკვატური კონსტრუქციული გადანაცვებებისა და ეკონომიური ეფექტის. ყოველივე კი კონსტრუქტორ-დამპროექტებლებს მიუთითებს საანგარიშო სქემების კიდევ უფრო დახვეწისაკენ.

კომპიუტერისა და სხვადასხვა საინჟინრო პროგრამული უზრუნველყოფის სისტემების (ლირა, რობოტი, და ა.შ.) ასეთი ტემპებით ზრდამ, საშუალება მისცა კონსტრუქტორებს გაანგარიშების, ისეთი რიცხვითი მეთოდების შექმნისა (ძირითადად სასრულ ელემენტთა მეთოდით ანგარიში), რომელიც საშუალებას იძლევა მოდელირება გაუკეთდეს რთულ ურთიერთმომქმდევ პროცესებს და ჩატარდეს მისი სივრცითი გაანგარიშება რეალური სქემით. მაგრამ კონსტრუქციის სხვადასხვაგვარად მუშაობისას მისი ადექვატური დაძაბულ-დეფორმირებული მდგომარეობის აღწერისათვის აუცილებელია დავეყრდნოთ დაძაბულობის ფიზიკური კანონზომიერებს, რაც რეალურად შეუძლებელია ან არ ხერხდება.

საბაზრო ეკონომიკის პირობებში ექსპერიმენტალური კვლევები ერთადერთი საშუალებაა დასმული ამოცანის სწორი და სანდომიანი გადანწყვეტისათვის.

ბეტონის ხანგრძლივი დატვირთვისას წარმოშობილი ცოცვადობის დეფორმაციები ამცირებს მზიდი კონსტრუქციების სიმტკიცესა და მდგრადობას. განსაკუთრებით საშიში ხდება ეს დეფორმაციები წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში, რადგან მცირდება არმატურაში ბეტონის მომკუმშავი ძაბვები. მიუხედავად სისტემის ირგვლივ ჩატარებული მრავალი კვლევებისა, ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენის შესწავლა ისევ კვლევის ობიექტად დარჩა. სწორედ ამიტომ ჯერ, კიდევ მშენებლობის დასაწყისშივე ამ საკითხის შესწავლას სათავეში ჩაუდგა პროფესორი გ.კიზირია, რომელიც სწავლობდა სისტემას არამართო ამ კუთხით არამედ საიმედოობის კუთხითაც.

ჩვენი კვლევის ამოცანებს შეადგენს:

- ძაბვების სიდიდეების დადგენა სისტემის მზიდ კონსტრუქციებში არსებობიდან 30–35 წლის შემდეგ;
- ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენით წინასწარდაძაბული ძალების ცვლილების შესწავლა და მათი გავლენა კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე.

ამ ამოცანების გადაწყვეტა შესაძლებელი გახდა 4 დასრულებული 16 სართულიანი შენობისა და 2 დაუმთავრებელი კორპუსის მონიტორინგით.

შესწავლილი იქნა შენობის მზიდ ელემენტებში სვეტებში, გადახურვის ფილებში და მონოლითურ ნაკერებში ბეტონის მექანიკური მახასიათებლები არამრღვევი მეთოდის გამოყენებით: შმიდტის ჩაქუჩის დახმარებით. ლიტერატურული წყაროებისა და აღებული მონაცემების გადაანგარიშებით და კომპიუტერული გამოთვლებით მივედით შემდეგ დასკვნამდე:

შიში იმისა, რომ კარკასულ-პანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში საიმედოობის თვალსაზრისით არასაიმედოა უსაფუძვლოა, რასაც ამტკიცებს შენობების 35 წლიანი ექსპლუატაცია.

ხანგრძლივი დეფორმაციების შედეგად არმატურებში ძაბვების ვარდნა ექსპერიმენტული კვლევებით არ დაფიქსირდა, 16 სართულიანი ათი კორპუსის დათვალიერება-კვლევისას აღმოჩნდა რომ კორპუსებს არ გააჩნიათ არავითარი დეფექტი, მაშინ როცა ქ.თბილისში 90-იან წლებში მომხდარი მინისძვრების შედეგად მრავალი ახალი კორპუსი მე-2 და მე-3 კატეგორიის დაზიანების სიაშია და მოითხოვს აღდგენა-გაძლიერებას.

საინტერესო შედეგები აჩვენა დაუმთავრებელმა ორმა კორპუსმა გურამიშვილის ქუჩაზე, იქ , სადაც დღესაც ღია ცის ქვეშ დგას მე-7 სართულამდე აშენებული კორპუსი, რომლის მზიდი ელემენტები თავისი სიმტკიცის მახასიათებლებით შეეფერება და აკმაყოფილებს პროექტით გათვალისწინებულს.

დაუმთავრებელი კორპუსების მზიდი ელემენტები შემონახული იქნა პირველი სართულიდან მე-6 სართულის ჩათვლით, როგორც ასანწყობი ისე მონოლითური უბნების. შემონახდა განაპირა და შუა კვანძები, აღებული მაჩვენებლები მოყვანილია 4.1. ცხრილში.

დაუმთავრებელი კორპუსის გამოკვლევის შედეგად ასანწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლების გათვალისწინებით და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRASAPR-13

შეშვებით შეიქმნა აღნიშნული სისტემის მოდელი და გამოიკადა მუდმივმოქმედ დატვირთვებსა და წინასწარი ძაბვების ზემოქმედებაზე, რომლის შედეგები წარმოდგენილია სქემებსა და სურათებზე.

ცხრილი 4.1.

ბეტონის სიმტკიცე ასაწყობ და მონოლითურ ნაკერებში, მპა					
ელემენტების დასახელება	I სართული				
სვეტები	სვ-1 42(52)	სვ-2 53(48)	სვ-3 24(30)	სვ-4 38(32)	სვ-5 42(50)
გადახურვის ფილები	ფ-1 53(34)	ფ-2 32(34)	ფ-3 35(42)	ფ-4 32(34)	ფ-5 22(32)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 42(32)	ნ-2 34(38)	ნ-3 34(36)	ნ-4 33(32)	ნ-5 32(34)
	II სართული				
სვეტები	სვ-1 32(52)	სვ-2 43(48)	სვ-3 34(30)	სვ-4 28(32)	სვ-5 52(40)
გადახურვის ფილები	ფ-1 43(44)	ფ-2 42(44)	ფ-3 35(32)	ფ-4 32(43)	ფ-5 28(29)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 32(42)	ნ-2 44(38)	ნ-3 41(36)	ნ-4 43(42)	ნ-5 52(44)
	VI სართული				
სვეტები	სვ-1 38(40)	სვ-2 43(42)	სვ-3 42(40)	სვ-4 35(38)	სვ-5 32(33)
გადახურვის ფილები	ფ-1 20(24)	ფ-2 28(30)	ფ-3 28(20)	ფ-4 22(24)	ფ-5 18(22)
მონოლითური ნაკერები	ნ-1 25(29)	ნ-2 22(38)	ნ-3 32(36)	ნ-4 32(32)	ნ-5 26(34)
ღიაფრაგმა მე-2 სართ.	38	42			
ღიაფრაგმა მე-3 სართ.	41	42			
ღიაფრაგმა მე-6 სართ.	39	40			

შენიშვნა: ფრჩხილებში მოთავსებული მაჩვენებლები მეორე ხელსაწყოთი აღებული მაჩვენებლებია.

მოდელში გამოყენებული ბეტონის მახასიათებლები შეესაბამებოდა B25 კლასის მახასიათებლებს (ასევე ობიექტზე აღებულ მაჩვენებლებსაც).

დისერტაციის კვლევის ამოცანას შეადგენდა ასევე კარკასულ-ჰანელოვან სახლებში არმატურის დაჭიმვის სამშენებლო პირობებში სიხისტის დიაფრაგმების გავლენისა და სისტემის საიმედოობის დადგენა ხანგრძლივი დეფორმაციების ზემოქმედებისას.

პირველი ამოცანის გადასაწყვეტად გამოყენებული იქნა ე.თბილისში დ.გურამიშვილის გამზირზე მიტოვებული დაუმთავრებელი ექვს სართულიანი და მიმდებარე 3 სართულიანი ИМС ტიპის საცხოვრებელი სახლები ნახ.4.8, 4.11,4.12. ჩატარდა დეტალური მრავალმხრივი მონიტორინგი კონსტრუქციული ელემენტების, დადგინდა მათი სიმტკიცის მახასიათებლები, რომელთა მიხედვით შეიქმნა ახალი საანგარიშო კომპიუტერული მოდელი და შესრულდა მისი გაანგარიშება საინჟინრო პროგრამა ლირაში სასრულ ელემენტთა მეთოდის გამოყენებით.

ИМС-ის სისტემას საფუძვლად უდევს სტატიკურად ურკვევი ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა, სადაც წინასწარი მომკუმშავი ძალებით შესაძლებელია გადახურვის ფილებისა და მოქნილი სვეტების ერთიან სივრცულ უჭრედად გაერთიანება. თუ არმატურის დაჭიმვის დროს ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემაში, სადაც დიაფრაგმები დაყენებულია განაპირა მალეებში, სწორედ მათი მაღალი სიხისტის გამო წინასწარი დაძაბულობის ძალები მაღალია, ხოლო შუა მალის ფილებში კი შედარებით დაბალი. ამ მოვლენის თავიდან აცილების მიზნით, დაჭიმვის დროს დიაფრაგმებს აყენებენ ერთმანეთისგან დაშორებით ისე, რომ ისინი ხელს არ უშლიან სვეტების გადაადგილებას. არმატურის დაჭიმვის შემდეგ დიაფრაგმის ჩასაყოლებელ ნაწილებს ადუღებენ სვეტების ჩასაყოლებელ ნაწილებთან, ხოლო მათ შორის დარჩენილ სივარდილეს ამონოლითებენ. აღწერილი ტექნოლოგიის მიხედვით არმატურის დაჭიმვის სამუშაოების წარმოების სუსტი მხარის დანახვა არც თუ ისე ძნელია: კონსტრუქციის დამზადების და მონტაჟის დროს მცირე უზუსტობამ, შემთხვევითმა ქვებმა და უცხო საგნებმა შეიძლება ხელი შეუშალოს სვეტების თავისუფალ გადაადგილებას, რაც გამოიწვევს ფილების გვერდებზე

წინასწარი დაძაბვის ძალების საგრძნობ შესუსტებას. ამ მდგომარეობამ შეიძლება მიგვიყვანოს კატასტროფამდე, მოხდეს გადახურვის ფილების ჩამოვარდნა და მის შედეგად შენობის ნგრევა. მხედველობაში უნდა მივიღოთ, რომ ჩვეულებრივ წინასწარდაძაბულ კონსტრუქციებში წინასწარი დაჭიმულობის ძალების შემცირება იწვევს მხოლოდ ჩალუნვის გაზრდას და არა კონსტრუქციების ჩამოვარდნას, მაგრამ ასეთი კონსტრუქციული გადაწყვეტებისას, როდესაც დიაფრაგმები დაყენებულია შენობის მზიდი ჩარჩოს განაპირა მალეებში, მიღებული ნაწილების შედუღებისა და შუალედი ნაკერების შევსების შემდეგ, ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაცია გრძელდება უკვე სრულიად სხვა ჩარჩო-ფილოვან-კავშირების სისტემაში, ვიდრე იმ სისტემაში (ჩარჩო-ფილოვანი), როდესაც ხდებოდა არმატურის დაჭიმვა.

თუ ჩარჩო-ფილოვან სისტემაში ბეტონის ხანგრძლივი დეფორმაციით სვეტები გადაადგილდებიან და არ უშლიან ხელს გადახურვის ფილების გვერდებში ხანგრძლივი დეფორმაციის განვითარებას, ჩარჩო-კავშირებიან სისტემაში, განაპირა მალეები, რომელთაც გააჩნიათ საგრძნობი სიხისტე, უკვე ეწინააღმდეგება მისი გვერდების ხანგრძლივი დეფორმაციას. ამის შედეგად ხდება წინასწარი დაჭიმვის ძალების მკვეთრი დაცემა, ადგილი აქვს გაჭიმული არმატურის რელაქსაციას.

განხილულ ტექნოლოგიას მივყევართ იქამდე, რომ მუდმივმოქმედი დატვირთვებით, წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მოდებულ ერთი სტატიკური სქემის (ჩარჩო-ფილოვანი) დროს, ხოლო ხანგრძლივი დეფორმაციები ვითარდება სხვა სისტემაში (ჩარჩო – ფილოვანი –კავშირების) სქემის მიხედვით. (ეს შემთხვევა დაძველების თეორიის გამოყენების საფუძველზე დამუშავებული იყო გ.ბ. კიზირიასმიერ [3].

[ვ]-ში მოყვანილ მეთოდს საფუძვლად უდევს ბოლცმანის ძირითად ფორმულაში, დაჭიმულობასა და ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციებს შორის კავშირის დამყარება. ძირითად ფორმულას აქვს შემდეგი სახე:

$$\varepsilon_n(t\tau) = \sigma_0 \left[\frac{1}{E(\tau_1)} + C(t\tau_1) \right] + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t_1\tau) \right] \quad (4.1)$$

$C(t\tau)$ – ის აღებულია დაძველების მოდიფიცირებული თეორია, $d\tau$ მიღებულია ადრინდელ ნამუშევრებში.

$$\varepsilon(t\tau_n) = \frac{\sigma(\tau_n)}{E_0} [1 + (\varphi(t) - \varphi(\tau_n)(1 + \omega(\tau_n)) + \theta_0 - m\varphi(\tau_n))] + \frac{1}{E_0} \int_{\tau_n}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} [1 + (\varphi(t) - \varphi(\tau)(1 + \omega(\tau)) + \theta_0 - m\varphi(\tau))] d\tau \quad (4.2)$$

დამუშავებული მეთოდის თანახმად, როცა გამოიყენება ძალების და დაჭიმულობის განსაზღვრის მეთოდი, გაანგარიშება ხდება შემდეგი თანამიმდევრობით:

1. განისაზღვრება ძირითადი უცნობები კონსტრუქციების მოქნილ სტადიაში მუშაობის დროს. ძირითადი უცნობები განისაზღვრება იმავე კვეთებში და სტატიკურ სქემებში, რომელშიც მუშაობენ კონსტრუქციები ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვის მოდების მომენტში ან საძირკვლის დაჯდომის დროს.

თუ კონსტრუქციებს მუშაობის სანყის სტადიაში აქვს n -ჯერ სტატიკური ურკვევი სქემა, ძირითადი უცნობების მაჩვენებლები განისაზღვრება კანონიკური განტოლებიდან.

$$\sum_{i=1}^n x_{i0} \delta_{ij} + x_i \delta_i = \Delta_i (i=1,2,\dots,n) \quad (4.3.)$$

δ_{ij} და Δ_i – დრეკადი გადაადგილებებია მიღებული ძირითად სისტემაში ერთეულ ძალისა და გარე დატვირთვისაგან თანათარღობით ზედმეტი უცნობების მიმართულებით.

δ_i – სვეტების დრეკადი გადაადგილებაა ერთეული ძალებისაგან.

2. განისაზღვრება ძირითადი უცნობების ცვალებადობა, გამონვეული ბეტონის სწრაფდენადი ცოცვადობის განვითარების შედეგად. ძირითადი უცნობების ცვალებადობა განისაზღვრება ალგებრული განტოლებათა სისტემით, რომელთა სახე ანალოგიურია კანონიკური განტოლებისა, როცა კონსტრუქციული მასალის დრეკად სტადიაში მუშაობის შემთხვევაში.

$$x_j = x_{j0} + x_j(\tau p) + x_j(tq)$$

$$\sum_{n=1}^n x_j(\tau_p) \delta_{ij} [(1 + \theta_0 - m\varphi(\tau_p))] + x_i(\tau_p) \delta_i [1 + \theta_0^{0n} - m^{0n} \varphi^{0n}(\tau_p)] = [\nabla i - \sum_{j=1}^n x_{0n} \delta_{0j}] [\theta_0 - m\varphi(\tau_p)]$$

(4.4)

სადაც $X_i(\tau_n)$ -j-იანი ძირითადი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობაა, გამონვეული ბეტონის ცოცვადობის სწრაფდენადი დეფორმაციების ხანგრძლივმოქმედი ძალებისაგან, რომლებიც მოდებულია τ_p დროის მომენტში.

$$\sum_{n=1}^n x_j(\tau_q) \delta_{ij} \zeta [\varphi(tq), \varphi(\tau_p)] + x_i(tq) \delta_i \zeta i [\varphi(t, q) = 1 + \theta_0^{0n} - m^{0n} \varphi^{0n}(\tau_p)] = [\nabla i - \sum_{j=1}^n x_{0n} \delta_{0j}] [\theta_0 - m\varphi(\tau_p)]$$

(4.5)

სადაც $x_j(tq)$ j-იანი ძირითადი უცნობის ცვალებადობის სიდიდეა გამონვეული ბეტონის ცოცვადობის ხანგრძლივად მიმდინარე დეფორმაციებისათვის $t_q - \tau_p$ დროში.

$S[\varphi(tq) \cdot \varphi(\tau_p)]$ კოეფიციენტებია, განსაზღვრული შემდეგი ფორმულებით:

$$\varphi(tq) = \varphi_k [1 - l^{-Btq}]$$

$$\varphi(\tau_p) = \varphi_k [1 - l^{-B\tau_p}]$$

საყრდენის ხანგრძლივად მიმდინარე დეფორმაციების მახასიათებელი კოეფიციენტებია.

4. ზედმეტი უცნობების სიდიდეები დროის მომენტისთვის განისაზღვრებიან ფორმულით:

$$x_j = x_{j0} + x_j(\tau_p) + x_j(tq) \quad (4.6)$$

შენიშვნა: თუ მუდმივად მოქმედი დატვირთვა მოდებულია ეტაპობრივად

დროის შუალედით $(\tau_1 - \tau_0), (\tau_2 - \tau_1), \dots$ მაშინ განტოლებები (4.3), (4.4), (4.5) შედგენილი იქნება აღნიშნული დროის შუალედებისათვის და მიღებული ცვილილებები შესაბამის ძირითადი უცნობებისათვის შეიკრიბებიან. ძირითადი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობა ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის დამთავრებისას განისაზღვრება ფორმულით (4.6), მხოლოდ ამ შემთხვევაში

$$\varphi(t_2) = \varphi_k.$$

5. დაჭიმულობა მუდმივმოქმედი ძალებისაგან და საძირკველი დაჯდომა კვეთებში მიიღება დატვირთვების ჯამიდან, გამოთვლილი ძირითად სისტემაში ამ დატვირთვებისა და მათი ცვლილებებისაგან. გადაადგილება მუდმივმოქმედი დატვირთვებისგან, გამოთვლილია, როგორც ჯამი გადაადგილებებისა დატვირთვის ყველა ეტაპზე, გამონვეული ღრეკადი ძალებისაგან.

6. მუდმივმოქმედი დატვირთვებისგან გადაადგილება გამოითვლება, როგორც ჯამი გადაადგილებების დატვირთვის ყოველივე ეტაპზე, გამონვეული ღრეკადი ძალებით სწრაფდენადი და ნელა დენადი ცოცვადობის დეფორმაციებით. ღრეკადი დეფორმაციების შესაბამისი გადაადგილებები განისაზღვრებიან სამშენებლო მექანიკის მეთოდებით (მაგ. მოქნილი ტვირთის ხერხით).

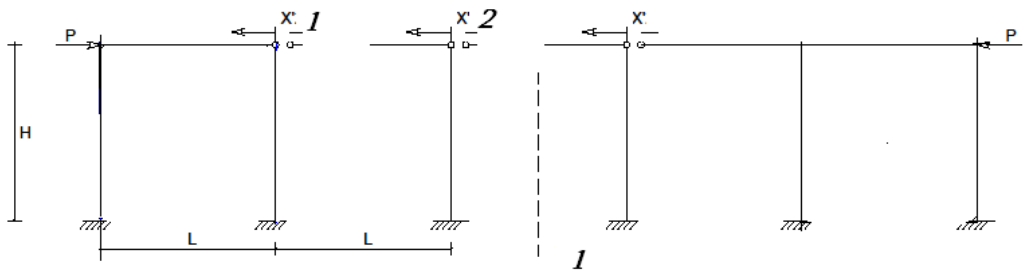
ცოცვადობის სწრაფდენადი დეფორმაციებიდან გადაადგილებები მიიღება შესაბამისი ღრეკადი გადაადგილებების გადამრავლებით l_0 –ზე ცოცვადობის ნელა დენადი დეფორმაციებიდან გადაადგილებები დამოკიდებულია ძალების მოქმედების ხასიათზე, საიდანაც ისინი ვითარდებიან. თუ გადაადგილებები გამონვეულია ღროის ინტერვალში (ნაგებობის) საკუთარი წონისაგან ან წინასწარი დაჭიმულობის ძალების მოდებით, წინასწარი დაჭიმულობის ძალების სანყისი სიდიდე, აგრეთვე მათი ცვალებადობა ცოცვადობის ძალების სწრაფდენადი დეფორმაციების განვითარების შედეგად, მაშინ შესაბამისი ღრეკადი გადაადგილება გადამრავლდება $[\varphi(tq - \varphi(\tau p))]$, სადაც $(tq - \tau p)$ დატვირთვის მოქმედების ღროა.

თუკი გადაადგილება გამონვეულია ღროშიცვალებადი ძალებით (ზედმეტი უცნობების სიდიდეების ცვალებადობა, გამონვეული ცოცვადობის ნელად დენადი დეფორმაციების განვითარების შედეგად) შესაბამისი ღრეკადი გადაადგილებები გადამრავლდებიან S_1 კოეფიციენტზე, რომლისთვისაც არსებობს ცხრილი.

მაშასადამე, წინასწარდაძაბულობის ძალების ცვლილებების კვლევისას ИМС სისტემაში ასანყობი ელემენტების მონტაჟის დროს არმატურის დაჭიმვისას ხანგრძლივი დეფორმაციების გამოთვლა მიდინარეობს დაძველების კლასიკური თეორიის საფუძვლზე, სადაც ცოცვადობის კოეფიციენტი განისაზღვრება ფორმულით:

$$S = \frac{\varphi_k}{1 - l - \varphi_k} \cdot \quad (4.8)$$

აღნიშნული ვარაუდის საფუძველზე დამუშავდა რიცხვითი მაგალითი, სადაც ხანგრძლივი დეფორმაციების გავლენა გათვალისწინებული იყო ეტაპობრივად სართულების მონტაჟისას, იმდენად, რამდენადაც შენობის აგების დროს არმატურის შემდგომი დაჭიმვით მომკუმშავი ძალები კონსტრუქციას გადაეცემიან ეტაპობრივად ე.ი. ყოველი სართულის აშენების შემდეგ. ნახ.4.1-ზე ნაჩვენებია კონსტრუქციის საანგარიშო სქემა პირველ ეტაპზე: აგებულია ერთი სართული, დიაფრაგმა ჯერ არ არის დამონოლითებული სვეტთან, ე.ი. გვაქვს ჩარჩო-ფილოვანი სისტემა. მიმდინარეობს არმატურის დაჭიმვა.



ნახ. 4.1 საანგარიშო სქემა პირველ ეტაპზე

კანონიკური განტოლებები, რომლითაც განსაზღვრულია ძირითადიუცნობები, მუშაობის დრეკად სტადიაში და უცნობები ბეტონის ცოცვადობის შედეგად, ამ დროის შუალედისათვის (ერთი სართულის აშენების დრო) მიღებული ცვილილებებით ჯამდებიან.

იმდენად, რამდენადაც საანგარიშო სქემა სიმეტრიულია ღერძ 1-1-ის მიმართ, რიგელებში წინასწარი დაძაბულობის შედეგად წრმოიქმნება

სიმეტრიული დაძაბულობა $x_1 = x_1^I; x_2 = x_2^I; x_3$ ძალთა მეთოდის კანონიკური

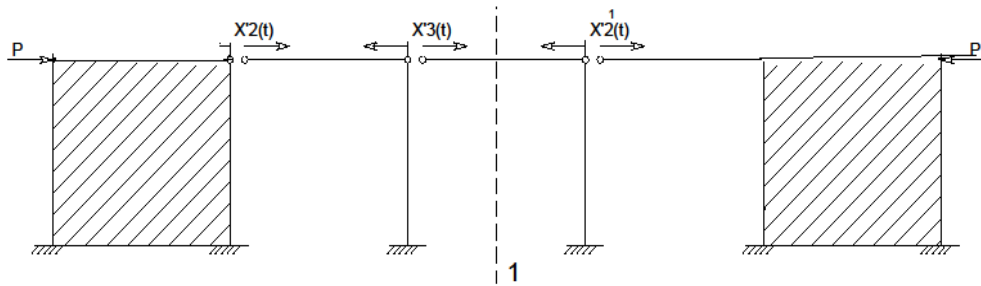
$$\text{განტოლება მიიღებს სახეს: } \begin{cases} \delta_{11}x_1 - \delta_{12}x_2 - \Delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 - \delta_{23}x_3 = 0 \\ -2\delta_{32}x_2 + \delta_{33}x_3 = 0 \end{cases} \quad (4.9)$$

სადაც კოეფიციენტი $\Delta_{1p} = \frac{ph^3}{3E_k I_{k1}}$ დრეკად სტადიაში მოდებული P წინასწარდაძაბული ძალების $x_1 x_2 x_3$ წერტილების გადაადგილებებია ამ ძალების ერთეული მაჩვენებლებისაგან;

E_k და I_k – სვეტის იინერციის მომენტი და დრეკადობის მოდულია.

ამ გადაადგილებების განსაზღვრის დროს გაითვალისწინება საყრდენების დეფორმაცია და რიგელების შეკუმშულობის დეფორმაცია იმდენად, რამდენადაც ისინი განსაზღვრავენ დაძაბულობის ცვალებადობას წინასწარი დაძაბულობის ძალებისაგან.

დიაფრაგმის სვეტებთან დამონოლითების შემდეგ გვაქვს ახალი ჩარჩო-კავშირებიანი სისტემა. ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციები მიმდინარეობს ნახ.4.2.-ზე ნაჩვენები სქემით.



ნახ. 4.2. საანგარიშო სქემა მეორე ეტაჟზე

$x_2(t) = x_2^I(t)$ და $x_3(t)$ უცნობების ცვალებადობაა გამოწვეული ბეტონის ცოცვადობით პირველ ეტაჟზე, ე.ი. მეორე სართულის აგებამდე.

განტოლების სისტემა მიიღებს ასეთ სახეს:

$$\begin{cases} \delta_{22}x_2 - \delta_{12}x(t) + \delta_{22}\varphi_{k1}x_2 - \Delta_{1p} = 0 \\ -2\delta_{32}x_2 + \delta_{33}x_3 = 0 \end{cases} \quad (4.10)$$

დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ x_2 ძალით მოდებული წერტილის დრეკადი გადაადგილება განისაზღვრება შემდეგი ფორმულით:

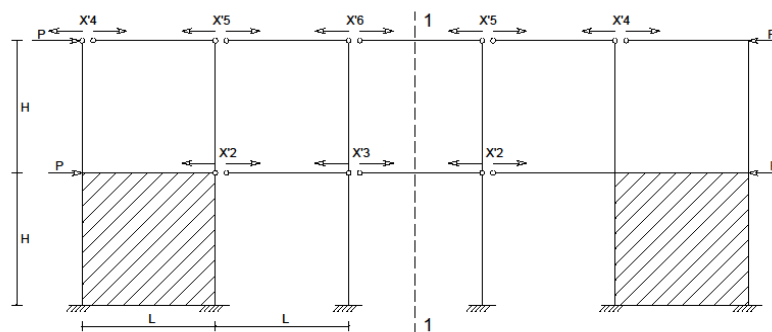
$$\delta_{22}^g = \frac{h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} + \frac{h^3}{3E_k I_k} + \frac{\ell}{E_p I_p} \quad (4.11)$$

სადაც E_τ და G შესაბამისად დრეკადობისა და ძვრის მოდული, I -ინერციის მომენტი და მონოლითებული სვეტისა და დიაფრაგმის კვეთის საერთოფართობის (ნახ.4.3).

ამ ეტაპზე დრეკადი გადაადგილება, გამონვეული მუდმივი x_2 და x_3 დატვირთვებით გადამრავლდება φ_{k1} -ზე, ხოლო გადაადგილება $x_2(t)$ და $x_3(t)$ ცვლადი ძალებით გადამრავლდება S_1 , კოეფიციენტებზე, სადაც φ_{k1} -განგარიშების პირველ ეტაპზე ხანგრძლივად დენადი ბეტონის ცოცვადობის დეფორმაციის მახასიათებელია.

φ_{k1} სიდიდის განსაზღვრა ყოველი ეტაპისთვის უნდა მოხდეს ცოცვადობის დეფორმაციის მატებითი მრუდის მიხედვით რომელიც აგებულია გარემო პირობების ცვალებადობის გათვალისწინებით.

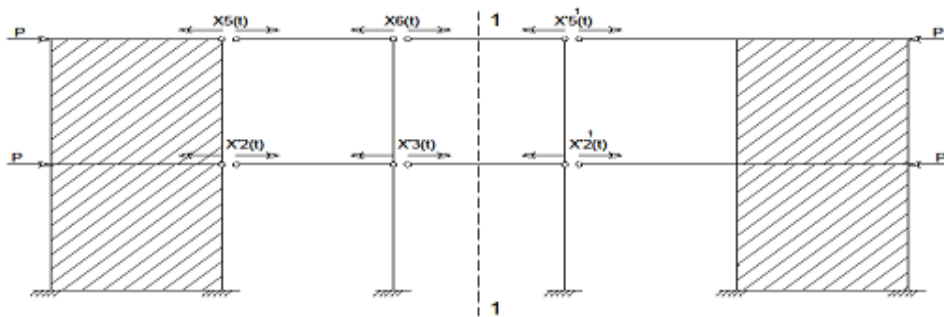
მესამე ეტაპზე დაშენდება მეორე სართული. არმატურის წინასწარი დაჭიმვის დროს მეორე სართულის დონეზე ამ სართულის რიგელებში წარმოიშობა დაძაბულობა x_4^1, x_5^1, x_6^1 , ხოლო პირველი სართულის რიგელებში მეორე სართულზე დაჭიმვის ძალებისაგან x_2^1 და x_3^1 მოხდება დაძაბულობის ცვალებადობა. საანგარიშო სქემა ხუთი (კონსტრუქციების სიმეტრიულობის გამო) უცნობით მოყვანილია 4.3 ნახაზზე.



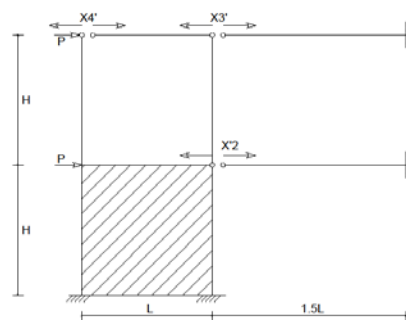
ნახ. 4.3. საანგარიშო სქემა მესამე ეტაპზე

მეორე სართულზე დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ ბეტონის ცოცვადობის შედეგად მოხდება პირველ და მეორე სართულზე ფილის გვერდებზე დაძაბულობის ცვლილება. დაძაბულობის მატება მეოთხე ეტაჟზე გამოისახება ცვალებადი უცნობებით $x_2^1(t)$, $x_3^1(t)$, $x_5^1(t)$ და $x_4^1(t)$ საანგარიშო სქემა მოცემულია 4.4 ნახაზზე.

ასე გავრძელებსა შენობის ნებისმიერი სართულის შემთხვევაში. უცნობების რიცხვი თანდათანობით იზრდება. იმდენად, რამდენადაც შუა სვეტები ოდნავ ცვლის დაძაბულობის სიდიდეს რიგელებში, გაანგარიშებებში შეიძლება მათი უგულებელყოფა და უცნობების რაოდენობის რიცხვის შემცირების მიზნით საანგარიშო სქემა შეიძლება შევცვალოთ მიახლოებითი სქემით, რომლის მიხედვითაც გაანგარიშების შედეგი საკმაოდ სიზუსტით ემთხვევა ძირითადი სქემის მიხედვით მიღებულ შედეგს, მესამე ეტაჟზე მიახლოებით სქემას ეწეება სახე, რომელიც მოყვანილია 4.4 ნახაზზე. ამ ეტაჟზე სისტემა ხუთი უცნობით შეიცვლება სამი უცნობით.



ნახ. 4.4. საანგარიშო სქემა მეოთხე ეტაჟზე



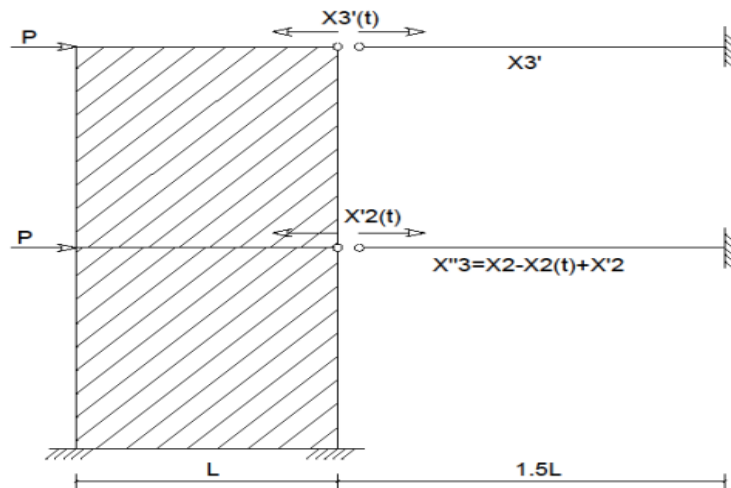
ნახ. 4.5. მესამე ეტაჟის მიახლოებულ საანგარიშო სქემა.

$$\begin{cases} \delta_{22}x_2 - \delta_{25}x_5 - \Delta_{2p} - \Delta_{2p^1} - \Delta_{2p^2} = 0 \\ \delta_{44}x_4 + \delta_{45}x_5 - \Delta_{4p} = 0 \\ \delta_{52}x_2 - \delta_{54}x_4 - \Delta_{5p} - \Delta_{5p^2} = 0 \end{cases} \quad (4.12)$$

აქ გადაადგილებები $\delta_{uu}^1, \delta_{us}^1, \delta_{su}^1$, აგრეთვე გადაადგილებები წინასწარი დაძაბულობულობის ძალებისაგან იქნება ისეთივე, როგორც ძირითადი სქემის დროს, ხოლო $\delta_{ss}^1, \delta_{22}^1, \delta_{25}^1 = \delta_{52}^1$ გადაადგილებას და ფორმულას მიეცემა ასეთი სახე:

$$\begin{aligned} \delta_{55}^1 &= \frac{7h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{2h}{KGF_\tau} + \frac{1,5\ell}{E_p F_p} + \frac{\ell}{3E_k I_k} \\ \delta_{22}^g &= \frac{h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} + \frac{1,5\ell}{E_p I_p} \\ \delta_{25}^! &= \delta_{52}^! = \frac{5h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{h}{KGF_\tau} \quad (4.13) \end{aligned}$$

პირველი ეტაპის მიახლოებით საანგარიშო სქემას ექნება 4.5.ნახაზზე მოცემული სახე.



ნახ. 4.6. მეოთხე ეტაპის მიახლოებული საანგარიშო სქემა

საბოლოოდ მიიღება კანონიკური განტოლებების სისტემა ორი უცნობით.

$$\delta_{22}^g = \frac{8h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{2h}{KGF_\tau} + \frac{1,5\ell}{E_p I_p}$$

$$\Delta_{5p}^I = P \left(\frac{8h^3}{3E_\tau I_\tau} + \frac{2h}{KGF_\tau} \right) \quad (4.14)$$

აქ დეფორმაციები გარდა δ_{55}^1 და Δ_{5p}^I იგივე, რაც წინა ეტაპზე. მითითებული ორი გადაადგილება იცვლება მეორე სართულის დიაფრაგმის გავლენის შედეგად.

განვიხილოთ რიცხვითი მაგალითი: სართულის სიმაღლეა $h=3\text{მ}$, მალის სიგრძე $\ell=3.9\text{მ}$, სვეტის კვეთის ზომებია $0.4 \times 0.4\text{მ}$, რიგელის კვეთი $0.22 \times 0.22\text{მ}$, დიაფრაგმები $3.6 \times 0.3\text{მ}$ ბეტონის დრეკადობის მოდული ყველა ელემენტებისთვის $E=280000 \times 10^5 \text{პა}$, გადახრის მოდული $G=200000 \times 10^5 \text{პა}$. წინასწარი დაჭიმულობის ძალის საწყისი სიდიდე $P=320190\text{ნ}$; კოეფიციენტების გამოთვლის შემდეგ განტოლებების სისტემა პირველ ეტაპზე მიიღებს ასეთ სახეს:

$$\begin{cases} 0,000233077x_1 - 0,000145447x_2 - 4,65303 = 0 \\ 0,00014547x_1 - 0,000298077x_2 - 0,00014547x_3 = 0 \\ -0,00014547x_2 + 0,000147602x_3 = 0 \end{cases}$$

საიდანაც $X_1=307001$, $X_2=298306$ ნ, $X_3=2939756$ და ასე პირველ ეტაპზე, როცა ჯერ კიდევ არ არის დამონოლითებული დიაფრაგმები და ადგილი აქვს ჩარჩო-ფილოვან სქემას, დაჭიმვის ძალები რიგელების სიხისტის ხარჯზე შემცირდება პირველ რიგელში სულ რაღაც 4.12% -ით, მეორეში – 33% -ით, მესამეში 8.12% -ით.

პირველ ეტაპზე, ე.ი. პირველ სართულზე დიაფრაგმის დამონოლითების შემდეგ ვიღებთ $\varphi_{k1}=0.6$; $\varphi_k=0.6 \times 3=1.8$

$$\text{შესაბამისად } S_1=1.8/(1-e^{-1.8})=2.156$$

განტოლების სისტემა მიიღებს სახეს:

$$0,000318739\chi_2(t)-0,00031422\chi_3(t)+0,2123866=0$$

$$0,000314224\chi_2(t)+0,000317646\chi_3(t)-0,239681=0,$$

$$\text{აქედან } \chi_2(t)=-2178456; \chi_3(t)=-2277376.$$

მაშასადამე, დიაფრაგმის დამონოლითების შედეგად წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მცირდება პირველ რიგელში მთელი 68.34% -ით, მეორეში 71.12% -ით. ანგარიშს

მესამე ეტაპზე ვანარმოებთ მიახლოებითი სქემის მიხედვით. განტოლებათა სისტემა მიიღებს ასეთ სახეს $0,000318739x_2(t)-0,00031422 x_5(t) -0.012989=0$

$$0,000314224x_2(t)+0,000317646 x_3(t)- 0,239681=0,$$

$$\text{საიდანაც } x_2^1=1950; \quad x_4^1=309150 \text{ მ}, \quad x_5^1=302625 \text{ მ}$$

მეოთხე ეტაპზე , ე.ი. მეორე სართულზე დიაფრაგმის დამონალითების შემდეგ $\varphi_{k2}=0.4 \quad \varphi_k=0.4 \quad X_3=1.2; \quad S_1=1.2/(1-e^{(-1,8)})=1.717$

$$\begin{cases} 0,000003077x_2^1(t) + 0,0000006483x_5^1(t) + 0,0247518 = 0 \\ 0,00000119194x_2^1(t) + 0,000013512x_5^1(t) + 0,24751347 = 0 \end{cases}$$

$$\text{საიდანაც } x_5^1(t)=181216 \text{ მ}, \quad x_2^1(t)=222665 \text{ მ}.$$

მიახლოებითი სქემით ანგარიშისას მეორე სართულის დიაფრაგმის დამონალითების შემდეგ წინასწარი დაჭიმულობის ძალა მეორე სართულის რიგელში შემცირდა 56.54%-ით, ხოლო პირველი სართულის რიგელში კიდევ 6.96%-ით.

დაჯამდება რა ეს დანაკარგები, ორ სართულზე რიგელების დამონალითების შემდეგ პირველი სართულის რიგელში წინასწარი დაჭიმული სიდიდე ტოლია:

$$298306-217845+1950-22266=60145 \text{ მ}, \text{ რაც წინასწარი დაძაბულობის ძალის } 18.11\% \text{-ს შეადგენს.}$$

არმატურის დაჭიმვის შემდეგ დიაფრაგმის დაყენების დროს ბეტონის ცოცვადობის შედეგად ჩარჩო-ფილოვან კონსტრუქციებში წინასწარი დაჭიმულობის ძალების ცვალებადობის ანალოგიური კვლევა გვიჩვენებს, რომ მოცემულ შემთხვევაში ხანგრძლივად მოქმედი დატვირთვები მოდებულია ერთი სტატიკური სქემით (ჩარჩო-ფილოვანი), ხოლო ცოცვადობის დეფორმაციები ვითარდებიან სხვა (ჩარჩო-ფილურ-კავშირებიანი) სქემით. რის შედეგად ხდება წინასწარდაჭიმულობის ძალების საგრძნობი (82%-მდე) დაცემა დიაფრაგმებს შორის. ამიტომ დიაფრაგმები განთავსებული უნდა იქნეს ჩარჩოს შუა მალეებში.

შემდგომი კვლევები ეხებოდა სისტემის საიმედოობას, რომელიც ეჭვს ბადებდა მისი შემოღებისთანავე ბევრ სპეციალისტს შორის. როგორც ზემოთ იყო აღნიშნული უწყულის სისტემამ უარი თქვა დამკვიდრებულ პრინციპზე გადახურვის ფილის კოჭზე დაყრდნობაზე, საშიშროება იმისა რომ ფილა ექსპლუატაციის პირობებში ჩამოცურდებოდა წინასწარი ძაბვების ვარდნის გამო, იყო და დღესაც რჩება სპეციალისტებისათვის საეჭვო, სწორედ ამ მიზნით ჩატარდა კომპიუტერული კვლევება სისტემის საიმედოობის დასადგენად. შერჩეული სიმტკიცის მახასიათებლები აღებული იქნა ქ. თბილისში გურამიშვილის გამზირზე არსებულ ორი დაუმთავრებელი საცხოვრებელი კორპუსის, ერთი 7 სართულამდე და მეორე სამ სართულამდე. შეიქმნა კომპიუტერული მოდელი, სადაც განიხილებოდა ორი ვარიანტი:

დასახული ამოცანების გადანყვეტა შესაძლებელი გახდა ქ. თბილისის სხვადასხვა უბნებში მდებარე 10 დასრულებული და 2 დაუმთავრებელი 16 სართულიანი კორპუსების მონიტორინგით ნახ.4.7., ნახ.4.8.

16-სართულიანი ათი კორპუსის დათვალიერება-კვლევისას აღმოჩნდა რომ კორპუსებს არ გააჩნიათ ისეთი დეფექტები, რაც ნორმებით არ არის დასაშვები. დასრულებულ და ექსპლუატაციაში მყოფი საცხოვრებელი სახლების მზიდ ელემენტები: სვეტები, გადახურვის ფილები და მონოლითურინაკერები, სადაც განთავსებულია წინასწარდაძაბული არმატურა, მთლიანად ვარგისია ნორმალური ექსპლუატაციისათვის.

მზიდ ელემენტებში არამრღვევი მეთოდით: ხელსაწყო შმიდტის ჩაქუჩით. კონსტრუქციული ელემენტების სხვადასხვა წერტილებში შემოწმდა ბეტონის სიმტკიცე, რომელიც შეადგენდა 30-40%-ით მეტს, ვიდრე პროექტშია მითითებული, რაც მოსალოდნელიც იყო და უნდა მივანეროთ მოკუმბული ბეტონის არაერთგვაროვნებას.



ნახ. 4.7. უეუელის სისტემის შენობები დასრულებული ქ.თბილისში



ნახ.4.8. დაუსრულებული უეუელის სისტემის შენობები ქ.თბილისში (3 და 7 სართული.



ნახ.4.9. შმიდტის ჩაქუჩი.

ნახ.4.10. ქაბვების გაზომვის პროცესი.

კორპუსებში სხვადასხვა სიღიღის წინასწარი მომკუმშავი ძალებისა და განსხვავებული ზომის გადახურვის ფილებში სიმტკიცისა და მომკუმშავი ძალების კვლევით მიღებული შედეგები მოცემულია 1 ცხრილში.

ასაწყობი და მონოლითური რკინაბეტონის ელემენტების ვიზუალური დათვარიელებით კორპუსებში რაიმე დაზიანებები არ დაფიქსირებულა, მაშინ როცა ქ.თბილისში 90-იანი წლიდან დღემდე მომხდარი მიწისძვრების შედეგად მრავალი ახალი კორპუსი მე-2 და მე-3 კატეგორიის დაზიანების სიაშია და მოითხოვს აღდგენა-გაძლიერებას.

საინტერესო შედეგები აჩვენა დაუმთავრებელმა ორმა კორპუსმა (ნახ.4.9, ნახ.4.10). იქ, სადაც დღესაც ღია ცის ქვეშ დგას ერთი მე-7 და მის გვერდით მე-3 სართულამდე შეწყვეტილი კორპუსი, რომელსაც არ გააჩნია არცერთი საინჟინრო კომუნიკაცია, კვანძების ზოგიერთი ნაწილები დაუმონოლითებელია და გაჭიმული არმატურა დაუცველია კოროზიისაგან (ნახ.4.11)



ნახ. 4.11. მონიტორინგი დაუსრულებულშენობებზე ქ.თბილისში

დაუმთავრებელი კორპუსების მზიდი ელემენტები შემონმებული იქნა პირველი სართულიდან მე-6 სართულის ჩათვლით, როგორც ასანცობი ისე მონოლითური უბნები, შემონმდა ასევე განაპირა და შუა კვანძები, სიხისტის დიაფრაგმები. აღებული მაჩვენებლები მოყვანილია 2 ცხრილში. როგორც მე-2 ცხრილიდან ჩანს, მონიტორინგის შედეგად მზიდი ელემენტების

სიმტკიცის მახასიათებლები შეესაბამება და აკმაყოფილებს პროექტით გათვალისწინებულს.

ცხრილი 4.2.

№	გადახურვის ფილა		ასანყ. ბეტონის სიმტკიცე, კუმშვაზე, მპა	მონოლოთ. ბეტონის სიმტკიცე, კუმშვაზე, მპა	წინასწარ დაჭიმული ძალები, კნ
	h, სმ	ზომები, მ			
1	h =22	4,4X5,8	39,0	17,0	240...450
2	h =22	6,0X6,0	30...35	19,0	266...528
3	h =22	6,0X6,0	35,0	32,0	250...480
4	h =22	4,2X4,2	24,5	19,0	254...493
5	h =16	4,2X4,2	31,5	19,9	143...284
6	h =16	4,2X4,2	25,1	25,5	350...380
7	h =22	6,0X6,0	30...35	19,0	266...528

მიმდებარე სამსართულიანი კორპუსიც იგივე მდგომარეობით ასევე დაკავებულია. შენობები ეკონომიკისა და მდგრადი განვითარების სამინისტროს ბალანსზეა.

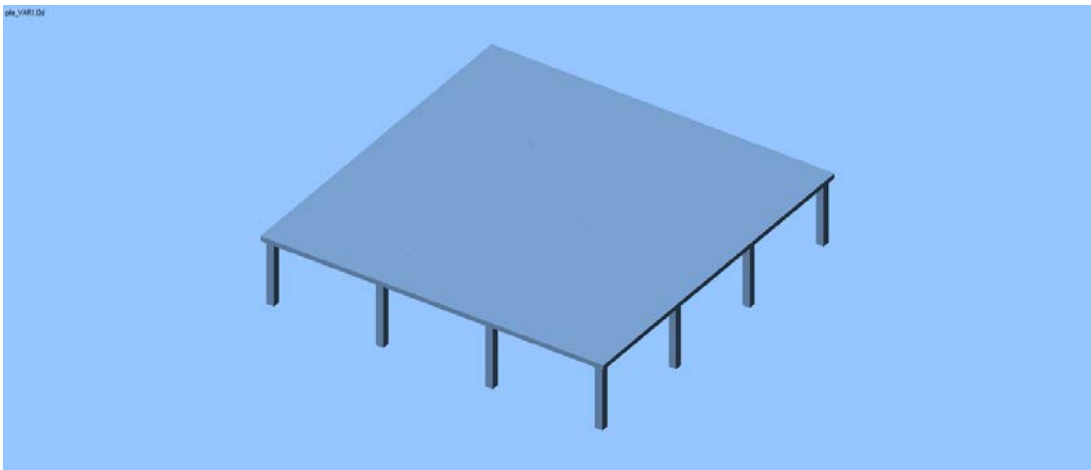


ნახ. 4.12. მზიდი ელემენტების შემოწმების პროცესი

სისტემის საიმედოობის დასადგენად დაუმთავრებელი კორპუსის მონიტორინგის შედეგად ასაწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლების გათვალისწინებით და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRA-SAPR-13 შეშვებით შეიქმნა საანგარიშო მოდელის ორი ვარიანტი და გამოიცადა მუდმივმოქმედ დატვირთვებსა და წინასწარი ძაბვების ზემოქმედებაზე, რომლის შედეგები წარმოდგენილია სქემებსა და სურათებზე.

მოდელში გამოყენებული იყო ობიექტზე აღებული გასაშუალებული მაჩვენებლები) და მაღალი კლასის ბაგროვანი არმატურის K-7 -ის მექანიკური მახასიათებლები (როგორც პროექტით არის მიღებული).

I ვარიანტი. გადახურვის ფილა $h_f = 22$ სმ; B25 კლასის ბეტონი; $R_b = 14.5$ მპა; $V_{ser} = 8 \div 12$ კნ/მ²; ფილა არმირებული იყო $\emptyset 8$ A – I კლასის არმატურით (ორმაგი ბადე 150x150 მმ ბიჯით); ფილაში: $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა; სვეტი 40x40 სმ; B25 კლასის $R_b = 14.5$ მპა; $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა; მონოლითური ნაკერი 4x22სმ B25; $R_b = 14.5$ მპა $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა; (ნახ.10).



ნახ.4.13. გადახურვის ფილის მოდელი

II ვარიანტი

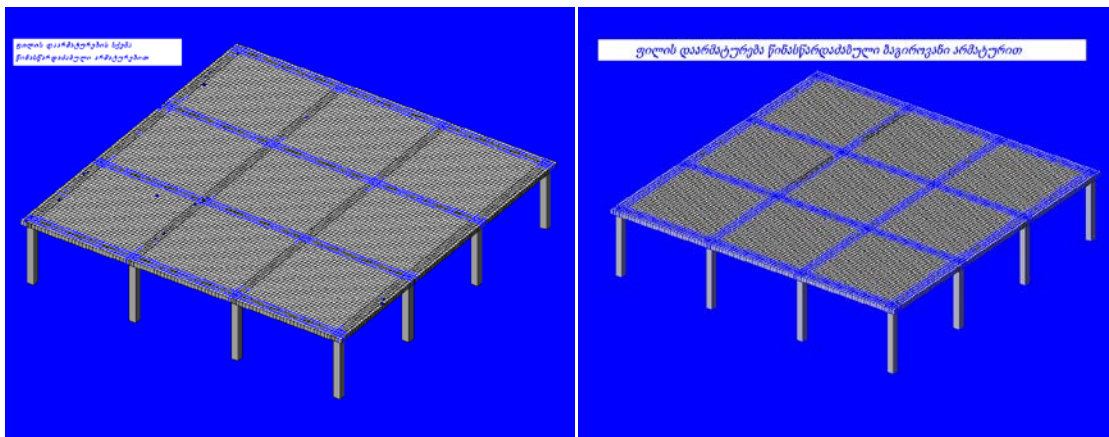
გადახურვის ფილა $h_f = 22$ სმ; B30 კლასის ბეტონი; $R_b = 17$ მპა; $V_{ser} = 8 \div 12$ კნ/მ²; ფილა არმირებული იყო $\emptyset 8$ A – I კლასის არმატურით (ორმაგი ბადე

150x150 მმ ბიჯით); ფილაში: $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ მპა; ასანწყობი სვეტები: 40x40 სმ; B35 კლასისბეტონისაგან $R_b = 19,5$ მპა; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ მპა; მონოლითური ნაკერი (40x220მმ) ბეტონი კლსით B30; $R_b = 14,5$ მპა $E_b = 30,0 \cdot 10^3$ მპა.

ორივე ვარიანტის საანგარიშო სქემა მოცემულია ნახ.11-ზე.

ა)

ბ)



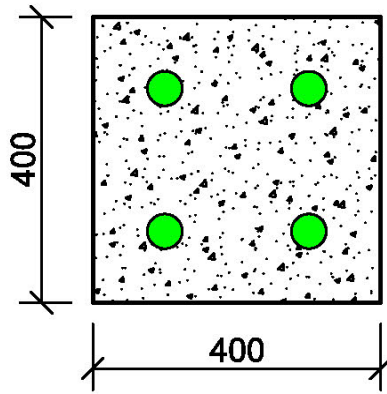
ნახ. 4.14. მოდელის საანგარიშო სქემები:

ა) I ვარიანტი; ბ) II ვარიანტი.

სისტემის საიმედოობის დასადგენად, განვიხილეთ რღვევის იმიტაციის 4 ვარიანტი (ნახ.12), რომელიც შევადარეთ პირველ ეტალონურ ვარიანტს. არმატურის სხვადასხვა მიმართულებით ჩაჭრით გამონვეული რღვევის შემთხვევები და მათი შედეგები, წარმოდგენილია როგორც ნახაზებზე ასევე ცხრილის სახით, კერძოდ, როდესაც არმატურის ჩაჭრა მოხდა მხოლოდ ერთი მიმართულებით (ნახ.12 II ჩაჭრა), დეფორმაციის მაქსიმალური მაჩვენებელი X და Y ღერძების მიმართ შეადგენდა 3,9მმ და მინიმალური 0,0017მმ, ნორმებით დასაშვები ჩალუნვა შეადგენს 4 სმ.

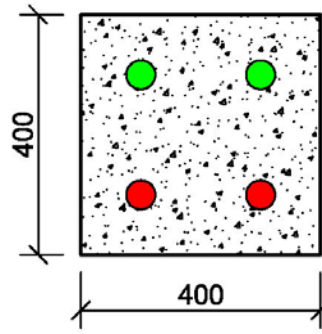
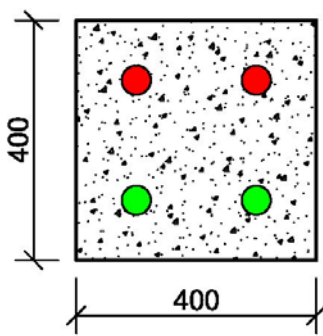
ამრიგად, დაჭიმული ბაგირის ასეთ ჩაჭრას ტრაგიკულ შედეგამდე არ მივყავართ, (იხ.ნახ.4.17) რკინაბეტონის ელემენტი სიხისტის შესაბამისად ახდენს ძაბვების გადანაწილებას მეზობელ ელემენტებზე, რაც შეეხება ფილის დეფორმაციას არმატურის ჩაჭრის შემთხვევაში, მატულობს, მაგრამ აკმაყოფილებს დასაშვები ჩალუნვის პირობას. რაც შეეხება მესამე ვარიანტს,

ეტალონური ნიმუში



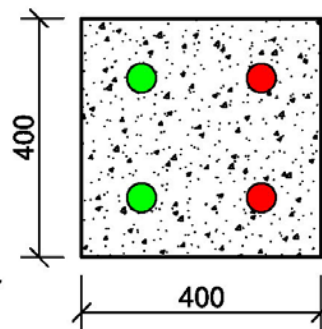
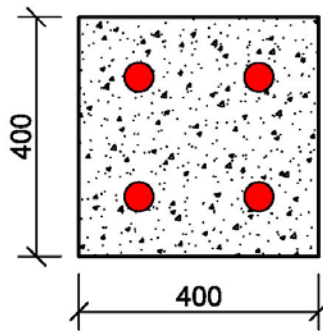
II-ჩატრა

IV-ჩატრა



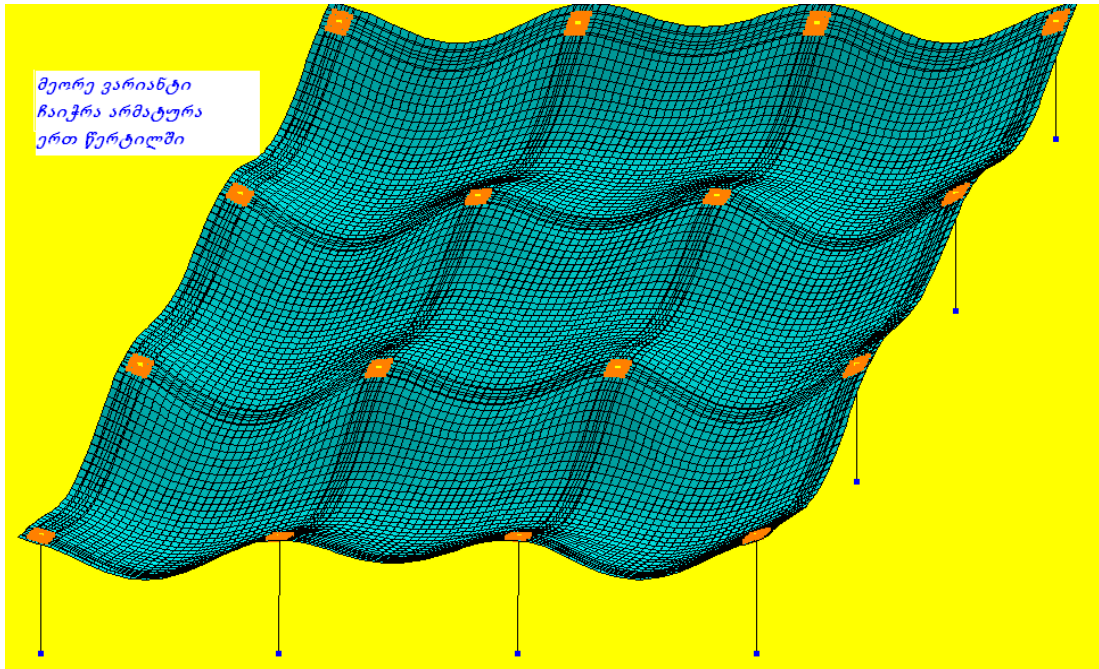
III- ჩატრა

V - ჩატრა



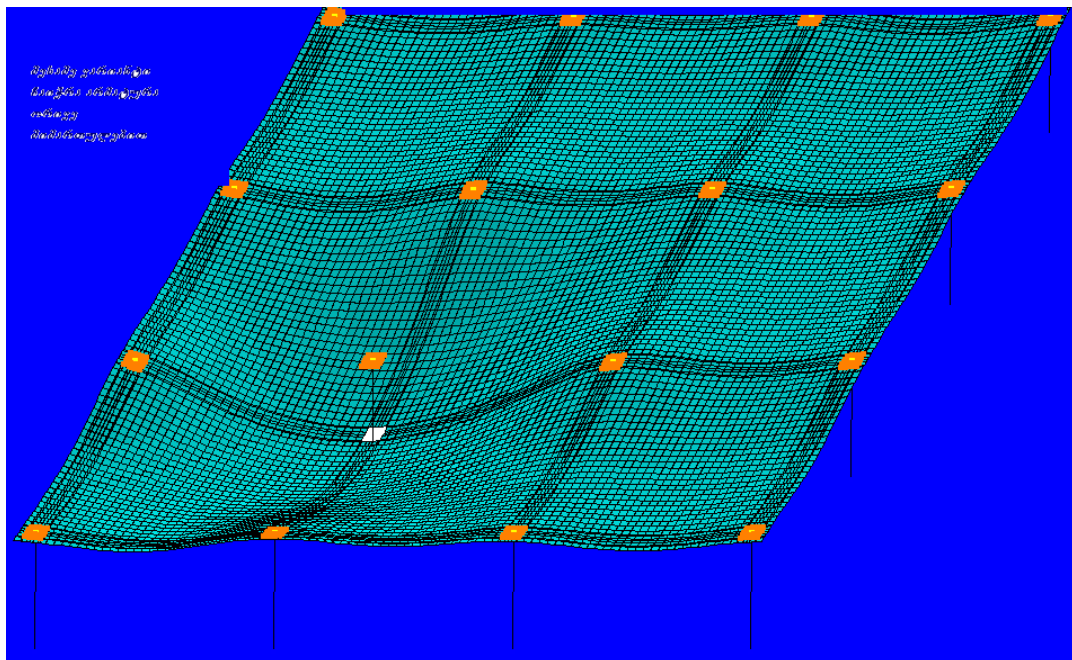
- ჩატრილი ბაზირი
- ჩატრილი (არსებულ) ბაზირი

ნახ.4.15 . არმატურის ჩატრის სქემები

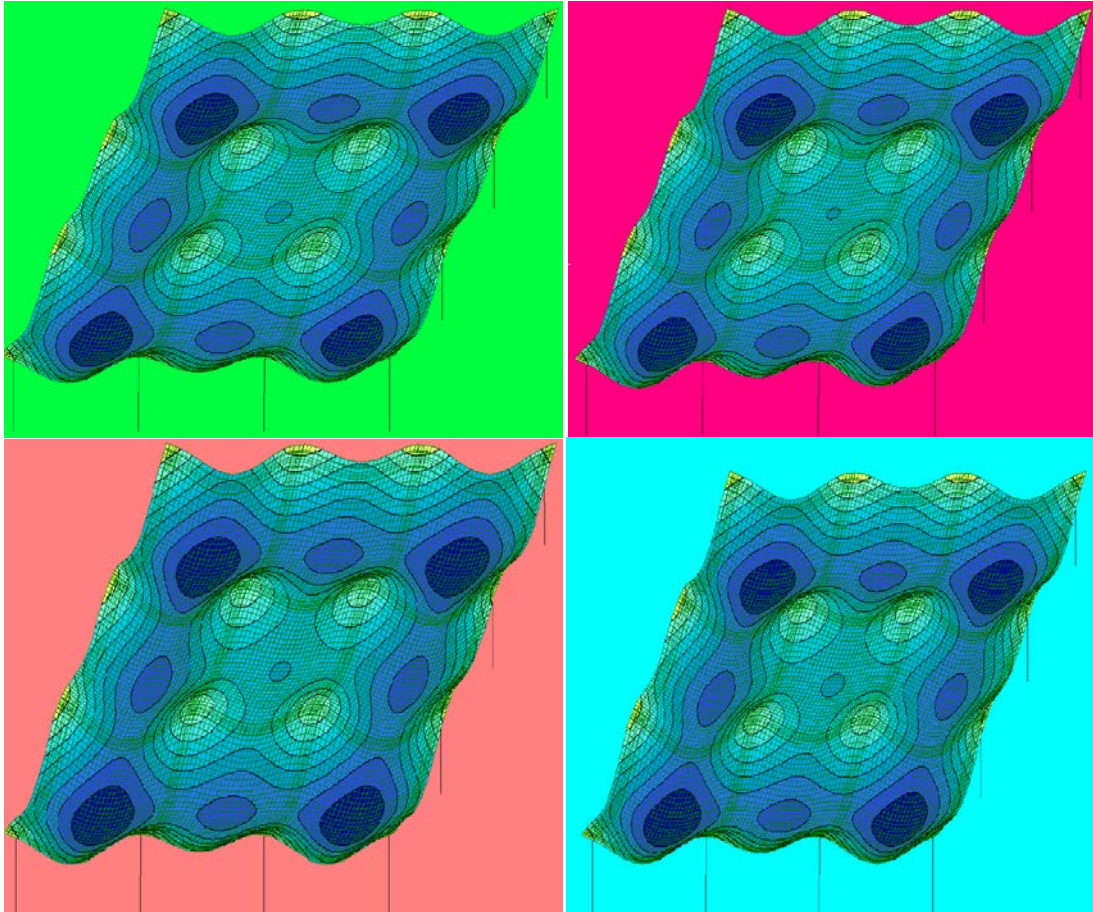


ნახ.4.16. ფილის დეფორმაციის სქემა მეორე ვარიანტი (მაქს. ჩალუნვა 3,88მმ).

ძაბვების მნიშვნელობები ასანცობ და მონოლითურ უბნებში არმატურის ჩაჭრის შემდეგ მაქსიმალური შეადგენს



ნახ.4.17. არმატურის ჩაჭრით მიღებული ჩალუნვა (მაქს.15,1მმ)



ნახ.4.18. ფილის დაძაბულ–დეფორმირებული სქემები არმატურის ჩაჭრისას

აქ არმატურის ჩაჭრა განხორციელდა ოთხივე მხრიდან მხოლოდ შუა მალში, შედეგები მოცემულია ნახაზებზე (12,13,14,15,16), მაქსიმალური გადაადგილება ღერძის მიმართ ემთხვევა ეტალონური ვარიანტის გადაადგილებას, რაც ადასტურებს ვარაუდს იმის შესახებ რომ სისტემის მწყობრიდან გამოყვანა არ შეუძლია ერთი სვეტის ირგვლივ არმატურების ჩაჭრას, გინდ იყოს ეს შემთხვევა განაპირა ან შუა მალში. სხვადასხვა მხრიდან არმატურის ჩაჭრისას მხოლოდ განაპირა მალის გარდა ჩაანკერების სიგრძე სავსებით საკმარისია იმისათვის, რომ არ მოხდეს გადახურვის ფილის დასაშვებზე მეტად ჩალუნვა ან სვეტიდან ჩაცურება.

შიში იმისა, რომ კარკასულ–ჰანელოვანი სისტემა არმატურის დაჭიმვით სამშენებლო პირობებში საიმედოობის თვალსაზრისით

არასაიმედოა, უსაფუძვლოა, რასაც ამტკიცებს მათი 35 წლიანი ექსპლუატაციის პრაქტიკა.

როგორც სადისერტაციო ნაშრომშია აღწერილი “ჟეჟელის“ სისტემის კარკასული 16 სართულიანი საცხოვრებელი სახლები, რომლებიც განკუთვნილი იყო სეისმური რეგიონებისათვის, როგორც ზემოთ ავლნიშნეთ ქ.თბილისშიც იყო აგებული და რამდენიმე ათეული დაუმთავრებელი დარჩა. მათზე გამოკვლევების ჩატარებისა და მიღებული მონაცემების ანალიზის შედეგად შეგვიძლია დავასკვნათ:

ძირითადი დასკვნები

1. ქ. თბილისში „ჟეჟელის სქემით აგებული და ექსპლუატაციაში მყოფი შენობების მონიტორინგმა გვიჩვენა, რომ ცვლილებები დაჭიმულ ბაგირებსა და დამონოლითებულ ბეტონში სიმტკიცის თვალსაზრისით არ შემცირებულა, პირიქით 30–35 წლის შემდეგ რკინაბეტონის ელემენტებში სიმტკიცის მახასიათებლები გაზრდილია 25–30%-ით, რაც დადასტურებულია მრავალი კვლევების ანალიზით ლიტერატურაში.

2. დაჭიმული ბაგირების კვლევებმა გვიჩვენა, რომ მიუხედავად ხანგრძლივი დროის განმავლობაში უმეტესადაც დარჩენილნი, ინარჩუნებენ საპროექტო სიმტკიცეს, დაცულია კოროზიისაგან, საიმედოდ არის ჩაანკერებული.

3. ძაბვები ბეტონში და არმატურაში ასანწყობ გადახურვის ფილებსა და სვეტებში საპროექტო სიდიდის ტოლია და ცვლილებები გაუარესებული არ არის, იგი მომავალი ექსპლუატაციისათვის საიმედოა.

4. გამოკვლეულია ბეტონის ცოცვალობის დეფორმაციით გამოწვეული ძაბვების შემცირება წინასწარდაჭიმულ ბაგირში. კვლევებმა აჩვენა რომ

ბეტონის ცოცვადობას არავითარი გავლენა დაჭიმვის სიდიდეზე ბაგირში არ გამოუწვევია, კონსტრუქციის ზიდვის უნარზე გავლენა არ მოუხდენია.

5. ჩატარებული კომპიუტერული ექსპერიმენტის შედეგად დადსტურდა, რომ დაუსრულებული „ჟეჟელის „ სისტემის 16 სართულიანი სახლების მშენებლობის დასრულება შესაძლებელია მონოლითური კარკასული შენობების მსგავსად, გარკვეული რეკომენდაციების გათვალისწინებით.

6. თეორიული და ექსპერიმენტული კვლევები, რომელიც ასაწყობ და მონოლითურ ელემენტებში მიღებული ბეტონის სიმტკიცის მახასიათებლებითა და საინჟინრო კომპიუტერული პროგრამა LIRA-SAPR-13-ის დახმარებით, მოდელზე შესრულდა, კარკასულ-ბმული სისტემის საიმედოობის დასადგენად, აკმაყოფილებს მასზე წაყენებულ მოთხოვნებს და ადასტურებს მის უპირატესობებს სეისმური რაიონებისათვის.

დაუმთავრებელ კორპუსებზე ჩატარებული მონიტორინგის შედეგების საფუძველზე ვიძლევიტ შემდეგ რეკომენდაციებს მისი საბოლოო დასრულებისათვის.

1. შემოწმდეს და დადგინდეს დაუმთავრებელი კორპუსების ქვეშ განთავსებული გრუნტების ფიზიკურ-მექანიკური მახასიათებლები და მოხდეს არსებული საძირკვლების მდგომარეობის დეტალური შესწავლა, რომლის მიხედვით განისაზღვრება დასაშენებელი სართულების რაოდენობა.

2. სისტემის როგორც თეორიულ, ასევე კომპიუტერულ გაანგარიშებას თავის-თავზე აიღებს ტექნიკური უნივერსიტეტის, სამშენებლო ფაკ-ტის, სამოქალაქო და სამრეწველო მშენებლობის დეპარტამენტი და ზედამხედველობას გაუწევს ასევე მშენებლობის პროცესს.

3. დაუმთავრებელი კორპუსების მშენებლობა უნდა დასრულდეს მონოლითური კარკასული სისტემით, რომელიც უზრუნველყოფს შენობების შემდგომ საიმედო ექსპლუატაციას.

გამოყენებული ლიტერატურა

1. Александровский С. В. Багрий В.Я. Ползучесть бетона при ступе чатых знакопеременных периодических нагрузках. Бетон и железобетон. 1987. №12. С.30-33
2. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. - М. - Л. Гостехиздат. 1952. 324 с.
3. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетона. – М. Стройиздат. 1971. 208 с.
4. Гвинчидзе Г. И., Кизирия Г. В. Некоторые вопросы расчета конструкций с учетом деформаций ползучести ветона/Стат. И динам. Задачи строительных конструкций. Тбилиси 1981. С. 93-121.
5. Гвоздев А. А. Ползучесть бетона и пути ее исследования/Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. – М. Госстройиздат. 1955 С 98-91.
6. Саакян А.С.. Экспериментальное исследование ползучести бетона. Автореф. дисс. на соис. учен. степени д-ра техн. наук. Л. 1967. 52 с.
7. Зевин А.А. К расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом ползучести бетона// Прикладная механика. - 1974. - 10, № 7. - с.93-98.
8. Кизирия Г. В. Методика приближенного определения усилий в многократно статически неопределенных комбинированных конструкциях //сообщения АН ГССР.-1984. XXXУ. №2. С.317-323.
9. Кизирия Г. В., Гвинчидзе Г. И. О новой модификации наследственной теории старения//сообщения АН ГССР.-1981. Т. 104. №1. С.117-120.
10. Лишиц Я. Д., Толочков Ю. Н. К расчету железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона / Теория сооружений. Минск. Вышэйшая школа. 1971. С. 153-163.

11. Чантурия М. Л. Анализ исследования величины изгибающего момента, как функции случайного аргумента при ползучести бетона / Качество и надежность строительных материалов и конструкций в сейсмическом строительстве. Тбилиси. 1990. С.77-77.
12. Щербаков Е. Н. О прогноз величин деформации ползучести и усадки тяжелого бетона в стадии проектирования конструкций//Труды ЦНИИС. 1969. Вып. 70. С.39-13. Казакбаев Ж.К. Эффективная конструктивная система//Строитель.1989.-№5.-с.
14. Казакбаев Ж. К. Сборные железобетонные плиты каркасно панельных– общественных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Дис. . канд. техн. наук. М., 1990. - 144 с.
15. Кимберг А.М. Эффективная конструктивная система каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Методические рекомендации./ ТбилЗНИИЭП. Тбилиси, 1985. - 32 с.
16. Корнилов В.Г. Расчет усилий в перекрытиях каркасных зданий с напрягаемой в процессе монтажа арматурой // Бетон и железобетон. -1988. №7. - с.34-36.
17. Конструкции каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение // КиевЗНИИЭП. Киев, 1987.
18. Конструкции многоэтажных производственных зданий с предварительно напряженными перекрытиями в построечных условиях. Технические решения с технико-экономическим обоснованием //ЦНИИЭПромзданий. М., 1986.
19. Куклис И.И., Райла А.К. Опыт точного натяжения арматурных канатов // Бетон и железобетон.-1990.-№4.- с.43.
20. Кутовой А.Ф. Работа ригелей в составе дисков перекрытий связевого каркаса: Дис. . канд. техн. наук. М., 1985.-245 с.
21. Маркаров Н.А., Филаретов М.Н. Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях в СССР.// Бетон и железобетон.- 1990.- №4. С.17-19.

22. Махвиладзе Л.С. Крупнопанельные здания с напрягаемой арматурой. В кн: Особенности конструирования и расчета. Вып.1. Ярославль: ОНТИ ПТИОМЭС, Минстроя СССР, 1984.
23. Номенклатура изделий каркасно-панельных жилых и общественных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях./ ТбилЗНИИЭП. Тбилиси, 1985.
24. Система унифицированных каркасно-панельных конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Технические решения./ ЦНИИЭПторгово-бытовых зданий и туристских комплексов. М., 1986.
25. Солдатов А.Е. Перекрытия каркасно-панельных зданий из бетона низкой прочности с арматурой, напрягаемой в построечных условиях: Дис. . канд. техн. наук. М., 1991. - 176 с.
26. Филаретов М.Н., Баланчивадзе Л.А. Расчет перекрытий каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях.// Бетон и железобетон. 1990. - №6. - с. 39-41.
27. Бранко Жежел. Югославская система строительства объектов общественного стандарта с эксплуатационно-техническими характеристиками и обзором с Югославии и за рубежом.
28. Система унифицированных каркасно-панельных конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение. /ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов.-М.,1986.
29. Конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях: Техническое решение. /КиевЗНИИЭП- киев, 1987г. /
30. Миткин Г.С. Деформация предварительно напряженных железобетонных плит от внецентренного обжатия напряженной арматурой. Бетон и железобетон. №11,1986, с.5-7.