

მთვარისა თანანაშვილი

ბუნებრივ ფოროვან შემავსებლიანი სატრანსპორტო გვირაბების  
მულტივი სამაგრის გაანგარიშების მეთოდის დამუშავება  
გაყვანის ტექნოლოგიის გათვალისწინებით

წარმოდგენილია დოქტორის აკადემიური ხარისხის  
მოსაპოვებლად

საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი  
თბილისი, 0175, საქართველო  
თვე, წელი

საავტორო უფლება © მთვარისა თანანაშვილი, 2012.

## საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

### სატრანსპორტო და მანქანათმშენებლობის ფაკულტეტი

ჩვენ, ქვემოთ ხელისმომწერი ვადასტურებთ, რომ გავეცანით მთვარისა თანანაშვილის მიერ შესრულებულ სადისერტაციო ნაშრომს დასახელებით: ბუნებრივ ფოროვან შემავსებლიანი სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების მეთოდის დამუშავება გაყვანის ტექნოლოგიის გათვალისწინებით და ვაძლევთ რეკომენდაციას საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტის სატრანსპორტო და მანქანათმშენებლობის ფაკულტეტის სადისერტაციო საბჭოში მის განხილვას დოქტორის აკადემიური ხარისხის მოსაპოვებლად.

თარიღი

ხელმძღვანელი: თამაზ ჭურაძე

რეცენზენტი: გურამ აბაშიძე

რეცენზენტი: რევაზ ცხვედაძე

რეცენზენტი:

# საქართველოს ტექნიკური უნივერსიტეტი

2012 წელი

ავტორი: თანანაშვილი მთვარისა

დასახელება: „ბუნებრივ ფოროვან შემავსებლიანი სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების მეთოდის დამუშავება გაყვანის ტექნოლოგიის გათვალისწინებით.“

ფაკულტეტი : სატრანსპორტო და მანქანათმშენებლობის

ხარისხი: დოქტორი

სხდომა ჩატარდა: თარიღი

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

## მთვარისა თანანაშვილი

---

ავტორის ხელმოწერა

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

ავტორი ირწმუნება, რომ ნაშრომში გამოყენებული საავტორო უფლებებით დაცული 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.

ვუძღვნი ჩემს ოჯახს: მეუღლეს, შვილებს და დედაჩემს, რათა  
ხელი შემიწყვეს. მომცეს საშუალება მემუშავა და ბოლომდე  
მიმეყვანა ჩემი დაწყებული საქმე.

## რეზიუმე

ბეტონი მეტად გავრცელებულ სამშენებლო მასალას წარმოადგენს, იგი ფართოდ გამოიყენება სამრეწველო, სამოქალაქო, ჰიდროტექნიკურ და სატრანსპორტო მშენებლობაში.

მიწისქვეშა ნაგებობების პრაქტიკაში მუდმივი სამაგრის მასალისათვის ფართოდ გამოიყენება ბეტონის სხვადასხვა მოდიფიკაციები (მძიმე მონოლითური ბეტონი, ბეტონის კრებადი კონსტრუქციები, დაწნეხილი ბეტონი, ნაშხეფბეტონი და სხვა).

ამჟამად საქართველოში ძირითადად გამოიყენება მძიმე ბეტონი, რაც შეეხება მსუბუქ ბეტონს, რომლის გამოყენების ტრადიციას საფუძველი ჩაეყარა ჯერ კიდევ გასული საუკუნის 30 წლებში, მან დღემდე ვერ ჰპოვა ფართო გავრცელება, მიუხედავად იმისა, რომ იგი ამცირებს კონსტრუქციის ღირებულებას და სატრანსპორტო ხარჯებს.

ძირითადი მიზეზია მსუბუქი ბეტონის და მისი ნედლეულის სამშენებლო-ტექნიკური თვისებების შესახებ არსებული მწირი მონაცემები და მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების ადეკვატური ხერხი.

ადგილობრივი მასალის გამოყენება წარმოადგენს მშენებლობის დარგის ერთ-ერთ აქტუალურ პრობლემას. სწორედ ამ პრობლემას გვირახმშენებლობის სფეროში ეხება წინამდებარე ნაშრომის ერთი ნაწილი. კერძოდ, მასში, გამოკვლეულია საქართველოს პირობებში სატრანსპორტო გვირაბების მშენებლობაში ადგილობრივ ბუნებრივ ფოროვან შემავსებებზე დამზადებული ბეტონების გამოყენების შესაძლებლობა.

მიწისქვეშა სატრანსპორტო ნაგებობების სამაგრის საერთო მდგომარეობის ძირითად მახასიათებლებს წარმოადგენს წყალგაუმტარობა, ჭიმვადობა, ცოცვადობა, სეისმომდევობა. შესრულებულმა კვლევებმა დაასაბუთა, რომ მსუბუქი ბეტონის წყალგაუმტარობა ძირითადად განისაზღვრება ცემენტის ქვის და არა შემვსებლის გამტარობით. ფოროვანი შემავსებლის მარცვლების გარშემო წარმოიქმნება ცემენტის ქვის გამკვრივებული გარსი, რის შედეგად აღიკვეთება წყლის ფილტრაცია ფოროვანი შემავსებლის გავლით. მაგალითად, კერამზიტო ბეტონის კარგი წყალგაუმტარობა აიხსნება მისი ჩაკეტილი ფორების სტრუქტურით, ფორებში არსებული ჰაერის ჩანართებით. ჰაერის ბუშტუკები ხვდებიან რა ფორებში, რომელთა გავლით შესაძლებელია წყლის ცირკულაცია, იჭედებიან მათ კედლებში და ქმნიან საცობებს. ბეტონში წყლის შეღწევის კვალობაზე იზრდება ჰაერის უკუწნევა და მცირდება წყლის ფილტრაცია. კვლევებმა აჩვენა, რომ კერამზიტო ბეტონის წყალგაუმტარობის ხარისხი უფრო მაღალია, ვიდრე გრანიტის შემვსებზე დამზადებული იმავე სიმტკიცის მქონე ბეტონისათვის.

მიწისქვეშა ნაგებობის სტატიკური მუშაობის თვალსაზრისით დიდი მნიშვნელობა აქვს მისი მასალის ჭიმვადობას. მსუბუქი ბეტონის ჭიმვადობა ორჯერ მეტია ვიდრე ჩვეულებრივი ბეტონის და გამჭიმავი ძაბვების მოქმედებისას მათ უფრო მეტად შეუძლიათ დეფორმირება ბზარების წარმოქმნის გარეშე.

მნიშვნელოვანია ამ თვისების გამოვლინება რკინაბეტონში. პწულუკიდის მონაცემებით არმირება ხელს უწყობს ზღვრული

ჭიმვადობის დონის ზრდას ძაღვების უფრო თანაბარი გადანაწილებისა და ბეტონის არათანაბარი სტრუქტურის გასაშუალების ხარჯზე. ამის შედეგად იზრდება ბეტონის ბზარმდეგობა.

მონოლითური ბეტონის მიწისქვეშა ნაგებობები მუშაობენ არაცენტრალური კუმშვის პირობებში. როგორც წესი, საგვირაბო თაღის კლიტისა და ქუსლების ზონაში ადგილი აქვს არაცენტრალურ კუმშვას დიდი ექსცენტრისიტეტით, როდესაც კვეთის ნაწილში წარმოიქმნება გამჭიმავი ძაბვები. ცხადია ასეთ პირობებში ბეტონის ჭიმვადობის ხარისხს დიდი მნიშვნელობა აქვს.

მძიმე ბეტონთან შედარებით მსუბუქი ბეტონის გაზრდილი ცოცვადობა აუარესებს ღუნვაზე მომუშავე კონსტრუქციის სტატიკური მუშაობის პირობებს, ხელს უწყობს რა მათი ჩაღუნვების ზრდას. უარყოფითად მოქმედებს ეს ფაქტორი წინასწარ დაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობაზეც, იწვევს რა წინასწარი დაძაბვის კარგების ზრდას.

მიწისქვეშა კონსტრუქციებისათვის, გამომდინარე მათი სტატიკური მუშაობების თავისებურებებიდან გრუნტთან ერთობლივი მუშაობის პირობებში, დეფორმაციების ზრდა აუმჯობესებს კონსტრუქციასა და გრუნტს შორის აქტიური ურთიერთქმედების გადანაწილებას, ხელს უწყობს რა უშუალოდ კონსტრუქციის დაძაბული მდგომარეობის ხარისხის დაქვეითებას. აქედან გამომდინარე, მსუბუქი ბეტონი ამ შემთხვევაში უპირატეს მდგომარეობაში არის მძიმე ბეტონთან შედარებით.

სამთო სატრანსპორტო გვირაბების დაპროექტებისას სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინების თანამედროვე მეთოდები საშუალებას იძლევა გააკეთდეს დასკვნა იმის შესახებ, რომ სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული დამატებითი დაძაბული მდგომარეობა მძიმე ბეტონის სამაგრებში მნიშვნელოვნად მეტია, ვიდრე ადგილობრივ ფოროვან შემავსებლებზე დამზადებული მსუბუქი ბეტონის სამაგრებში. სეისმურ ზემოქმედებაზე სატრანსპორტო გვირაბების გაანგარიშებების შედეგების ანალიზიდან ჩანს, რომ ბეტონის დრეკადობის მოდულის შემცირების კვალობაზე მცირდება კონტაქტური ძაბვებისა და შინაგანი ძაღვების საანგარიშო მნიშვნელობები.

ამრიგად, სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრების მასალად ბუნებრივი ფოროვანი შემავსებლებით დამზადებული მსუბუქი ბეტონის გამოყენება საშუალებას იძლევა აიგოს მრავალფეროვანი მიწისქვეშა ნაგებობები უკეთესი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლებით, ვიდრე ტრადიციული მძიმე ბეტონის გამოყენებისას.

ამჟამად დრეკადი ამოცანების გადაწყვეტისას მუდმივ სამაგრზე სამთო წნევის (კონტაქტური ძაბვების) დადგენისას გვირაბი როგორც წესი განიხილება როგორც უსასრულო გრძელი, ე. ი. არ ითვალისწინებენ სანგრევის გავლენას და განიხილება ბრტყელი ამოცანა. ამგვარი წარმოდგენა მართებულია, როცა სამაგრი აიგება სანგრევიდან დიდი ჩამორჩენით (დაახლოებით განივი კვეთის 5-6 ზომის მანხილზე). იმ შემთხვევაში როცა სამაგრი ამოიყვანება უშუალოდ სანგრევთან, მაშინ დრეკადი და პლასტიური დეფორმაციები სამაგრის ამოყვანის კვეთში ვერ ასწრებენ განვითარებას, რადგან კავდებიან სანგრევით.

შემდეგში სანგრევის გადაადგილების გამო ეს დეფორმაციები ვითარდება და ხდება სამაგრის დატვირთვა.

ბრტყელი ამოცანები ამ გარემოებას ვერ ითვალისწინებენ, ამიტომ საჭიროა რთული სამგანზომილებიანი ამოცანის ამოხსნა. რაც ხშირად დაკავშირებულია გადაულახავ მათემატიკური ხასიათის სიძნელეებთან.

ნაშრომში ეს ამოცანა გადაწყვეტილია დრეკადობის თეორიის შესაბამისი ბრტყელი ამოცანის ამოხსნის სანგრევის გავლენის ფუნქციაზე გამრავლებით.

დამუშავებულია სანგრევის გავლენის ფუნქციის გამოყენების ადეკვატური ხერხი. მიწისქვეშა ნაგებობის მექანიკის ამოცანის გადაწყვეტისას სანგრევის გავლენის ფუნქციას სხვადასხვანაირად იყენებენ. ამ ფუნქციის გამოყენების ხერხს დიდი მნიშვნელობა აქვს, რადგან ამ გარემოებას და თვით ფუნქციის წარმოდგენის სახეს გადამწყვეტი მნიშვნელობა აქვს გაანგარიშების სიზუსტისა და მისი მიახლოებისათვის კონსტრუქციის რეალურ მუშაობასთან.

რიგ ნაშრომებში სანგრევის გავლენის ფუნქცია გამოიყენება მასივის წერტილების საწყისი გადაადგილების განსაზღვრისათვის. ასეთ მიდგომას ითვალისწინებს ე. წ. ტექნოლოგიური ღრეჩო და შეიძლება გამოითვალოს დატვირთვის საბოლოო მნიშვნელობა. მაგრამ დატვირთვის შუალედური მნიშვნელობა ასეთ შემთხვევაში მიიღება შემცირებული მნიშვნელობით. სხვა ნაშრომებში შემოთავაზებულია სანგრევის წინსვლის გავლენა სამაგრის დატვირთვის პროცესზე. მაგრამ მათში არ არის გათვალისწინებული სამაგრის ამოყვანის ადგილი, რის გამოც ამ გზით მოღებულ მზარდი დატვირთვა ფაქტობრივს გაუტოლდება მხოლოდ მაშინ, როდესაც სანგრევი გადაადგილდება უსასრულობაში.

აღნიშნული ხარვეზი ჩვენ თავიდან ავიცილეთ სანგრევის გავლენის ფუნქციის ორი ქვეფუნქციის შეტანით, უკვე მასივის მოდელის დამუშავების პროცესში.

სამუშაოში გადაჭრილია ორი მნიშვნელოვანი პრობლემა:

– დამუშავებულია მსუბუქი ბეტონის მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების ხერხი გვირაბის აგების ტექნოლოგიის გათვალისწინებით;

– დადგენილია მუდმივი სამაგრის დეფორმირებადობის (სიხისტის) გავლენა მის დაძაბულ მდგომარეობაზე.

## Abstract

Concrete represents a very common building material; it is widely used in industrial, civil, hydraulic engineering and transport construction.

In the underground facilities practice for permanent support material are widely applied various modifications of concrete (heavy monolithic concrete, precast reinforced concrete structures, pressed concrete, foam concrete and others).

Currently in Georgia is mainly used the heavy concrete, as a light concrete, for that application tradition was founded still in 30-ies of the last century, it has not yet found wide distribution, despite the fact that it reduces the cost of construction and transportation costs.

The main cause of this is the lack of data on light concrete and its raw materials construction - technical properties and of adequate method for permanent support analysis.

The application of local material in the construction industry field represents an urgent problem. Exactly for this problem is concerned in the tunnel construction field one part of the present work. In particular, in it is investigated under the transport tunnels construction conditions possibility of application of concrete made with the application of local natural foam fillers.

As the basic characteristics of underground transport facilities support general state are presented water resistance, stretchability, creeping, seismic stability. The carried out tests proved that the light concrete water resistance is mainly determined due the cement stone, but not the aggregate conductivity. porous aggregate grains around is formed a compacted shell of cement stone, as a result is avoided the water filtration through the porous aggregate. For example, the good water resistance of ceramsite concrete is explained by the closed pores structure with air inclusions in the pores. The air bubbles penetrate in pores, through that water would be circulated, hangs on its walls and create corks. Due the water penetration into the concrete is increasing air back pressure and decreases the water filtration. Studies have shown that level of ceramsite concrete water resistance is higher than for made from granite aggregate concrete.

From the static behavior of underground facilities great importance have the material stretchability. The stretchability of lightweight concrete is two times more



than routine concrete and under the impact of tensile forces they are more capable of deformation without cracks generating.

It is important to reveal these characteristics in reinforced concrete. By P. Tsulukidze data the reinforcement supports to increase the level of limit stretchability due more equal distribution and concrete inhomogeneous structure averaging. As a result is increasing concrete crack resistance.

Monolithic reinforced concrete's underground structures are operating in eccentric compressive conditions. As a rule, in the areas of tunnel arch key and heel occurs eccentric compressive with large eccentricity, when in the part of cross-section are arising tensile forces. It is obvious that in such conditions the great importance has the quality of concrete's stretchability.

In comparison with heavy concrete in light concrete increased creeping deteriorate static operating conditions of structures under bending and promotes of their deflections increasing. These factors are negatively affecting the pre-stressed reinforcement concrete structures behavior that causes the increase pre-stressing losses.

For underground structures, depending on their static behavior features in the combined behavior with ground the deformations growth improves the active interactions distribution between structure and ground, it helps to decrease the quality of the structure's stress mode. Therefore, lightweight concrete in this case is in a privileged position compared to the heavy concrete.

At mining transport tunnels design modern methods of seismic impact consideration gives the possibility to make conclusions on the caused by seismic impact additional stress mode in the heavy concrete supports is significantly more than in the made from local porous aggregates lightweight concrete. From the analysis of transport tunnels seismic impact results is obvious that the due the reducing of concrete modulus of elasticity also decreases the design values of contact stresses and internal forces.

Thus, the application of lightweight concrete made from natural porous aggregates as the transport tunnels supports material gives the possibility to construct variety of underground structures with better technical - economic indicators, than at application of the traditional heavy concrete.

Now to solve the elastic problem at underground pressure (constant stresses) definition in permanent support pressure the tunnel is usually considered as having

infinite length, i.e. is not taken into account the excavation impact and is considered the planar problem. This expression is true, when the supports are constructed with large delay from supports (about the 5-6 times more value of cross-section size). In the case when the support is constructed directly from excavation then elastic and plastic deformations in the supports cross-sections aren't yet developed, because they are stopped by excavation.

Further due the excavation displacement these deformations are developed and become a support loading.

The planar problems didn't taking into account these circumstances, so is required a solution of complex three-dimensional problem that is often the connected with the mathematical nature insurmountable difficulties.

In the work this task is solved according to the theory of elasticity of the function by multiplying on the excavation influence function.

An excavation influence function adequate method is developed. At solution of underground structures mechanics problem the excavation influence function is differently applied. The method of this function application has great importance, because in this circumstance and the function itself expression kind has decisive importance for the calculation accuracy and its approximation of the structure real behavior.

In lot of papers the excavation influence function is applied to identify the array point's initial displacements. This approach takes into account the so called technological clearance and would be calculated the final value of load. But the intermediate value of load in this case is assumed by reduced values. In other works are proposed the excavation progress influence on support loading process. But there are not considered the support construction place, due that applied in such manner increased loading is equal to the actual loading, when the excavation is moved to infinity.

These shortcomings are avoided by introducing the excavation influence function's two sub-functions, already in the array model development process.

In the working are solved two of the most important problem:

Is developed a light concrete permanent support calculating method by taking into account the tunnel construction technology;

Is defined the permanent support deformability(stiffness) influence on its stress mode.

## შინაარსი

შესავალი .....	15
1. ლიტერატურის მიმოხილვა.....	17
1.1. სატრანსპორტო გვირაბების მშენებლობა საზღვარგარეთ და საქართველოში .....	17
1.2. ბუნებრივ ფოროვან შემვსებზე დამზადებული ბეტონის გამოყენების ეფექტურობა .....	19
1.3. სამთო სატრანსპორტო გვირაბების კონსტრუქციების და მასალების თავისებურებანი .....	23
1.4. სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრის სტატიკური გაანგარიშება დეფორმირებად გარემოში .....	26
2. შედეგები და მათი განსჯა .....	42
2.1. სადამოს კარიერის ვულკანური შლაკის მასალის გამოკვლევა, როგორც სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრის მასალა .....	42
2.2. წრიული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის მუდმივი სამაგრის სიხისტის გავლენა მის დამაბულ მდგომარეობაზე .....	47
2.3. ხოკერული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის სამაგრი .....	61
2.4. ხოკერული მოხაზულობის ორლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის მუდმივი სამაგრის სიხისტის გავლენა მის დამაბულ მდგომარეობაზე .....	67
2.5. დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგური .....	86
2.6. დანალექ კლდოვანი ქანებისათვის მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგურის რაციონალური კონსტრუქცია .....	93
2.7. წრიული მოხაზულობის გვირაბის მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების თანამედროვე პერსპექტიული მოდელი .....	99
3. დასკვნა.....	109
გამოყენებული ლიტერატურა .....	112

## ცხრილების ნუსხა

ცხრილი 1	სანგრევის გავლენის ფუნქციის მნიშვნელობები	36
ცხრილი 2	ვულკანური წილის ფიზიკო-მექანიკური თვისებები	42
ცხრილი 3	მსუბუქი ბეტონის შემადგენლობა	43
ცხრილი 4	მსუბუქი ბეტონის სიმტკიცისა და დეფორმირებადობის მახასიათებლები	44
ცხრილი 5	კვარციანი სილისა და ვულკანურ წიდაზე დამზადებული ქვიშ-ცემენტის ხსნარის შედარებითი კოროზიული მედეგობა	45
ცხრილი 6	წრიული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის სამაგრში ძალვების სიდიდეები მსუბუქი და მძიმე 200 მარკის ბეტონის დროს, ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	49
ცხრილი 7	წრიული მოხაზულობის სამაგრის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით 2	51
ცხრილი 8	დრეკადი უკუბჯენა წრიული სამაგრის კონტურზე გრუნტებში, სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	56
ცხრილი 9	წრიული მოხაზულობის სამაგრის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	58
ცხრილი 10	ხოკერული მოხაზულობის სამაგრის გაანგარიშების შედეგები POK-ის პროგრამით	62
ცხრილი 11	ხოკერული მოხაზულობის M 200 მარკის ბეტონის სამაგრი გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	63
ცხრილი 12	ძალვები M 200 მარკის ბეტონის ხოკერული სამაგრის კვეთებში გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტით $f=4$	64
ცხრილი 13	ხოკერული მოხაზულობის სამაგრის მზიდუნარიანობა 3-4 კოეფიციენტის მქონე ქანებში	66
ცხრილი 14	ორლიანდაგიანი რკინიგზის ხოკერული სამაგრის სისქე გრუნტში, სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2 \div 5$	73
ცხრილი 15	შინაგანი ძალვების მნიშვნელობები ყველაზე დამაბულ კვეთებში	86
ცხრილი 16	ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრში ძაბვა გვირაბის თაღის ქანში დაყრდნობის დროს	88
ცხრილი 17	ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრში ძაბვა გვირაბის თაღის ქანში დაყრდნობის დროს წინასწარ დაბეტონებულ კედლებზე	89
ცხრილი 18	ძალვა, მზიდუნარიანობა და ღუნვა თაღის კლიტეში მეტროპოლიტენის ერთთაღიან სადგურში	90
ცხრილი 19		98
ცხრილი 20		98

## ნახაზების ნუსხა

ნახ. 1.	მიწისქვეშა ნაგებობებზე მოქმედი დატვირთვები: ა-მონოლითური სამაგრი; ბ-ანაკრები სამაგრი	26
ნახ. 2.	კედლისა და თალის საანგარიშო სქემა	27
ნახ. 3.	კედლისა და თალის საანგარიშო სისტემა. ქანის პასიური უკუწნევა მოდებულია კედლის მთელ სიმაღლეზე	27
ნახ. 4.	მონოლითური მიწისქვეშა კონსტრუქციის საანგარიშო სისტემა ვინკლერი ფუსის ჰიპოთეზის გამოყენებით	28
ნახ. 5.	წრიული მოხაზულობის სამაგრის საანგარიშო სქემა ა-ბოდროვ-გორელიკის ხერხი, ბ-ბოდროვ-მატერის ხერხი	29
ნახ. 6.	ო. ბუგაიოვას საანგარიშო სისტემა წრიული მოხაზულობის მუდმივი სამაგრისათვის	29
ნახ. 7.	ჰორიზონტალურ გვირაბებში თალის წარმოშობის სქემები: ა-ბირბაუმერის მიხედვით (1913); ბ-რიტერის მიხედვით (1879); გ-ენგესერის მიხედვით (1882); დ-პროტოდიაკონოვის მიხედვით (1908); ე-განმტვირთავი თალის წარმოშობის სავარაუდო მექანიზმი	30
ნახ. 8.	გამონამუშევრის ფორმა გრძივ კვეთში	34
ნახ. 9.	ქანის გადანაცვლებებისადმი სამაგრის წინაღობის საანგარიშო სქემა (ა) და სამაგრის წინაღობის დიაგრამა (ბ)	37
ნახ. 10.	სამაგრის საანგარიშო სქემა მიწისქვეშა ნაგებობების მიხედვით	38
ნახ. 11.	ქანის მასივისა და სამაგრის ურთიერთქმედების დიაგრამა	40
ნახ. 12.	გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილების სქემა	41
ნახ. 13.	გამოკვლეული ბეტონების თვითგამკვრივების მრუდები	46
ნახ. 14.	ერთლიანდაგიანი წრიული სამაგრის სისქით $h=50$ სმ, მღუნავი მომენტების ეპიურა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	48
ნახ. 15.	ძალეების ცვლილების გრაფიკი წრიული მოხაზულობის გვირაბის თალის კლიტეში ქანებში, რომლის სიმაგრის კოეფიციენტია $f=2$ კლიტის სისქის მიხედვით	52
ნახ. 16.	წრიული მოხაზულობის სამაგრის მდგრადობის შესაძლო გრაფიკი კლიტეში სიმაგრის კოეფიციენტით 2 კლიტის სისქის მიხედვით	53
ნახ. 17.	წრიული მოხაზულობის სამაგრის მდგრადობის შესაძლო გრაფიკი მძიმე და მსუბუქი ბეტონისათვის მარკით 150 და 300, გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტით $f=2$	55
ნახ. 18.	გადაადგილების მეთოდის მუდმივი სამაგრის საანგარიშო სქემები	69
ნახ. 19.		71
ნახ. 20.	ორლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის ხოკერული სამაგრის სისქე	74
ნახ. 21.	ორლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის ხოკერული სამაგრის სისქე გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტით	75
ნახ. 22.	სამაგრის I ტიპი (არამდგრად, სუსტი სიმაგრის ძლიერ ბზაროვან ქანებში და პორტალურ უბნებზე, სწორზე)	77
ნახ. 23.	სამაგრის Ia ტიპი (მაგარ და საშუალო სიმაგრის უბზარო ქანებში, მრუდზე)	78

ნახ. 24.	სამაგრის II ტიპი (სუსტ და საშუალო სიმაგრის ძლიერ ბზაროვან ქანებში, სწორზე)	79
ნახ. 25.	სამაგრის IIa ტიპი (სუსტ და საშუალო სიმაგრის ძლიერ ბზაროვან ქანებში, მრუდზე)	80
ნახ. 26.	სამაგრის III ტიპი (საშუალო სიმაგრის უბზარო და მაგარ ქანებში, სწორზე)	81
ნახ. 27.	სამაგრის IIIa ტიპი (საშუალო სიმაგრის უბზარო და მაგარ ქანებში, მრუდზე)	82
ნახ. 28.	სამაგრის საანგარიშო სქემა (ტიპი IIa)	83
ნახ. 29.	შინაგანი ძალებების ეპიურები	85
ნახ. 30.	ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრში თაღის კლიტემი ბეტონის დრეკადობის მოდულთან ძალებების, ექსცენტრისიტეტის, ნორმალური ძაღის კავშირის გრაფიკი	91
ნახ. 31.	ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის თაღოვან კვეთში 150 და 200 მარკის ბეტონის დრეკადობის მოდულის მიხედვით სამაგრის მზიდუნარიანობის ცვლილების გრაფიკი	92
ნახ. 32.	სადგური „პოლიტექნიკური ინსტიტუტის“ კონსტრუქცია	93
ნახ. 33.	სადგური „რკინიგზის სადგური-2“ კონსტრუქცია	94
ნახ. 34.	სადგური „უნივერსიტეტი“	94
ნახ. 35.	„საარბრიუკენის მოედანი“	95
ნახ. 36.	სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 1)	96
ნახ. 37.	სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 2)	97
ნახ. 38.	სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 3)	97
ნახ. 39.	საანგარიშო სქემა	101
ნახ. 40.	დატვირთულ მასივში გამონამუშევრის გაყვანის სრული (ა) ძაბვების განსაზღვრის სქემა, როგორც საწყისი (ბ) და დამატებითი (მოხსნადი) (გ) ძაბვების ჯამი	102
ნახ. 41.	სანგრევის გავლენის ფუნქცია მიღებული სხვადასხვა ავტორების მიერ: 1- ი. ლიბერმანი; 2- ნ. ფოტიევა; 3- თ. ჭურაძე _ ვ. თარხნიშვილი; 4- გ. კრუპენიკოვი; 5- ბ. დენად-ბლანტი მოდელი	104
ნახ. 42.	დამოკიდებულება სანგრევის გავლენის ზონაში სამაგრის დატვირთვის პროცესსა და სანგრევის წინსვლას შორის	106
ნახ. 43.	მლუნავი მომენტების და ნორმალური ძაღების დამოკიდებულება ბეტონის დრეკადობის მოდულზე: 28-ე ფორმულის მიხედვით; 29-ე ფორმულის მიხედვით	107

## შესავალი

სატრანსპორტო მშენებლობისა და ექსპლოატაციის დროს გამოიყენება ფართო ასორტიმენტის ბუნებრივი და ხელოვნური მასალები. ბუნებრივი მასალის დამუშავება ადგილზე წარმოებს უსისტემოდ, ხშირად არ მოწმდება მისი ხარისხი, ყურადღება არ ექცევა სამუშაოს წარმოების ტექნოლოგიას.

ცხადია, რომ მასალებისა და ნედლეულის მიღება უნდა მოხდეს კვალიფიციური პერსონალის მიერ. მშენებლობაზე მასალის მიღების დროს შემოწმდეს მისი ხარისხი. ადგილზე მასალის მოპოვებისა და გადამუშავების პირობებში უნდა ხდებოდეს ნედლეულის მასალის თვისებების დადგენა (მსუბუქი ბეტონის შემადგენლობა, სიმტკიცისა და დეფორმაციული მაჩვენებლები, კოროზიული მედეგობა, ყინვადობა, წყალგაუმტარობა, ჭიმვადობა და სხვა).

მიწისქვეშა ნაგებობების სტატიკური მუშაობის თვალსაზრისით დიდი მნიშვნელობა აქვს მისი მასალის ჭიმვადობას. მსუბუქი ბეტონების ჭიმვადობა ორჯერ მეტია ვიდრე ჩვეულებრივი ბეტონების და გამჭიმავი ძაბვების მოქმედებისას მათ უფრო მეტად შეუძლიათ დეფორმირება ბზარების წარმოქმნის გარეშე.

მნიშვნელოვანია ამ თვისების გამოვლინება რკინაბეტონში. წულუკიძის მონაცემებით არმირება ხელს უწყობს ზღვრული ჭიმვადობის დონის ზრდას ძაბვების უფრო თანაბარი გადანაწილებისა და ბეტონის არათანაბარი სტრუქტურის გასაშუალების ხარჯზე. ამის შედეგად იზრდება ბეტონის ბზარმედეგობა.

მონოლითური ბეტონის მიწისქვეშა ნაგებობები მუშაობენ არაცენტრალური კუმშვის პირობებში. როგორც წესი, საგვირაბო თადის კლიტისა და ქუსლის ზონაში ადგილი აქვს არაცენტრალურ კუმშვას დიდი ექსცენტრისიტეტით, როდესაც კვეთის ნაწილში წარმოიქმნება გამჭიმავი ძაბვები. ცხადია ასეთ პირობებში ბეტონის ჭიმვადობის ხარისხს დიდი მნიშვნელობა აქვს.

მძიმე ბეტონებთან შედარებით მსუბუქი ბეტონების გაზრდილი ცოცვადობა აუარესებს ღუნვაზე მომუშავე კონსტრუქციის სტატიკური მუშაობის პირობებს, ხელს უწყობს რა მათი ჩაღუნვების ზრდას. ეს ფაქტორი უარყოფითად მოქმედებს წინასწარდაძაბული რკინაბეტონის კონსტრუქციების მუშაობაზეც, იწვევს რა წინასწარი დაძაბვის კარგების ზრდას.

მიწისქვეშა კონსტრუქციებისათვის, გამომდინარე მათი სტატიკური მუშაობის თავისებურებებიდან გრუნტთან ერთობლივი მუშაობის პირობებში, დეფორმაციების ზრდა აუმჯობესებს კონსტრუქციასა და გრუნტს შორის აქტიური ურთიერთქმედების გადანაწილებას, ხელს უწყობს რა უშუალოდ კონსტრუქციის დაძაბული მდგომარეობის ხარისხის დაქვეითებას. აქედან გამომდინარე, მსუბუქი ბეტონები ამ შემთხვევაში უპირატეს მდგომარეობაში არიან მძიმე ბეტონებთან შედარებით.

სამთო სატრანსპორტო გვირაბების დაპროექტებისას სეისმური ზემოქმედების გათვალისწინების თანამედროვე მეთოდები საშუალებას იძლევა გაკეთდეს დასკვნა იმის შესახებ, რომ სეისმური ზემოქმედებით გამოწვეული დამატებითი დაძაბული მდგომარეობა მძიმე ბეტონის

სამაგრებში მნიშვნელოვნად მეტია, ვიდრე ადგილობრივ ფოროვან შემავსებლებზე დამზადებული მსუბუქი ბეტონის სამაგრებში. სეისმურ ზემოქმედებაზე სატრანსპორტო გვირაბების გაანგარიშების შედეგების ანალიზიდან ჩანს, რომ ბეტონის დრეკადობის მოდულის შემცირების კვალობაზე მცირდება კონტაქტური ძაბვებისა და შინაგანი ძაღვების საანგარიშო მნიშვნელობები.

ამგვარად, სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრის მასალად ბუნებრივი ფოროვანი შემავსებლებით დამზადებული მსუბუქი ბეტონების გამოყენება საშუალებას იძლევა აიგოს მრავალფეროვანი მიწისქვეშა ნაგებობები უკეთესი ტექნიკურ-ეკონომიკური მაჩვენებლებით, ვიდრე ტრადიციული მძიმე ბეტონის გამოყენებისას.

სამაგრის ქანთა მასივის ურთიერთქმედების და გვირაბის აგების ტექნოლოგიის გავლენა სამაგრზე დატვირთვის პროცესებზე დატვირთვა განისაზღვრება დრეკადობის თეორიის ბრტყელი კონტაქტური ამოცანის ამოხსნის საფუძველზე. ვინაიდან გამონამუშევრის გახსნიდან სამაგრის ამოყვანამდე (მუშაობაში ჩართვამდე) გამონამუშევრის კონტური ასწრებს გარკვეულ დეფორმაციას. საჭიროა ამ ფაქტორის გათვალისწინება სივრცული ამოცანის ამოხსნის საშუალებით.

ამოცანის სივრცული ამოხსნა საჭიროა აგრეთვე სამაგრის დატვირთვაზე სანგრევის გავლენის გასათვალისწინებლად. რადგან სანგრევის შუბლი შემაფერხებელ გავლენას ახდენს გამონამუშევრის გარემომცველ მასივში დრეკადი და პლასტიკური დეფორმაციების განვითარებაზე სანგრევის მიმდინარე ზონაში.

სანგრევის გავლენის ზონაში ამოცანის სივრცული ხასიათის ამა თუ იმ სახით გათვალისწინებლობის აუცილებლობა დაასაბუთა ჯერ კიდევ ი. ლიბერმანმა 1958 წ. თუმცა რაიმე რაოდენობრივი შეფასება მაშინ მას არ მიუცია. ამგვარი ხასიათის პირველ სერიოზულ ნაშრომს წარმოადგენს კ. რუპენეიტის, ი. ლიბერმანისა და ი. პესლიაკის პუბლიკაცია. დღეისათვის ამგვარი რამოდენიმე ამოხსნა არსებობს ძირითადად შესაბამისი ბრტყელი ამოცანის სახით. სანგრევის მიახლოებაში კი ანალოგიური ამოხსნის მიღება დაკავშირებულია დრეკადობის თეორიის საკმაოდ რთულ სამგანზომილებიანი ამოცანის ამოხსნასთან.

ნაშრომში მოცემულია ჩვენს მიერ ხსენებული ამოცანის ორიგინალური საინჟინრო გადაწყვეტა. ამოცანა გადაწყვეტილია ანალიზური მიახლოებითი მეთოდის გამოყენებით.



# 1. ლიტერატურის მიმოხილვა

## 1.1. სატრანსპორტო გვირაბების მშენებლობა საზღვარგარეთ და საქართველოში

ტრანსპორტის მოსალოდნელი განვითარება, მოსახლეობის ზრდა და მობილურობის ფაქტორი თანდათანობით სულ უფრო სოციალურ პოლიტიკურ ასპექტად გვევლინება და ამიტომ საჭიროა ყველა შესაძლო ღონისძიებების გატარება ინფრასტრუქტურის მდგომარეობის გაუმჯობესებაში. გვირაბმშენებლობას უდავოდ გააჩნია ამის ყველა საშუალება. მას დიდი წვლილი შეაქვს სატრანსპორტო პროცესების დაჩქარებაში, გარემოს და ლანდშაფტის დაცვაში. უახლოეს მომავალში ევროპაში მოსალოდნელია 2100 კმ საერთო სიგრძის გვირაბების აშენება. მათ შორის: გერმანიაში – 400 კმ; ავსტრიაში – 260 კმ; იბერიის ნახევარკუნძულზე – 300 კმ; საფრანგეთში – 150 კმ; სკანდინავიის ქვეყნებში – 500 კმ.

იმის გათვალისწინებით რომ, უკანასკნელ პერიოდში საქართველოში საგზაო ინფრასტრუქტურის განვითარება პრიორიტეტული გახდა, ახლო მომავალში დაგეგმილია ქ. თბილისის შემოვლითი ორ ლიანდაგიანი რკინიგზის მშენებლობა, ასევე რკინიგზის მშენებლობა ბაქო-თბილისი-ყარსის მაგისტრალზე, საავტომობილო გვირაბი რიკოთის და გომბორის უღელტეხილებზე და ცხრა გვირაბი თბილისი-ბათუმის მაგისტრალურ ხაზზე [10].

დიდი მნიშვნელობა ენიჭება გვირაბის სამაგრებისათვის ეფექტური სამშენებლო მასალის შერჩევას. ამ მხრივ მსუბუქი ბეტონის მახასიათებლების კვლევა დღეისათვის მეტად აქტუალურია, რადგანაც მიწისქვეშა ნაგებობების ღირებულების 30% მოდის სამაგრის ღირებულებაზე. ამ პრობლემის სიმძაფრე სულ უფრო იზრდება იმასთან დაკავშირებით, რომ საქართველოში ბოლო დროისათვის განვითარებული მოვლენებით სახელმწიფოებრივი მნიშვნელობა ენიჭება მშენებლობებს შეზღუდული ფინანსური, მატერიალური და შრომის დანახარჯებით. ასეთ სიტუაციაში განსაკუთრებულად მნიშვნელოვანია გვირაბის სამაგრისათვის სამშენებლო მასალის რაც შეიძლება

ეფექტური შერჩევა, ამიტომაც ბეტონში მსუბუქი ბუნებრივი შემავსებლის გამოყენება მძიმე ბეტონისგან განსხვავებით, მიწისქვეშა ნაგებობებში არის მეტად მნიშვნელოვანი და აქტუალური საკითხი. [1, 3, 8, 31, 39, 42, 43, 55]

ამასთანავე მიწისქვეშა ნაგებობების რთულ პირობებში მშენებლობისას შესასწავლია მსუბუქი ბეტონის მუშაობის პირობები. უნდა იქნას გამოკვლეული მისი დეფორმაციების მახასიათებლები, კოროზიის მიმართ მედეგობის და სიმტკიცის ხარისხი.

კავკასიაში სატრანსპორტო ჰიდროტექნიკურ მშენებლობაში მსუბუქი ბეტონის გამოყენება დაიწყო გასული საუკუნის 30-იან წლებში. ამავე პერიოდში გამოჩნდა მსუბუქი ბეტონის გამოყენების მიზანშეწონილობაზე პროფ. პ. წულეისკირის ნაშრომი. თუ კი მსუბუქმა ბეტონმა სამრეწველო-სამოქალაქო მშენებლობაში და ასევე ხიდებში დიდი ხნის წინ პოვა გამოყენება, იგი მიწისქვეშა ნაგებობებში პირველად გამოიყენეს ერვენის მეტროპოლიტენისა და ამავე პერიოდში თბილისში მთელი რიგი მიწისქვეშა ჰიდროტექნიკური ნაგებობების მშენებლობაში. [31]

ერვენის მეტროპოლიტენის სამთადიანი დიდი ჩაღრმავების კოლონური ტიპის სადგურის, მეტროპოლიტენის გადასარბენის სამაგრის, სევანის საავტომობილო გვირაბის, იდჟევანის, ახკიხანის, მეგრადზორის სარკინიგზო გვირაბების კვლევამ აჩვენა ოცდაათწლიანი ექსპლოატაციის შემდეგაც სამაგრის მსუბუქი ბეტონის საიმედოობა და ხანმედეგობა. [23, 24]

სამაგრებიდან გამობურღული იქნა „კერნები“ (ნიმუშები). ამ კერნების გამოცდამ დაამოწმა არმბეტონმშენის მიერ მიწისქვეშა ნაგებობებში გამოყენებული მსუბუქი შემავსებლიანი ბეტონის საკმაოდ კარგი სიმტკიცე და ყველა მახასიათებლების დამაკმაყოფილებელი სიდიდე.

## 1.2. ბუნებრივ ფოროვან შემვსებზე დამზადებული ბეტონის გამოყენების ეფექტურობა

ამჟამად სატრანსპორტო გვირაბებში სამაგრად ტრადიციულად გამოიყენებოდა მძიმე ბეტონი. რაც შეეხება მსუბუქ ბეტონს მან ჯერ ვერ ჰპოვა გავრცელება მიუხედავად იმისა, რომ იგი ამცირებს კონსტრუქციის ღირებულებას და სატრანსპორტო ხარჯებს.

საქართველოში მსუბუქი ბეტონის გამოყენების ტრადიციას საფუძველი ჩაეყარა ჯერ კიდევ გასული საუკუნის 30 წლებში აკადემიკოს კ. ზავრიევის მიერ, რომელმაც თეორიულად დაამუშავა მსუბუქი ბეტონის ხიდური კამარის სტატიკური გაანგარიშების საკითხები. სამთო რელიეფის პირობებში ხისტი არმატურის მქონე ხიდების მშენებლობის საკითხები მსუბუქი ბეტონით დამუშავებულია ნ. სლოვინსკის მიერ. ჩვენს ქვეყანაში მსუბუქი რკინა ბეტონი პირველად გამოყენებული იქნა 1932 წელს თბილისის მაცივრის შენობის გადახურვისას. უკვე 1933 წლიდან დაიწყო მსუბუქი რკინა ბეტონის ფართო გამოყენება ისეთ მშენებლობაში როგორცაა ИМЭЛ – თბილისის ფილიალი, მთავრობის სასახლე, დინამოს სტადიონი, ტრიკოტაჟისა და ფეხსაცმლის ფაბრიკა თბილისში და სამკერვალო ფაბრიკა ბათუმში.

სატრანსპორტო მშენებლობაში და კერძოდ ხიდმშენებლობაში 1938-1958 წლებში დასავლეთ საქართველოში მსუბუქი ბეტონით აშენებული იქნა 20-ზე მეტი ხიდი, 4÷30 მ-ის მალეებით სხვადასხვა განსხვავებული კონსტრუქციის: ჩარჩოვანი, კოჭურ-კონსოლური, კამაროვანი და წინასწარდაძაბული. შემავსებლად გამოიყენება ბუნებრივი ფოროვანი სამთო ქანები: პემზა, ტუფი, ტუფოლავა, მსუბუქი კირქვა, სპონგელიტი, კერამზიტი. ძირითადად გამოიყენება დაბალი მარკის მსუბუქი ბეტონი; ორ ხიდში გამოყენებული იქნა ბეტონი მარკით 50; ოთხ ხიდში მარკით –70; სამ ხიდში მარკით –90 და დანარჩენში ერთში მარკით 110, 4-ში მარკით 140, ერთში მარკით –170 და ორში მარკით –200.

საქართველოში ვულკანური წიღის მარაგი რომლის გამოყენება შესაძლებელია 350-400 მარკის მსუბუქი ბეტონისათვის შეადგენს 200 მ<sup>3</sup>

მილიონზე მეტს. წარსულში მათი გამოყენება იაფი სატრანსპორტო საშუალებების არ არსებობის გამო იყო გაძნელებული. მარაბდა-ახალქალაქის სარკინიგზო ხაზის მშენებლობამ, რომელიც აკავშირებს საქართველოს ჩრდილოეთ რაიონებს (სადაც ძირითადად არის ვულკანური წილის საბადოები) დანარჩენ რაიონებთან მნიშვნელოვნად გააიოლა ამ მასალების ტრანსპორტირება მომხმარებელამდე.

ყოველივე ამან ხელი შეუწყო მსუბუქი ბეტონის ფართო გამოყენებას სამოქალაქო-სამრეწველო, სატრანსპორტო და ჰიდროტექნიკური ნაგებობების მშენებლობაში და განაპირობა მსუბუქი ბეტონის საკვლევე-სამეცნიერო სამუშაოების განვითარება. ანალოგიურად მსუბუქმა ბეტონმა ფართო გამოყენება ჰპოვა უცხოეთშიც. ეს ყველაფერი მიუთითებს მის მაღალ ეფექტურობას. [3, 8, 24, 37, 42]

მსუბუქ ბეტონს მთელი რიგი უპირატესობები გააჩნია სხვა სამშენებლო მასალებთან შედარებით. რთული საინჟინრო ნაგებობებისათვის განსაკუთრებით სამშენებლო მასალის ერთ-ერთ უნივერსალურ მაჩვენებლად ითვლება სიმტკიცისა და მოცულობითი წონის თანაფარდობა. პროფესორი სმირნოვი სამშენებლო მასალების შედარებებისათვის იყენებდა კონსტრუქციული ხარისხის კოეფიციენტს, რომელიც წარმოადგენს მასალის კუმშვაზე ზღვრული სიმტკიცისა და მასალის მოცულობით თანაფარდობას.

ეს კოეფიციენტი გამოხატავს მოცემული მასალის სვეტის სიმაღლეს მეტრებში, რომლის ფუძეში საკუთარი წონიდან გამოწვეული ძაბვა ტოლია მასალის კუმშვაზე ზღვრული სიმტკიცისა. ხის მასალისათვის ასეთი კოეფიციენტი ტოლია 3640 მ-ის. აგურის წყობისათვის 139 მ-ის. ფოლადისათვის 5290 მ. მძიმე ბეტონისათვის – 600-დან 2500მ-მდე. მსუბუქი ბეტონისათვის მარკით 75-500 მდე შესაბამისად 750-5090 მ.

ამ კოეფიციენტების შედარებით ნათელია რომ, მძიმე ბეტონისგან განსხვავებით მსუბუქი ბეტონით მიიღწევა მაღალი სიმტკიცე ბევრად უფრო მაღალი საკუთარი წონისას. ამ უპირატესობამ განაპირობა მსუბუქი ბეტონის ფართო გამოყენება ხიდმშენებლობაში, მიუხედავად

იმისა რომ დრეკადობის მოდული მსუბუქი ბეტონისა დაბალია ვიდრე მძიმე ბეტონის.

ხიდმშენებლობაში მსუბუქი ბეტონის დაბალი დრეკადობის მოდული არის ერთ-ერთი უარყოფითი მახასიათებელი. გვირაბმშენებლობაში კი პირიქით, ეს მახასიათებელი არის ერთ-ერთი უპირატესობა.

როგორც კვლევებმა გვიჩვენა მსუბუქი ბეტონის გვირაბის სამაგრის მომატებული დეფორმირება უზრუნველყოფს, რომ ირგვლივ მდებარე გარემო ინტენსიურად ჩაერთოს სამაგრის მუშაობაში.

გარემოს როლის გააქტიურება იწვევს სამაგრში ძაბვების სიდიდეების შემცირებას, ან ნორმალური ძალის გაზრდას და მღუნავი მომენტის შემცირებას. ე. ი. წნევის მრუდის მიახლოებას სამაგრის ღერძთან, ანუ იზრდება არაცენტრალურ კუმშვაზე მომუშავე მიწისქვეშა კონსტრუქციის მზიდუნარიანობა. ამასთანავე ჩნდება შესაძლებლობა დაიხვეწოს სამაგრის კონსტრუქცია, რათა მიღწეული იქნას საჭირო ტექნო-ეკონომიკური ეფექტი. ასე რომ უდავოა მსუბუქი ბეტონის გამოყენება მიწისქვეშა ნაგებობებში. მხედველობაში უნდა მივიღოთ რომ მთელ რიგ შემთხვევებში მშენებარე გვირაბების მახლობლად ხშირად გვხვდება ფოროვანი ქანები, რომლებიც გამოიყენება მსუბუქი ბეტონის შემავსებლად და მათი ღირებულება საგრძნობლად დაბალია ვიდრე ხრეშისა, რომელიც საჭიროებს ტრანსპორტირებას.

იმის გათვალისწინებით რომ, მძიმე ბეტონის შემავსებლები სულ უფრო დეფიციტური ხდება, მსუბუქი ბეტონის გამოყენებას მიწისქვეშა ნაგებობებში ბევრად დიდი უპირატესობა აქვს, თანაც მიიღწევა უფრო მაღალი ტექნო-ეკონომიური ეფექტი.

ბევრი სპეციალისტის აზრით ჰიდროტექნიკური გვირაბების სამაგრებისათვის მიზანშეწონილია მსუბუქი ბეტონის გამოყენება. ჯერ კიდევ 1956 წ. პ. წულუკიძის აზრით მსუბუქი ბეტონის თვისებებიდან აღსანიშნავია დაბალი დრეკადობის მოდული, რის გამოც ვერ მიიღო მან ფართო გამოყენება კონსტრუქციებში, სამაგიეროდ ასეთი ბეტონის გამოყენება მეტად ეფექტური აღმოჩნდა მიწისქვეშა ჰიდროტექნიკური ნაგებობებისთვის.

გამოკვლევებმა აჩვენა რომ მსუბუქ ბეტონს აქვს მთელი რიგი უპირატესობები სატრანსპორტო გვირაბების მშენებლობაში. ასეთ

გვირაბებში სამაგრი ხშირ შემთხვევებში კეთდება ასაწყოები, სადაც მონტაჟისას უდიდესი მნიშვნელობა აქვს ბლოკების წონას.

პროფ. პ. დ. ასტვაცატუროვის მტკიცებით სატრანსპორტო გვირაბების აგებისას უპირატესობა ენიჭება მსუბუქი ბეტონის და რკინა-ბეტონისგან ასაწყოები დიდი ზომის ბლოკების გამოყენებას. ასევე აღსანიშნავია რომ, მსუბუქ ბეტონს აქვს დაბალი დრეკადობის მოდული, რომელიც ამცირებს კონსტრუქციაში ბზარების წარმოშობას და უზრუნველყოფს მის ხანმედევობას.

პროფ. მ. პ. იაკუბოვიჩი წერდა: მსუბუქი ბეტონის შედარებით მაღალი პლასტიკურობა უზრუნველყოფს მის ბზარმედევობას, ამიტომაც ეს მასალა დიდი უპირატესობით გამოიყენება ჰიდროტექნიკური ნაგებობების მშენებლობაში. დაბალი დრეკადობის მოდულის გამო განსაკუთრებით ეფექტურია მსუბუქი ბეტონის გამოყენება სადაწნევო გვირაბების აგებისას. მიზანშეწონილია ასევე მსუბუქი ბეტონის გამოყენება სარკინიგზო და საავტომობილო გვირაბებში. გვირაბის ასაწყოები სამაგრის მონტაჟისას უდიდესი მნიშვნელობა ენიჭება კონსტრუქციის ელემენტების წონას. მსუბუქი ბეტონით ასაკრები ელემენტების ზომების გაზრდა ამცირებს სამონტაჟო ელემენტების რაოდენობას. სამონტაჟო სამუშაოების ოდენობის შემცირება უფრო ნაყოფიერს ხდის მშენებლობის პროცესს.

მიუხედავად იმისა, რომ არსებობს უკვე საკმაოდ გამოცდილება ფოროვანი ბუნებრივი შემავსებლიანი მსუბუქი ბეტონის გამოყენებისა ჰიდროტექნიკურ და სატრანსპორტო გვირაბებში, ფართოდ მაინც არ გამოიყენება მშენებლობაში, რადგან ჯერ კიდევ არ არის საკმაოდ დადასტურებული მსუბუქი ბეტონის ზოგიერთი საჭირო მახასიათებლის უპირატესობები. ასევე ლაპარაკია მასზე დაუსაბუთებელი ზოგიერთ უარყოფით თვისებებზე. ამიტომაც აუცილებელია სატრანსპორტო მშენებლობაში ბუნებრივ ფოროვანი შემავსებლიანი ბეტონის ფართო გამოყენებისათვის შესწავლა და გამოკვლევების ჩატარება მეცნიერულ დონეზე.

### 1.3. სამთო სატრანსპორტო გვირაბების კონსტრუქციების და მასალების თავისებურებანი

სამთო გვირაბის მუდმივი სამაგრის კონსტრუქცია შეიძლება იყოს ხოკერული ან აწეული მოხაზულობის თაღით, სწორი კედლით ან ქანისკენ კედლების მრუდე მოხაზულობით, თუ კი გვირაბი სუსტ ქანშია მაშინ უკუთაღიც. ტიპური სამაგრის მოხაზულობაში სამაგრის სისქე იზრდება კლიტიდან სამაგრის ქუსლამდე, შემდგომში კედლის ფუძემდე. ასეთი სამაგრის სტატიკური მუშაობის გამოკვლევებმა აჩვენა რომ სამაგრის კონსტრუქციის ღერძის გადახრა წნევის მრუდისაგან აღინიშნება კლიტის ან ქუსლის კვეთებში. სწორედ ამ უბნებში ნორმალური ძალების გაზრდილი ექსცენტრისიტეტების გამო გვირაბის კვეთებში წარმოიშვება გამჭიმავი ძაბვები. სატრანსპორტო გვირაბები ხშირად იგება მონოლითური ბეტონისგან – ანუ მასალისგან, რომელიც კარგად მუშაობს კუმშვაზე და მნიშვნელოვნად ცუდად გაჭიმვაზე. გვირაბის სამაგრის კლიტეში კვეთის მზიდუნარიანობა განისაზღვრება ბეტონის მუშაობით გამჭიმავ ძაბვებზე. ამ მხრივ ყველაზე არახელსაყრელ პირობებში იმყოფება კლიტის კვეთი. სხვა შემთხვევებში სამაგრის ღერძი მიახლოებულია წნევის მრუდის მოხაზულობასთან და ზოგიერთ შემთხვევაში ისეთი სიდიდეა, რომ სამაგრი მუშაობს არაცენტრალურ კუმშვაზე მინიმალური ექსცენტრისიტეტით. გაზრდილი მზიდუნარიანობა საშუალებას გვაძლევს შემცირებული იქნას კედლის კვეთი კედლის გარე მოხაზულობის მიახლოებით კედლის შიდა მოხაზულობასთან. ასე რომ მცირდება გვირაბის გამონამუშევარის კვეთის ფართობი და შესაბამისად დასამუშავებელი გრუნტის მოცულობა.

კრებადი კონსტრუქციები არ განიხილება შემდეგი მოსაზრებების გამო. ასაწყობ კონსტრუქციებს აქვთ მთელი რიგი უპირატესობები. ისინი მზადდება რა ქარხნული წესით რკინაბეტონისგან უფრო მეტი სიმტკიცითა და ნაკლები განიკვეთით. ეს კონსტრუქციები მონტაჟისთანავე თავის თავზე იღებს მთელ დატვირთვას. ასევე, გვირაბის აგებისას კრებადი კონსტრუქციების გამოყენება საშუალებას გვაძლევს ამაღლდეს სამუშაოთა მექანიზაციის დონე და მკვეთრად

შემცირდეს მშენებლობის ვადები. ამავდროულად სუსტი ქანების და მძიმე გეოლოგიური პირობების დროს კრებადი კონსტრუქციების გამოყენება განაპირობებს ქანების მექანიზირებულ დამუშავებას და კრებადი სამაგრის აგებას, ხელს უწყობს გვირაბის გაყვანის სიჩქარის ზრდას.

ჩვეულებრივ პირობებში სამთო ხერხით გვირაბის მშენებლობის დროს მიღებულია მონოლითური ბეტონი. რადგანაც კრებადი სამაგრის გამოყენება მოითხოვს შეიქმნას დროებითი შესაბამისი ბაზა მშენებლობის სიახლოვეს, სადაც მოხდება კრებადი კონსტრუქციის დამზადება ქარხნული წესით, რაც ხშირ შემთხვევაში დამოკიდებულია ადგილის რელიეფზე, რომელიც ხშირად მოითხოვს დიდი სამუშაოების ჩატარებას, ასევე დიდ მატერიალურ ხარჯებს, აგრეთვე სხვადასხვა დროებითი ნაგებობების მშენებლობას: სამშენებლო მოედნები, მისასვლელი საავტომობილო გზები, საწყობები და სხვა. ამავდროულად ბეტონის ქარხნების მოშორებით არსებობის შემთხვევაში ადგილი შეიძლება ჰქონდეს გადაზიდვისას კონსტრუქციების დაზიანებას და ტრანსპორტირების ზედმეტ ხარჯებს. სამაგრის კონსტრუქციას როგორც წესი აქვს წრიული კვეთი რის გამოც ხდება ნალისებურ კვეთთან შედარებით განივი კვეთის ზედმეტობა 25 %-მდე. გარდა ამისა კრებადი სამაგრის გამოყენება იწვევს ისეთი დეფიციტური მასალის ხარჯს, როგორც არის მეტალი, იმიტომ რომ ბეტონის არმირება აუცილებელია მისი ტრანსპორტირებისა და მონტაჟის პირობებიდან გამომდინარე. ამასთან ერთად მონოლითური ბეტონი პრაქტიკულად გამორიცხავს მიწისქვეშა კონსტრუქციებში ნაკერებს. ამასთან დაბეტონების პროცესის თანამედროვე საშუალებანი უზრუნველყოფს ამ სამუშაოების მთლიან მექანიზაციას, როგორც ნარევის ტრანსპორტირებისას ისე დაბეტონების პროცესში ლითონის ინვენტარული ქარგილების გამოყენებით. რითაც მიიღწევა სამაგრის შიდა ზედაპირის მაღალი ხარისხი და მოხაზულობის სიზუსტე. მონოლითური ბეტონის გამოყენების უმნიშვნელოვანეს თვისებად ითვლება ის რომ, ამ დროს გამოიყენება ადგილობრივი მასალები.

სამთო გვირაბის აგებისას ერთ-ერთ აქტუალურ საკითხად ითვლება ადგილობრივი მასალების გამოყენება, რაც ამიერკავკასიის



მთავორიან პირობებში უხვად არის და ფოროვანი სამთო ქანები პრობლემას არ წარმოადგენს.

მიწისქვეშა ნაგებობებში გამოყენებული სამაგრი უნდა აკმაყოფილებდეს წყალგაუმტარობის, ყინვამედეგობის და ხანძარსაწინააღმდეგო მოთხოვნებს. სხვადასხვა დანამატების გამოყენებით შეიძლება ნებისმიერი აგრესიული გარემოს გამძლე ბეტონის მიღებაც. სატრანსპორტო გვირაბების ბეტონს ძირითად მოთხოვნად წაყენება მოთხოვნა ხანმედეგობაზე.

ამჟამად ტიპიურ სამაგრებში გამოიყენება მძიმე ბეტონი B-200 კლასის.

მონოლითური კონსტრუქციების აგებისათვის სულ უფრო ფართო გამოყენებას პოულობს ისეთი მასალები, როგორცაა ნაშხეფბეტონი, წნეხბეტონი, პოლიმერბეტონი, თვითდაძაბული ბეტონი და სხვა. ეს მასალები გამოირჩევიან მთელი რიგი უპირატესობებით, ამიტომაც ტარდება მთელი რიგი სამეცნიერო, კვლევითი სამუშაოები ამ მასალების მიწისქვეშა ნაგებობებში გამოყენებისათვის. განსაკუთრებით უპირატესობა ენიჭება გვირაბების კონსტრუქციებში ნაშხეფბეტონისა და წნეხბეტონის გამოყენების დანერგვას.

ამ მასალებთან ერთად მიწისქვეშა ნაგებობების კონსტრუქციებში ერთ-ერთ პერსპექტიულ მასალად მოიაზრება მსუბუქი ბეტონი, დამზადებული ადგილობრივი შემკვებით.

დღეისათვის მსუბუქი ბეტონი, რომელშიც გამოიყენება მიწისქვეშა სამუშაოების დროს წარმოქმნილი ფოროვანი ქანები, სულ უფრო ფართოდ ინერგება გვირაბმშენებლობაში. ნახაზებზე 1, 2, 3, მოყვანილია მსუბუქი ბეტონისგან უკვე აგებული გვირაბების კონსტრუქციები, რომლებიც არანაირად არ ჩამოუვარდება ჩვეულებრივ ბეტონისგან აგებულს.

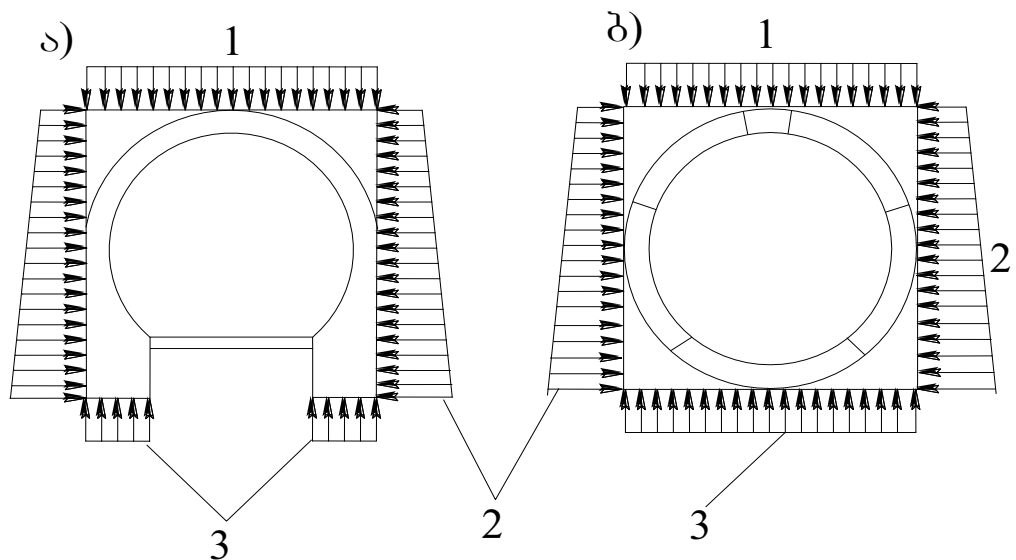
თავისი თვისებებით მსუბუქი ბეტონი ახლოსაა მძიმე ბეტონთან, თუმცა აქვს მთელი რიგი განსხვავებული თვისებებიც, რომელთა მეცნიერული კვლევა აუცილებელია ამ მასალის მიწისქვეშა ნაგებობებში შემდგომში ფართოდ გამოყენებისათვის.

#### 1.4. სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრის სტატიკური გაანგარიშება დეფორმირებად გარემოში

სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების თეორიაში შეიძლება გამოიყოს რამოდენიმე ეტაპი [18, 19].

I ეტაპი (1881 წლამდე). თალის გასაანგარიშებლად გამოიყოფოდა სოლების სტატიკური წონასწორობის ხერხი (იგულისხმებოდა, რომ თალი შედგებოდა ხისტი სოლებისაგან).

II ეტაპი (1881-1912 წ.). პროფ. ხ. გოლოვინმა გამოაქვეყნა სამეცნიერო ნამუშევარი, რომელმაც პირველმა წარმოადგინა მრუდი ძელის დრეკადი გაანგარიშება. ამ ეტაპზე გარემომცველი ქანის ზემოქმედება სამაგრზე განიხილებოდა მხოლოდ დატვირთვის სახით.

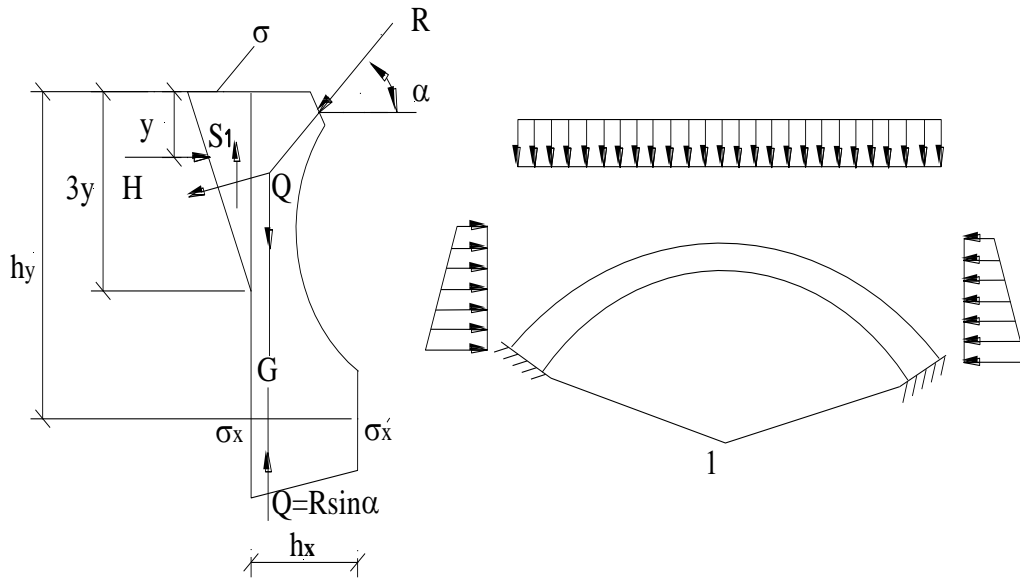


*ნახ. 1. მიწისქვეშა ნაგებობებზე მოქმედი დატვირთვები: ა – მონოლითური სამაგრი; ბ – ანაკრები სამაგრი; 1 – ვერტიკალური წნევა; 2 – გვერდითი წნევა; 3 – ვერტიკალური წნევის გამაწონასწორებელი წნევა გამონამუშევრის ფუძიდან.*

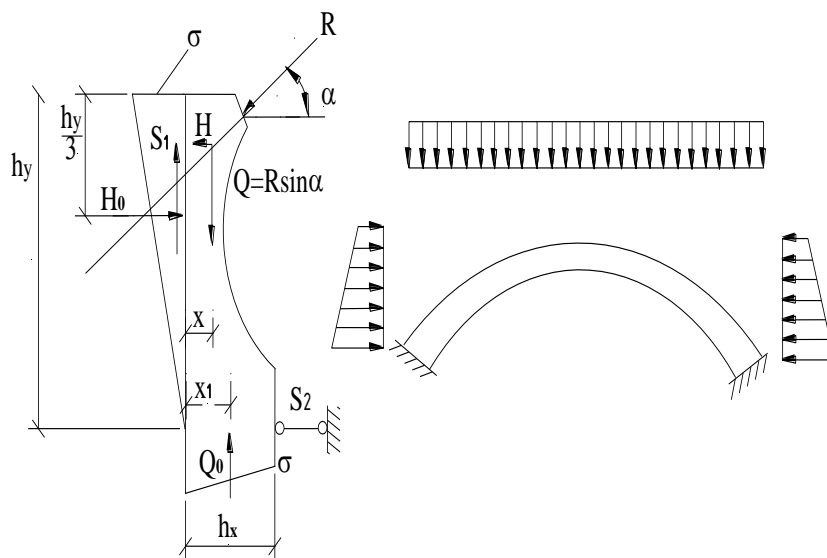
ეს მეთოდი პროფ. ლ. ნიკოლაიმ გამოიყენა სურამის გვირაბის გასაანგარიშებლად.

III ეტაპი. მე-20 საუკუნის პირველ ნახევარში მიწისქვეშა ნაგებობების გაანგარიშების სფეროში გამოქვეყნდა ო. კომერელის, ს. როზანოვის, ი. პიუიტის ნაშრომები. მათ ნაშრომებში სიახლე

მდგომარეობდა გარემომცველი ქანის გავლენის გათვალისწინებაში, როგორც გარემოსი, რომელიც აუმჯობესებს კონსტრუქციის მუშაობას. კერძოდ გათვალისწინებული იყო ქანის უკუწნევა, რომელიც წარმოიშევა ქანისკენ სამაგრის გადაღვივების შედეგად.



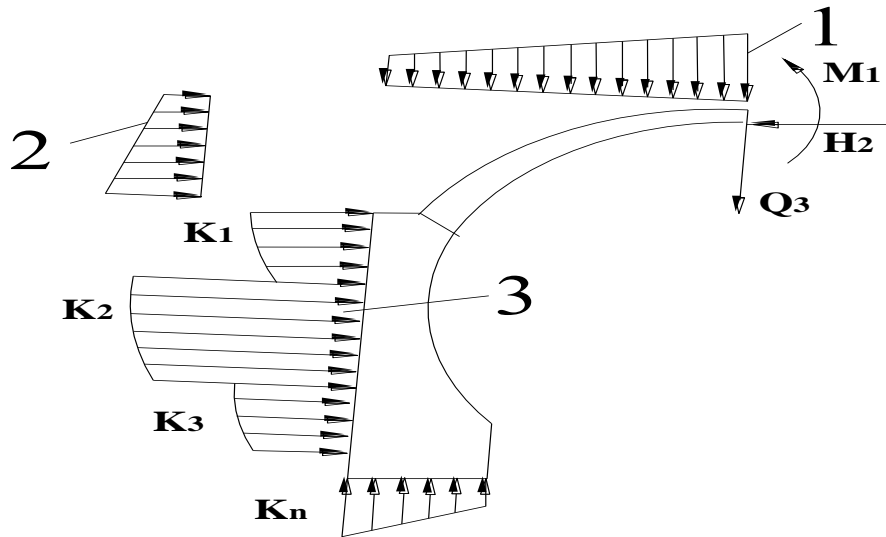
ნახ. 2. კედლისა და თაღის საანგარიშო სქემა. ქანის უკუწნევა მოღებულია კედლის შუა ნაწილში. 1 – ხისტი საყრდენები.



ნახ. 3. კედლის და თაღის საანგარიშო სისტემა. ქანის პასიური უკუწნევა მოღებულია კედლის მთელ სიმაღლეზე.

ნახსენები ხერხების ძირითადი ნაკლი მდგომარეობს კედლისა და თაღის ერთობლივი დეფორმაციის გაუთვალისწინებლობაში.

IV ეტაპი 1934-1935წ. პროფ. ს. დავიდოვმა პირველად დაამუშავა მონოლითური მიწისქვეშა კონსტრუქციის გაანგარიშების ხერხი, როგორც ერთიანი სტატიკურად ურკვევი სისტემა.



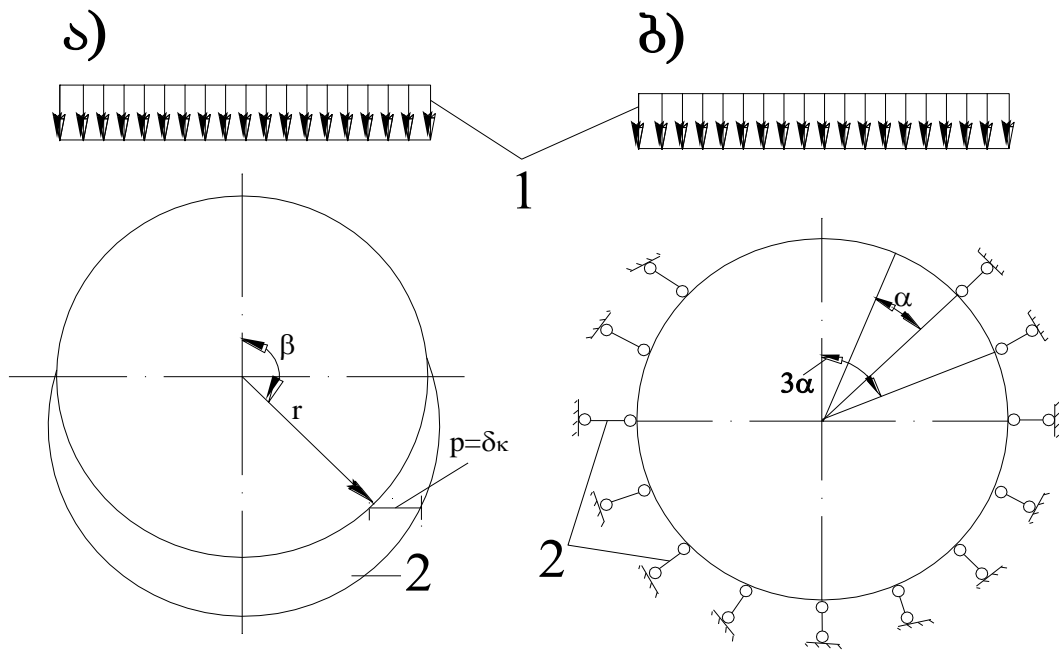
*ნახ. 4. მონოლითური მიწისქვეშა კონსტრუქციის საანგარიშო სისტემა ვინკლური ფუსის პიპოთეზის გამოყენებით.*

1936 წ. მეტროპროექტის ინჟინრებმა ზ. ბოდროვა, გორელიკმა და მატერიმ დაამუშავეს წრიული მოხაზულობის სამაგრის გაანგარიშების ხერხი, რომელიც დღესაც ფართოდ გამოიყენება საანგარიშო პრაქტიკაში.

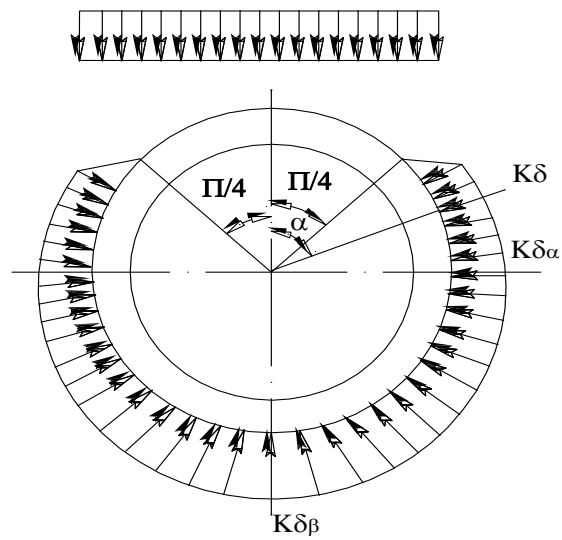
ამ მეთოდის საფუძველზე შემდგომში დამუშავდა სტატიკური გაანგარიშების მრავალი მოდიფიკაციები. ერთ-ერთი მათგანი იყო პროფ. ა. დაუშვილი, რომელმაც დაამუშავა მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების მეთოდი მატრიცული ფორმით, რომელიც გამოაქვეყნა 1972 წ.

ო. ბუგაიოვამ დაამუშავა წრიული მოხაზულობის სამაგრის საანგარიშო მეთოდი. ამ მეთოდში უკუწნევის ეპიურა განისაზღვრება ხუთი წერტილით.

ანალოგიური მეთოდი ხახუნის ძალების გამოყენებით დამუშავებულია ნ. ბურძგლას მიერ.



ნახ. 5. წრიული მოხაზულობის სამაგრის საანგარიშო სქემა  
 ა – ბოლოვებულ გორელის ხერხი; ბ – ბოლოვებულ მატერის ხერხი.



ნახ. 6. ო. ბუგაიოვას საანგარიშო სისტემა წრიული მოხაზულობის მულტივე სამაგრისათვის.

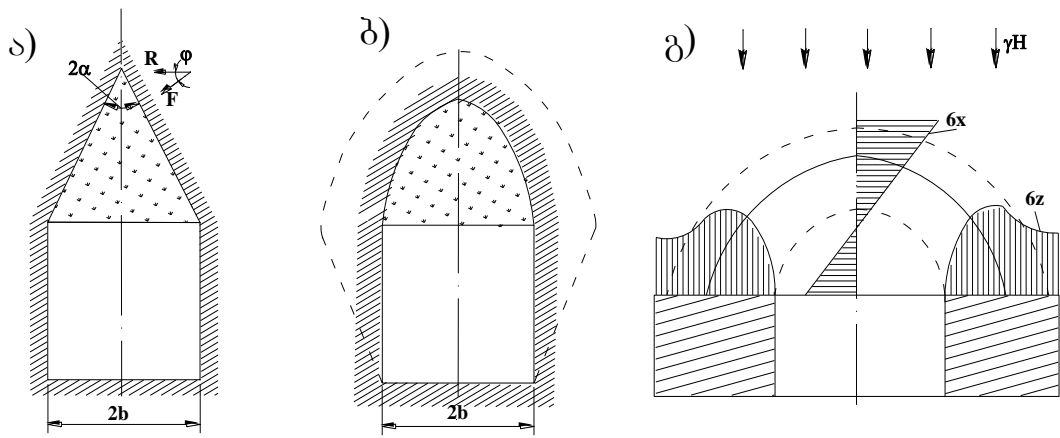
აღსანიშნავია გ. ჭუმბურიძის ჰიდროტექნიკური და სატრანსპორტო გვირაბების გაანგარიშების მეთოდი ზღვრული მდგომარეობით.

მე-20 საუკუნის ბოლომდე, ზემოთ აღნიშნული მეთოდები ფართოდ გამოიყენებოდა მიწისქვეშა ნაგებობების საანგარიშო პრაქტიკაში. ამ მეთოდებით გაანგარიშება სამ სტადიად ხდება:

- გარე დატვირთვების განსაზღვრა;
- შიგა ძალების (ძაბვების) განსაზღვრა;
- კვეთის სიმტკიცის შემოწმება.

ვინაიდან, თვით მიწისქვეშა კონსტრუქციის გაანგარიშება (შიგა ძალების განსაზღვრა, კვეთის სიმტკიცის შემოწმება) დიდ სირთულეებს არ წარმოადგენს, ამიტომ მუდმივი სამაგრის გაანგარიშება გაიგივებული იყო დატვირთვის განსაზღვრასთან (პროგნოზთან). ვარაუდობდნენ, რომ შესწავლიდნენ სამაგრის დატვირთვის კანონზომიერებას და ამგვარად გადაწყვეტდნენ მუდმივი სამაგრის დაპროექტების და გაანგარიშების პრობლემას.

ათეული წლების განმავლობაში სამაგრზე დატვირთვების პრობლემის განსაზღვრით დაკავებულია ექსპერიმენტალური და სამთო ქანების თეორიული მექანიკა (გეომექანიკა). შემოთავაზებული იყო სამთო წნევის მრავალი თეორია (ჰიპოთეზები): ფილების, კოჭების, წნევის თაღის, ჩამოქცევის თაღის და სხვა.



**ნახ. 7. პორიზონტალურ გვირაბებში თაღის წარმოშევის სქემები:**  
 ა - ბირბაუმერის მიხედვით (1913); ბ - რიტერის მიხედვით (1879);  
 გ - ენგესერის მიხედვით (1882); დ - პროტოდიაკონოვის მიხედვით (1908);  
 ე - განტვირთავი თაღის წარმოშევის სავარაუდო მექანიზმი.

მითითებული ჰიპოთეზების ავტორები არიან ცნობილი მეცნიერები: ა. ბირბაუმერი, რიტერი, ენგესერი, პროტოდიაკონოვი, ვ. სლესარევი, პ. ციმბარევიჩი.

მუდმივი სამაგრის მუშაობის ტრადიციული მეთოდების გამოკვლევის პროცესში ჩაისახა ახალი წარმოდგენები, რომლებიც მათთან შეუთავსებელი იყვნენ, მაგრამ გარკვეულ დონემდე ერთად თანაარსებობდნენ. ასეთ ცნებებს მიეკუთვნებიან „სისტემა მასივი-სამაგრი“, „სამაგრის ურთიერთქმედება მასივთან“.

სამთო მექანიკის განვითარებამ საშუალება მოგვცა ერთი ფრიად მნიშვნელოვანი დასკვნის გაკეთებისა, რომელმაც ცხადყო, რომ გარე დატვირთვების განსაზღვრის პრობლემის გადაჭრა სამაგრის კონკრეტული კონსტრუქციის კონკრეტული მასივის განხილვის გარეშე შეუძლებელია. სამაგრისა და მასივის ურთიერთქმედების და მათი ერთობლივი დეფორმირების გამო პრინციპიალურად შეუძლებელია სამაგრის დეფორმირების ცალკე განხილვა. ამგვარი დასკვნა ძალიან მნიშვნელოვანი იყო, ვინაიდან ცხადი გახდა მეცნიერული პოზიციების გადაფასებისა და პრობლემის გადაჭრის ახალი გზების ძიება.

ახალი გზების ძიებამ შესაძლებელი გახადა აკად. გ. სავინის მიერ თავის დროზე შემოთავაზებული სქემის მასივთან სამაგრის კონსტრუქციული ურთიერთმოქმედება, რომელშიც მასივი და სამაგრი განიხილება როგორც ერთიანი დეფორმირებადი სისტემის ახლებურად შეფასება.

ახალ საანგარიშო სქემაზე გადასვლა წარმოადგენდა ხარისხოვან ნახტომს მიწისქვეშა ნაგებობების გაანგარიშების თეორიაში. არსებითად შეიცვალა ცნება „დატვირთვა სამაგრზე“, რომელიც თანდათანობით კარგავს თავის მნიშვნელობას და შეიცვალა ახალი ცნებით „ძაბვები მასივისა და სამაგრის კონტაქტზე“ ან მოკლედ „საკონტაქტო ძაბვები“.

დატვირთვები სამაგრზე – საკონტაქტო ძაბვები აღარ განიხილება როგორც საწყისი მონაცემები, არამედ განიხილება როგორც მასივისა და სამაგრის ერთობლივი მუშაობის შედეგი და განისაზღვრება ერთიანი გაანგარიშების საფუძველზე სამაგრში შიგა ძაღვების (ძაბვების) განსაზღვრით.

ახალ საანგარიშო სქემაზე გადასვლამ წინა ადგლზე წამოწია რთული თეორიული პრობლემები. ტრადიციული საანგარიშო სქემების გამოყენებისას საქმე გვქონდა ელემენტარულ სტატიკურ ურკვევ სისტემებთან: ჩარჩო, დეროვანი სისტემები ან ოდნავ რთულ სისტემასთან დრეკად ფუძეზე, რომელთა გაანგარიშება პრინციპიალურ სირთულეს არ წარმოადგენს.

განსხვავებით გაანგარიშების ტრადიციული სქემებიდან მასივისა და სამაგრის ურთიერთქმედების კონცეფციის გამოყენების შემთხვევაში საქმე გვაქვს მყარი ტანის მექანიკის საკონტაქტო ამოცანებთან (კომპლექსური ცვლადის ანალიზური ფუნქცია, კომფორული გარდასახვის მეთოდი, კოში ტიპის ინტეგრალის თვისებების გამოყენება), ბევრად რთულ მათემატიკურ აპარატთან. ე. ი. შეიძლება გავაკეთოთ დასკვნა, რომ მეოცე საუკუნის ბოლოს სატრანსპორტო გვირაბების მიწისქვეშა ნაგებობების გაანგარიშების თეორიაში შეიქმნა ახალი მიმართულება – მიწისქვეშა ნაგებობების მექანიკა ცნობილი მეცნიერების: შ. აიტალიევის, ჟ. ერჟანოვის, გ. კრუპენიკოვის, კ. რუპენიციის, ნ. ბულიჩევის, ნ. ფოტიევას, ვისურას, ზიტცის და სხვათა ნაშრომების საფუძველზე. ამ მიმართულების განვითარებაში თავისი წვლილი შეიტანეს ქართველმა მეცნიერებმა: ლ. ჯაფარიძემ, თ. ხვადაგიანმა, ვ. თარხნიშვილმა, თ. ჭურაძემ და სხვა. [12, 18, 49, 50]

მიწისქვეშა მექანიკის ამოცანებში სამთო მასივი განიხილება როგორც ნახევარსიბრტყე, რომლის საწყისი დაძაბული მდგომარეობა განისაზღვრება მისი შემადგენელი სამთო ქანების საკუთარი წონით. გარემომცველი ქანების წონით სამაგრში წარმოშობილი ძაბვები შეიძლება განისაზღვროს დრეკადობის თეორიის იმ ბრტყელი კონტაქტური ამოცანის ამოხსნის საფუძველზე, რომელიც განიხილავს წონად გარემოში ჩასმული რგოლის წონასწორობას, როდესაც რგოლისა და გარემოს დეფორმაციული თვისებები განსხვავებულია. ამგვარად დასმული ამოცანის ამოხსნით ნაპოვნი, რგოლში მოქმედი ძაბვების სიდიდე, რამდენადმე აღემატება მათ ფაქტობრივ მნიშვნელობას, რადგან სამაგრის კვეთის გარე კონტურზე მოცემული პირობები  $U_j=U_g$  და  $V_j=V_g$ , რომლებიც ასახავენ სამაგრის გარე კონტურისა და მისი მიმდებარე მასივის წერტილების გადაადგილებათა



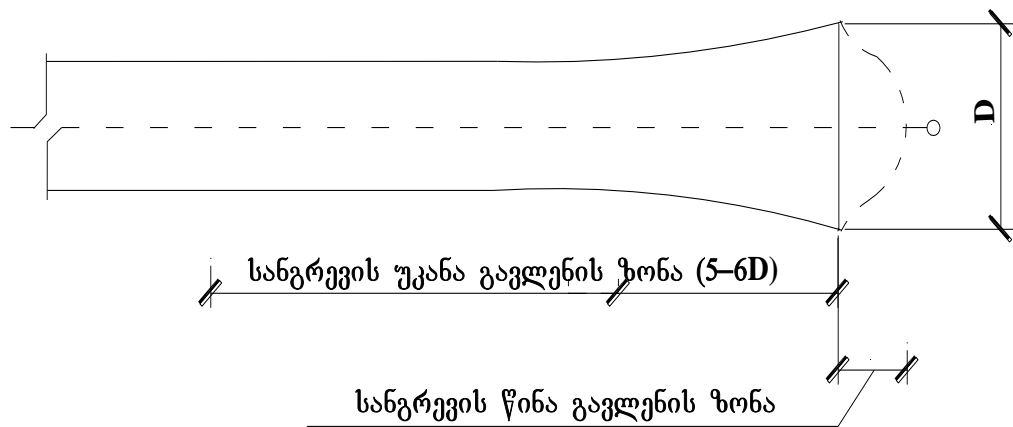
სრულ თანხვედრას, შეესაბამება წონად გარემოში რგოლის მყისიერ მოთავსებას და რგოლისა და გარემოს ერთობლივ მუშაობას უშუალოდ ხერხელის წრმოქმნის მომენტიდან.

საკითხის ასეთი დაყენება ასე თუ ისე მისაღებია მხოლოდ იმ შემთხვევაში, როდესაც სამაგრის ამოყვანა ხდება სანგრევის უშუალო სიახლოვეს. გამონამუშევრის გაყვანის პროცესში სანგრევიდან სამაგრის ამოყვანის ადგილის ჩამორჩენისას, იმ დროში, რაც გადის ქანის დამუშავებიდან სამაგრის ამოყვანამდე (მუშაობაში ჩართვამდე), გამონამუშევრის კონტური ასწრებს გარკვეულად დეფორმირებას, რის გამოც მასივიდან სამაგრზე გადაცემული გადაადგილებების სიდიდე და შესაბამისად სამაგრზე განვითარებული დაწოლა, ანუ მასში განვითარებული ძაბვები მცირდება.

ამ შემთხვევაშიც შესაძლებელია გარემოში მყისიერად ჩასმული რგოლის შესაბამისი ამოცანის განხილვა. მაგრამ სამაგრის ამოყვანის ჩამორჩენის ფაქტორის გასათვალისწინებლად საჭიროა გვირაბის გარემომცველი სამთო ქანების წონა, ანუ სამაგრზე მოქმედი დაწოლა მივიღოთ არა  $U_d(\gamma H)$  და  $V_d(\gamma H)$  ტოლი, არამედ ნაკლები. კონკრეტულად  $U_d(\gamma H) - U_0$  და  $V_d(\gamma H) - V_0$ , სადაც  $U_0$  და  $V_0$  გამონამუშევრის კონტურის წერტილების გადაადგილებებია, რომლებიც განვითარდა მუშაობაში სამაგრის ჩართვამდე. საზოგადოდ  $U_0$  და  $V_0$  სიდიდეები უნდა განისაზღვროს სივრცული ამოცანის ამოხსნის საშუალებით.

ამოცანის სივრცული ამოხსნა საჭიროა აგრეთვე სამაგრის დატვირთვაზე სანგრევის გავლენის გასათვალისწინებლად, რადგან სანგრევის შუბლი შემაფერხებელ გავლენას ახდენს გამონამუშევრის გარემომცველ მასივში დრეკადი და პლასტიკური დეფორმაციების განვითარებაზე სანგრევის მიმდებარე ზონაში (ნახ. 8).

სანგრევის გავლენის ზონაში ამოცანის სივრცული ხასიათის ამა თუ იმ სახით გათვალისწინების აუცილებლობა დაასაბუთა ჯერ კიდევ ი. ლიბერმანმა 1958 წ. [27]. თუმცა რაიმე რაოდენობრივი შეფასება მაშინ არ მიუცია. ამგვარი ხასიათის პირველ სერიოზულ ნაშრომს წარმოადგენს კ. რუპენიტი, ი. ლიბერმანის და ი. პესლიაკის პუბლიკაცია (1962 წ.).



ნახ. 8. გამონამუშევრის ფორმა გრძივ კვეთში

მართალია, ამ ნაშრომში განხილული იყო შვეული ჭაურის სამაგრის გაანგარიშება, მაგრამ ნაშრომში დამუშავებული მეთოდი შეიძლება გამოყენებულ იქნას თარაზული გამონამუშევრებისათვისაც, როდესაც გვერდითი განმბრჯენის კოეფიციენტი ერთის ტოლია.

ნაშრომში ამოცანა შემდგენაირადაა დაყენებული. სამთო მასივი განხილვა როგორც ნახევარსიბრტყე, რომლის საწყისი დაძაბული მდგომარეობა განპირობებულია მხოლოდ საკუთარი წონით. ნახევარსიბრტყის შემადგენელი მასალა მცირე ძაბვების შემთხვევაში ხასიათდება დრეკადი თვისებებით, ხოლო ძაბვის გაზრდისას მასში ვითარდება პლასტიკური დეფორმაციები (თხეების შემთხვევაში), ან იგი მყიფედ ირღვევა (ქვიშაქვები, ფიქალები და ა. შ.). გარდა ამისა მასივის მასალას აქვს ცოცვადობის თვისება, ანუ ახასიათებს გეოლოგიური დეფორმაციები.

გვირახის მშენებლობისას ქანის მასივში ხდება ცილინდრული გამონამუშევრის გაყვანა, რომელშიც გაყვანის კვალობაზე სანგრევიდან გარკვეულ მანძილზე აყენებენ სამაგრს, მუშაობაში სამაგრის ჩართვის მომენტისათვის იმ კვეთში, სადაც ყენდება სამაგრი, უკვე განვითარებულია გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილებები, რომლებსაც საწყისი გადაადგილებები ეწოდება და აღინიშნება  $U_0$ . სამაგრის დაყენებისა და მუშაობაში მისი ჩართვის შემდეგ იგი ეწინააღმდეგება გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილებებს, თუმცა

სამაგრის გარკვეულ დამყოლობასთან დაკავშირებით, კონტურის გადაადგილებები რაღაც სიდიდით კიდევ მატულობს. ეს მატება გამოწვეულია სანგრევის შუბლის წინსვლით სამაგრის ამოყვანის ადგილთან მიმართებაში და ქანის ცოცვადობით. თავის მხრივ სამაგრი დეფორმირდება მასზე გადაცემული მასივის  $p$  დაწოლის შედეგად რაღაც  $U(p)$  სიდიდებზე. საკმაოდ დიდი დროის შემდეგ გამონამუშევრის კონტურზე მყარდება გადაადგილების საბოლოო მნიშვნელობა  $U_{\infty}(p)$ . რადგან სამაგრის რეაქციის ყოველ კონკრეტულ მნიშვნელობას შეესაბამება საბოლოო გადაადგილების სავსებით გარკვეული მნიშვნელობა. ამიტომ

$$U_{\infty}(p) - U_0 = U(p) \quad (1)$$

გადაადგილებათა ერთობლიობის პირობის ეს განტოლება წარმოადგენს სამაგრზე გადაცემული დაწოლის ძირითად განტოლებას. თავისი ფორმით იგი ანალოგიურია ი. როდინის შესაბამისი განტოლებისა. მაგრამ ი. როდინი განიხილავს ბრტყელ ამოცანას და მიუხედავად ამისა თვლის რომ სამაგრი სრულად ითვისებს მასივის გადაადგილებებს, რომლებიც წარმოიქმნება გამონამუშევრის გაყვანისას. ნაშრომში ნაჩვენებია ასეთი მიდგომის ნაკლოვანებები.

განტოლების (1) ანალოგიური განტოლება განიხილა ფ. ელაენკომ (1955 წ.), მაგრამ იგი  $U_0$  სიდიდეს იღებს როგორც სრულ საწყის დრეკად გადაადგილებას ანუ არ ითვალისწინებს გადაადგილებების იმ ნაწილს, რომელიც იმოქმედებს სამაგრზე, თუ ეს უკანასკნელი დაყენებული იქნება სანგრევის მახლობლად.

ამოცანის მოყვანილ გადაწყვეტაში საწყისი გადაადგილება  $U_0$  განისაზღვრება როგორც სანგრევიდან სამაგრის დაყენების დაცილების მანძილის და იმ დროის ფუნქცია, რაც გადის გამონამუშევრის გახსნიდან სამაგრის მუშაობაში ჩართვამდე. შესაბამისი სივრცული ამოცანის გადაწყვეტის სირთულის გამო შემოთავაზებულია ამოცანის მიახლოებითი გადაწყვეტა, რომელსაც საკმაო სიზუსტე გააჩნია. საწყის გადაადგილებას აქვს სახე [27]:

$$U_0 = \frac{1,5\gamma H r_0}{E} f\left(\frac{l}{2R_0}\right) \quad (2)$$

სადაც  $r_0$  – სამაგრის შუახაზის რადიუსია;

$R_0$  – გამონამუშევრის რადიუსია;

$l$  – გამონამუშევრის გაუმაგრებელი ნაწილის სიგრძეა;

$E$  – ქანის დრეკადობის მოდულია;

როგორც ფორმულიდან ჩანს, გადაადგილება განისაზღვრება ორი მამრავლით, ერთი –  $\left(\frac{1,5\gamma H r_0}{E}\right)$  წარმოადგენს ბრტყელი ამოცანის ჩვეულებრივ დრეკად გადაადგილებას (როდესაც  $\nu = 0,5$ ), ხოლო მეორე –  $f\left(\frac{l}{2R_0}\right)$  ითვალისწინებს ამ გადაადგილების შემცირებას სანგრევის გავლენის შედეგად. აქვე მოვიყვანოთ ამ მამრავლის ზოგიერთი მნიშვნელობა [27] მიხედვით (ცხრილი 1).

*ცხრილი 1*

**სანგრევის გავლენის ფუნქციის მნიშვნელობები [27]**

$\frac{l}{2R_0}$	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00	6,00
$f\left(\frac{l}{2R_0}\right)$	0,148	0,306	0,541	0,760	0,880	0,906

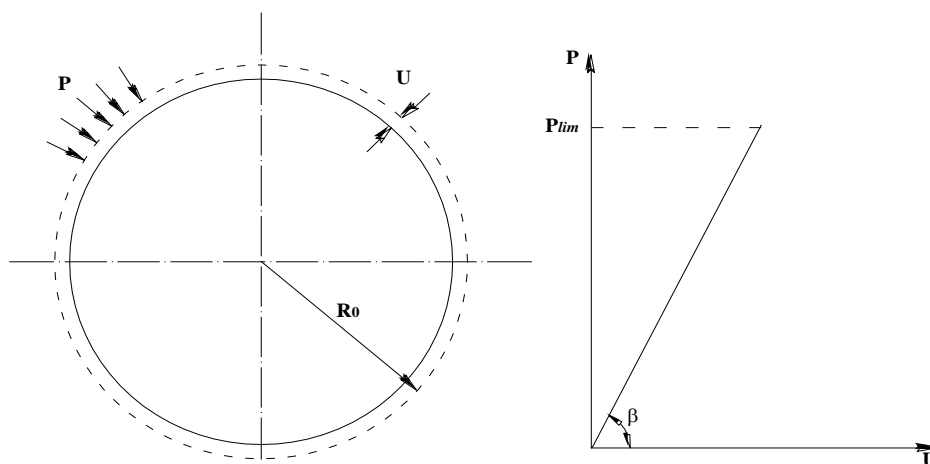
ცხრილში მოყვანილი სიდიდეების ანალიზიდან ჩანს, რომ სამაგრის დაყენების მომენტისათვის სანგრევიდან გამონამუშევრის ერთი დიამეტრის მანძილზე განვითარდა დრეკადი გადაადგილებების მხოლოდ ნახევარზე ცოტა მეტი, დანარჩენი გადაადგილება კი ზემოქმედებას მოახდენს სამაგრზე.

წრიული მოხაზულობის გამონამუშევრით შესუსტებული ქანის მასივის მუშაობის ცალგანზომილებიანი ანალიზი მასივის მოდელირებისას სხვადასხვა გარემოთი (მექანიკური მოდელებით), საჭიროა მასივისა და სამაგრის ურთიერთქმედების კანონზომიერებათა დასადგენად. ცალგანზომილებიანი ანალიზი და წონასწორობის მდგომარეობების დიაგრამა იძლევა საერთო ცხად წარმოდგენას სამაგრსა და ქანის მასივს შორის ურთიერთქმედებაზე, გამონამუშევრის გაყვანისა და სამაგრის აგების ტექნოლოგიით განპირობებული

სამაგრისა და მასივის კონტაქტზე მოქმედი  $p$  დაწოლის დამოკიდებულებაზე სამაგრის სიხისტისაგან და სამაგრის მუშაობაში ჩართვამდე განვითარებული ქანების  $U_0$  გადაადგილებებზე.

თუ წარმოვიდგენთ სამაგრს, როგორც წრიული მოხაზულობის თხელკედლიან დრეკად რგოლს (ნახ. 9), ძნელი არ არის დავრწმუნდეთ, რომ  $p$  გარე დაწოლასა და  $U$  გადაადგილებებს შორის დამოკიდებულებას აქვს სახე [20]

$$p = E \frac{t}{2} U \tag{3}$$



ნახ. 9 ქანის გადანაცვლებებისადმი სამაგრის წინაღობის საანგარიშო სქემა (ა) და სამაგრის წინაღობის დიაგრამა (ბ).  
სამაგრის სიხისტე  $E = tg\beta$

სადაც  $E$  – სამაგრის მასალის დრეკადობის მოდულია;

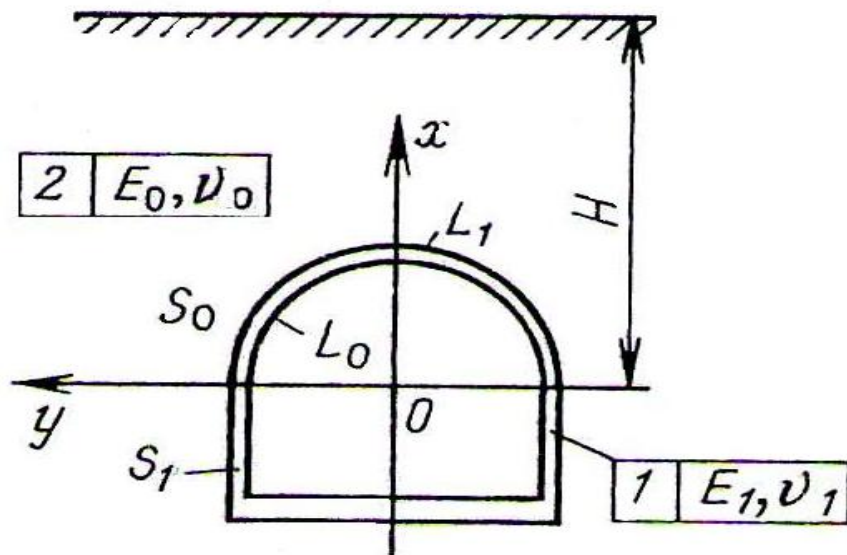
$t$  – სამაგრის სისქეა;

$R_0$  – გამონამუშევრის რადიუსია.

მაგრამ ცალგანზომილებიანი ანალიზი არ იძლევა სამაგრის უშუალო დაპროექტებასა და გაანგარიშებაზე გადასვლის საშუალებას (გარდა შევეული ჭაურის კერძო შემთხვევისა), რადგან ამ დროს შეუძლებელია მასივში მოქმედი არათანაბარკომპონენტის ძაბვათა ველისა და გამონამუშევრის კვეთის არაწრიული ზოგად შემთხვევაში მოხაზულობის მხედველობაში მიღება. შესაბამისად, საჭიროა ისეთი

საანგარიშო სქემა, რომელიც შესაძლებელს გახდის აღნიშნული ფაქტორების გათვალისწინებას.

მიწისქვეშა ნაგებობების მექანიკაში სამაგრი განიხილება როგორც ერთიანი დეფორმირებული სისტემის „სამაგრი-მასივი“ ელემენტი. სამაგრის საანგარიშო სქემა წარმოადგენს დეფორმირებად მასივთან სამაგრის კონსტრუქციის ურთიერთქმედების სქემას (ნახ. 10). სისტემაზე „სამაგრი-მასივი“ მოქმედი ძირითადი ზემოქმედებები შემდეგია: ქანის საკუთარი წონა (სამთო წნევა), საწყისი ძაბვების ტექტონიკური ველი, მიწისქვეშა წყლების ჰიდროსტატიკური წნევა, შიდა წნევა (ჰიდროტექნიკური გვირაბებისათვის), სეისმური ძალები.



ნახ. 10. სამაგრის საანგარიშო სქემა მიწისქვეშა ნაგებობების მექანიკის მიხედვით

შეფხერდეთ ცნებაზე სამთო წნევა. ამჟამად ეს ცნება სულ უფრო იშვიათად გამოიყენება. ამის ორი მიზეზი შეიძლება დასახელდეს. ჯერ ერთი, თვით ცნების გარკვეული განუზღვრელობა, რადგან იგი ტრადიციულიად აღნიშნავს როგორც სამაგრზე მოსულ დაწოლას (ვიწრო გაგებით), ისე ქანის დაძაბულ მდგომარეობას (ფართო გაგებით), და მეორეც, ბოლო ათწლეულებში სამთო დისციპლინებში, პირველ რიგში კი სამთო ქანების მექანიკაში, ფართო გავრცელება ჰპოვა დეფორმირებადი მყარი ტანის მექანიკის მეთოდებმა და, შესაბამისად,

მისთვის დამახასიათებელია გარკვევით ფორმულირებული კლასიკური ტერმინების და ცნებების ფართო გავრცელება.

ამჟამად ცნება „სამთო წნევა“ უმეტეს შემთხვევაში გაგებულია როგორც ზემომდებარე ფენის დაწოლა, რაც წარმოადგენს ქანებში გადაადგილებების დეფორმაციებისა და რღვევის მიზეზს სამთო გამონამუშევრის გაყვანისას. ეს შინაარსია ჩადებული სამთო ქანების მექანიკის საერთაშორისო ბიუროს მიერ შემოთავაზებულ განმარტებაშიც: „სამთო წნევა კრებსითი ცნებაა ყველა იმ პროცესისთვის (მოვლენისათვის), რომელიც ვითარდება სამთო ქანების მასივის წონასწორობის დარღვევის შედეგად მასში სამთო გამონამუშევრების მოწყობის (გაყვანის) გამო“.

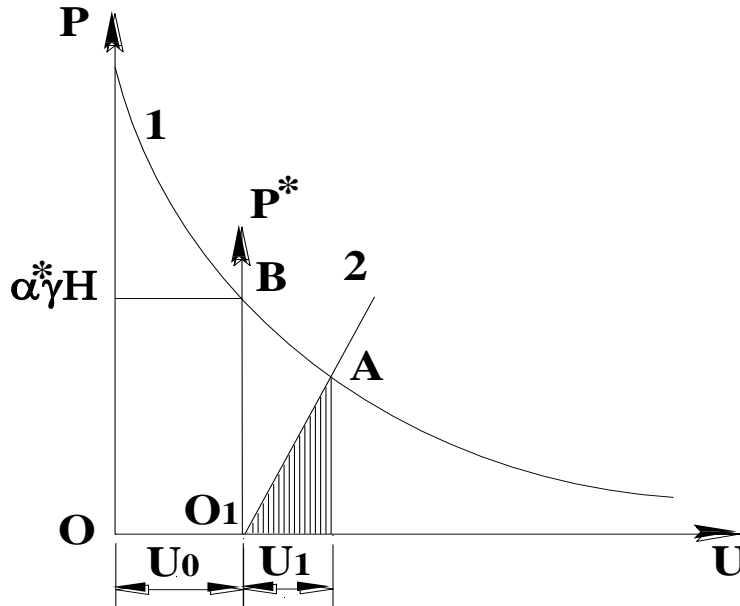
იგივე აზრია ჩადებული გამოთქმაში „გაანგარიშება სამთო წნევაზე“, განსხვავებით სხვა სახის დატვირთვებსა და ზემოქმედებაზე გაანგარიშებისაგან.

სამთო გამონამუშევრების გაყვანისას დეფორმაციები და გადაადგილებები დაძაბულ მასივში ვითარდება უკვე ქანის გაშიშვლების პროცესში, სამაგრის დაყენებამდე. ქანის საწყისი გადაადგილებები  $U_0$ , რომელთა გათვალისწინება ცალგანზომილებიანი ანალიზისას შედარებით მარტივია. ქმნიან საკმაოდ მნიშვნელოვან სირთულეებს საწყისი ძაბვების არათანაბარკომპონენტიანი ველის შემთხვევაში ( $\lambda \neq 1$ ), რომ არაფერი ითქვას გამონამუშევრის წრიული მოხაზულობის სამაგრის შემთხვევისათვის. ამ სირთულეების გადალახვა შეიძლება ქვემოთ მოცემული გზით.

განვიხილოთ მასივის წონასწორობის მდგომარეობის დიაგრამა (მრუდი 1, ნახ. 11). საწყისი გადაადგილებების  $U_0$  მნიშვნელობისას ქანთან კონტაქტში შედის სამაგრი მახასიათებლით 2. გადაკვეთის წერტილი ახასიათებს სისტემის „სამაგრი-მასივი“ დამყარებული წონასწორობის მდგომარეობას.

გადავიტანოთ კოორდინატთა სათავე  $O_1$  წერტილში. კოორდინატთა ახალ სისტემაში ( $U, P$ ) საწყისი გადაადგილებები აღარ არის. ხოლო წერტილი  $B$  ახასიათებს ფიქტიურ (საანგარიშო) საწყის

დაბეებს მასივში  $\alpha^* \lambda H$ , რომლებიც განსხვავდება ნამდვილისაგან  $\alpha^*$  მამრავლით (ზოგად შემთხვევაში  $\alpha^* \leq 1$ )<sup>1</sup>.



ნახ. 11. ქანის მასივისა და სამაგრის ურთიერთქმედების დიაგრამა

მამრავლის,  $\alpha^*$  ფიზიკური არსის დადგენა შეიძლება თუ განვიხილავთ გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილებებს სანგრევის მიმდებარე ზონაში (ნახ. 12). რადიალური გადაადგილებები იწყება ჯერ სანგრევის შუბლის წინ, სანგრევის უკან მიმდებარე ზონაში ინტენსიურად ვითარდება, ხოლო სანგრევიდან (1-3)D მანძილზე (D- გამონამუშევრის დიამეტრია) მათი განვითარება წყდება

1. გ. ხესინის მონოგრაფიაში აღწერილია წრიული მოხაზულობის გვირაბის სამაგრის დაბაბული მდგომარეობის ექსპერიმენტული გამოკვლევა გვირაბის ეტაპობრივი გაყვანისა და გამაგრებისას. მოდელირების შედეგების მიხედვით გაკეთებულია დასკვნა რომ კოეფიციენტი  $\alpha^*$ , რომელიც ითვალისწინებს სამაგრის ამოყვანის ადგილის ჩამორჩენას სანგრევიდან, არ არის ერთის ტოლი მაშინაც კი, თუ სამაგრის ამოყვანა ხდება უშუალოდ სანგრევიში ( $l=0$ ).



სანგრევიდან  $l_0$  მანძილზე გამონამუშევრის კონტურის რადიალური გადაადგილებების სიდიდე ტოლია

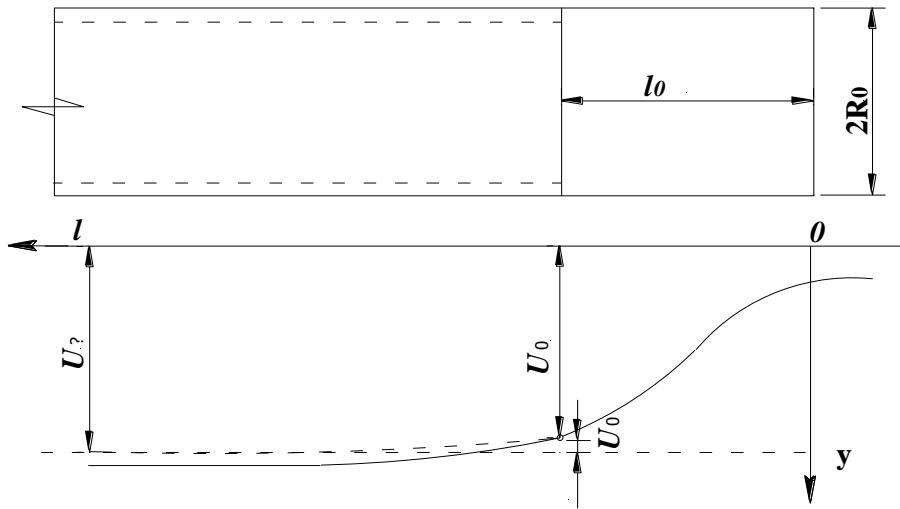
$$U^* = U_\infty - U_0 \quad (4)$$

სადაც  $U_\infty$  – გამონამუშევრის კონტურის სრული გადაადგილება;

$U_0$  – გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილება სანგრევის შუბლიდან  $l_0$  მანძილზე.

გარდაეკმნათ ეს გამოსახულება შემდეგნაირად

$$U^* = U_\infty \left( 1 - \frac{U_0}{U_\infty} \right) \quad (5)$$



ნახ. 12 გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილების სქემა  
სანგრევის მიძღვარულ ზონაში

———— კონტურის გადაადგილება გაუმავრებელ სანგრევეში.  
— — — კონტურის გადაადგილება დაყენებული სამაგრის ზონაში.

ფრჩხილებში მოცემული გამოსახულება წარმოადგენს  $\alpha^*$  მამრავლს და შესაბამისად

$$U^* = \alpha^* U_\infty \quad (6)$$

ამგვარად, თუ გამონამუშევრის კონტურის  $U_\infty$  გადაადგილებები გამოწვეულია საწყისი ძაბვებით  $\sigma_0 = \gamma H$ , გადანაცვლებებს  $U^*$  იწვევს საანგარიშო საწყისი ძაბვები

$$\sigma_0^* = \alpha^* \gamma H \quad (7)$$

მამრავლის  $\alpha^*$  სიდიდე შეიძლება განისაზღვროს ცალგანზომილებიანი ანალიზის შედეგად.

## 2. შედეგები და მათი განსჯა

### 2.1. სადამოს კარიერის ვულკანური შლაკის მასალის გამოკვლევა, როგორც სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრის მასალა

გამოკვლეული იქნა მსუბუქი ბეტონი დამზადებული სადამოს საბადოს შემგებზე, რომელიც ჯავახეთის მთიანეთის ყველაზე დიდი წიღური კონუსია საქართველოში. ვულკანური წიდეები წარმოდგენილია ორი ნაირსახეობით მურა-წითელი და მუქი-რუხი ფერით. შლაკების ორივე ნაირსახეობა გამოსადეგია შემავსებლად მსუბუქი ბეტონისათვის. ვულკანური შლაკი წარმოადგენს მოწითალო-მოყავისფრო, მუქი-რუხი და მოყვითალო-რუხი ფერების ფოროვანი სტრუქტურის გრანულოვან ლავას. ძირითადი მასა არის ვულკანური მინა შეღებილი მოწითალო-წაბლისფერ ფერად განპიროვნებული რკინის ჟანგულის მიერ, რომლებიც ნაწილობრივ ჩაკრისტალებულია, იშვიათ შემთხვევაში კი ხასიათდებიან გამჭვირვალობით. შემადგენლობის მიხედვით ქანები მიეკუთვნებიან ანდეზიტ-ბაზალტის ფოროვან ნაირსახეობას. გამოკვლეული ვულკანური შლაკის ფიზიკო-მექანიკური მახასიათებლები მოცემულია ცხრილში 2.

ცხრილი 2

#### ვულკანური წილის ფიზიკო-მექანიკური თვისებები

წილის დახასიათება	შემგებების სისქე, მმ		
	ქვიშა 0-5 მმ-ის სისქით	ლორღის სისქე, მმ	
		5-10	10-20
ფხვიერი სიმკვრივე, კგ/მ <sup>3</sup>	1150	1005	980
ლორღის სიმტკიცე, მპა	–	6,7	5,7
მარცვალს შორის სიცარიელე, %	–	42	46
მასის მიხედვით წყალშთანთქვა, %	–	12	13

გამოკვლეული იქნა B15 და B25 კლასის მსუბუქი ბეტონები დამზადებული 400 მარკის პორტლანდცემენტზე. გამოკვლევის შედეგები მოცემულია ცხრილში 3. ნიმუშების ყველა სერიისათვის მზადდებოდა

კუბები ზომით 15X15X15 სმ და პრიზმები 10X10X40 სმ და ძელები 4X4X16 სმ. დაბეტონება და დატკეპნა მიტვირთვით ხორციელდებოდა ვიბრომაგიდაზე. ერთ დღეში განქარგილების შემდეგ ნიმუშების ნაწილი თავსდებოდა წყლით შევსებულ აბაზანაში, ნაწილი კი ლაბორატორიულ შენობაში და გამოიცდებოდა ერთთვიან და ექვსთვიან ასაკში.

ცხრილი 3

### მსუბუქი ბეტონის შემადგენლობა

სერია	ბეტონის კლასი	1 მ <sup>3</sup> ბეტონის შემადგენლობა, კგ				წყალი
		ცემენტი	სილა სისქით 0-5 მმ	ღორღი სისქით, მმ		
				5-10	10-20	
I	B15	255	660	335	435	235
II	B25	410	550	320	485	270

ჰაერზე გამშრალი ნიმუშების დეფორმაცია განისაზღვრებოდა 50 მმ წინაღობის ბაზის მქონე გადამწოდებით, ხოლო წყალში შენახულებისათვის – ტენზომეტრებით 100 მმ ბაზით.

ბეტონის სიმტკიცის და საშუალო სიმკვრივის მაჩვენებლები მოცემულია ცხრილში 4. აქ მოყვანილი შედეგებიდან ჩანს, რომ ჰაერზე გამშრალი და წყალში მოთავსებული 28 დღის ასაკის ნიმუშების სიმტკიცე თითქმის არ განსხვავდება ერთმანეთისაგან, მაგრამ 180 დღის განმავლობაში ყველა შემთხვევისთვის ადგილი აქვს ბეტონის სიმტკიცის ზრდას. ბეტონის დრეკადობის მოდული 28 დღის განმავლობაში არის დამოკიდებული ნიმუშების შენახვის პირობებზე. ანალოგიური სურათია 180 დღის ასაკის ბეტონის ნიმუშებისათვის.

ცემენტ-ქვიშის სატამპონაჟო ხსნარების შედარებითი კოროზიული მედეგობის განსასაზღვრავად სულფატურ გარემოში დამზადებული იქნა 1X1X2სმ ზომის ნიმუშები. გამოყენებული იქნა კასპის პუცოლანური ცემენტი, საღამოს კარიერის ვულკანური წიდა და კვარცოვანი ქვიშა.

მსუბუქი ბეტონის სიმტკიცისა და დეფორმირებადობის  
მასხასიათებლები

სერია	შენახვა	ბეტონის ასაკი დღე	$\gamma_b$ ტ/მ <sup>3</sup>	<b>R</b> მპა	<b>R<sub>b</sub></b> მპა	<b>R<sub>bt</sub></b> მპა	<b>R<sub>b</sub>·10<sup>-3</sup></b> მპა
I	ჰაერზე გამშრალი	28	1,72	21,3	16,1	1,22	12,9
		180	1,76	23,6	18,3	1,45	13,1
	წყალში	28	1,73	20,9	16,1	2,24	12,6
		180	1,75	22,8	18,3	1,26	12,8
II	ჰაერზე გამშრალი	28	1,80	31,1	25,2	1,88	14,9
		180	1,83	33,9	27,3	2,06	15,1
	წყალში	28	1,84	29,3	23,7	1,85	14,8
		180	1,86	35,1	28,6	2,10	15,2

რის შემდეგაც ნიმუშები 6 თვის განმავლობაში ინახებოდა Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> 10 %-იან ხსნარში და მტკნარ წყალში. ამის შემდეგ განისაზღვრებოდა კოროზიული მედეგობის კოეფიციენტი K<sub>C</sub>, რომელიც მოცემულია ცხრილში 5.

ვულკანურ წილაზე და კვარცოვან სილაზე ცემენტ-ქვიშის ხსნარის შედარებითი კოროზიული მედეგობის გამოკვლევამ გვაჩვენა, კოროზიული მედეგობის კოეფიციენტი თითქმის არ განსხვავდება ერთმანეთისაგან. ე. ი. მიწისქვეშა მშენებლობაში სულფატური აგრესიის გარემოში შესაძლებელია გამოვიყენოთ საღამოს კარიერის ვულკანური წილის მსუბუქი შემესები.

სერიების მიხედვით წყალშთანთქვამ შეადგინა: I – 1-6%; II – 5-6%.

ბეტონის წყალშელწევადობის ხარისხი შეფასებული იქნა ფილტრაციის კოეფიციენტის საშუალებით შემდეგი ფორმულის გამოყენებით:

$$K_{\text{ფ}} = \frac{Q}{F_0 \left( \frac{H}{R} \right) t} \quad (8)$$

სადაც  $Q - t$  დროში სმ<sup>3</sup> ბეტონში გაფილტრული წყალია;  $H$  – წყლის წნევა, სმ;  $R$  – ნიმუშის სიმაღლე, სმ;  $F_0$  – ნიმუშის განივი კვეთის ფართი, სმ<sup>2</sup>.

ცხრილი 5

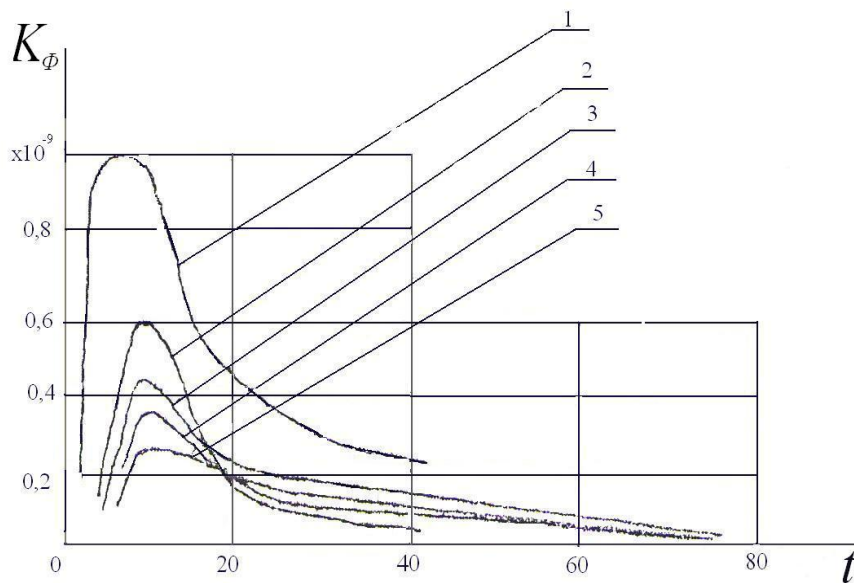
**კვარციანი სილისა და ვულკანურ წიდაზე დამზადებული ქვიშა-ცემენტის ხსნარის შედარებითი კოროზიული მედეგობა**

ხსნარის დასახელება	ნიმუშების სიმტკიცე ღუნვაზე			K <sub>C6</sub>
	მტკნარ წყალში		10 %-იანი ხსნარი	
	28 დღე	6 თვე	6 თვე	
კასპის პუცოლანური პორტლანდცემენტი+ კვარციანი სილა	5,3	6,4	6,2	0,99
კასპის პუცოლანური პორტლანდცემენტი+ ვულკანური წიდა	4,6	5,7	5,4	0,96

ფილტრაციის კოეფიციენტის გასაშუალებული მნიშვნელობები I და II სერიისათვის და აგრეთვე შედარებისათვის მოყვანილი სხვა ავტორების მონაცემები მოცემულია ნახ. 13-ზე.

როგორც ნახაზიდან ჩანს შესწავლილი მსუბუქი ბეტონები წყალშედწველობის მიმართებაში აკმაყოფილებენ პიდროტექნიკური ბეტონის მიმართ წაყენებულ მოთხოვნებს, სადაც  $K_{ფ}$  იმყოფება  $1 \cdot 10^7 - 10^{11}$  ფარგლებში.

ცვეთაზე ნიმუშების გამოცდა ჩვენს მიერ ჩატარებული იქნა საქართველოს ენერგეტიკის ინსტიტუტში ვ. გორენბეინის მეთოდით. შესაბამის ხელსაწყოში თავსდებოდა სამი ნიმუში. ცვეთის საერთო ფართი შეადგენდა 2310 სმ<sup>2</sup>. გამოცდამდე 10 დღით ადრე ნიმუშები ჯერდებოდა წყლით, იწონებოდა და თავსდებოდა ხელსაწყოს გარსაცმში. ცვეთა წარმოებდა წყლისა და სილის ფრაქციებით 0,6 მმ მეტი, ერთობლივი ზემოქმედებით. ყოველ დატენვაზე ხელსაწყოში თავსდებოდა 1300 გრ. სილა.



**ნახ. 13** გამოკვლეული ბეტონების თვითგამკვრივების მრუდები:  
 1 – კერამზიტბეტონი; 2 – მძიმე ბეტონი; 3 – B25 საკვლევი ბეტონი;  
 4 – B15 საკვლევი ბეტონი; 5 – ბეტონი ლიტოლდურ პემზაზე.

ციკლის ხანგრძლივობა გრძელდებოდა 3 საათი, რის შემდეგ ხელსაწყოდან ამოღებული ნიმუშები ირეცხებოდა და იწონებოდა. ცვეთის ციკლი მეორდებოდა 5 –ჯერ.

გამოკვლეული ბეტონის ცვეთის ხარისხი განისაზღვრებოდა ცვეთის კოეფიციენტის განსაზღვრით, შემდეგი ფორმულით:

$$K_{\text{ცვ}} = P_1 P_2 (F_{\text{ცვ}} t)$$

სადაც  $P_1$  და  $P_2$  – ნიმუშების მასაა ცვეთამდე და ცვეთის შემდეგ კგ;  $F_{\text{ცვ}}$  – ცვეთის ფართი, მ<sup>2</sup>;  $t$  – ცვეთის ხანგრძლივობა, საათებში.

ცვეთის კოეფიციენტი  $K_{\text{ცვ}}$  I და II სერიის ნიმუშებისათვის 0,83 და 0,76.

როგორც ცნობილია ცვეთის კოეფიციენტი მედევი ბეტონისათვის შეადგენს 0,5, ხოლო საშუალო მედეგებისათვის 1,0. ე. ი. გამოკვლეულ ბეტონებს უკავიათ შუალედური მდგომარეობა მედეგ და ნახევრად მედეგ ბეტონებს შორის.

ჩატარებული ცდით დადგინდა, რომ გამოკვლეული მსუბუქი ბეტონები დამზადებული ბუნებრივ ფოროვან შემკვსების გამოყენებით აკმაყოფილებენ ნორმატიულ მოთხოვნებს.

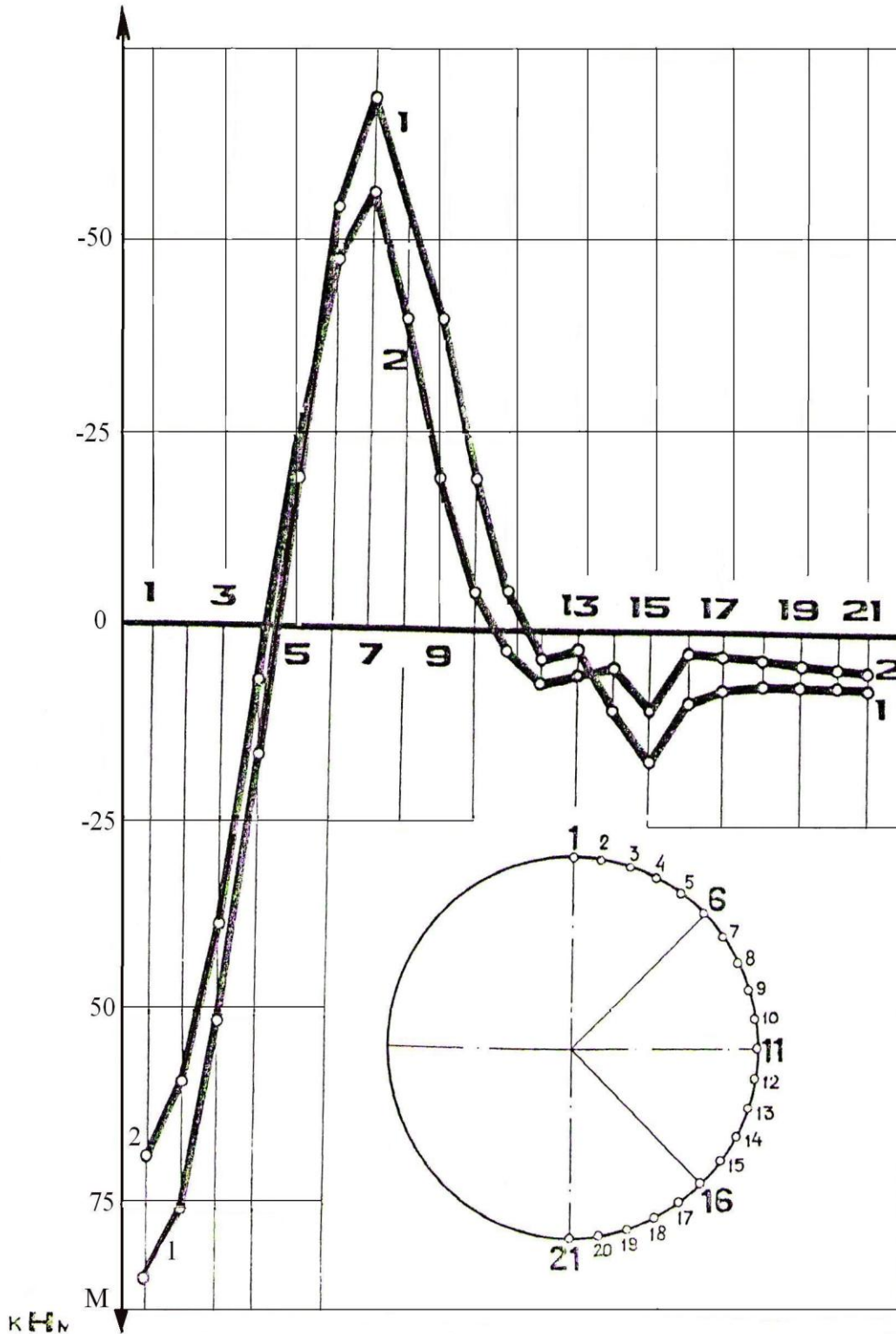
## **2.2. წრიული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის მუდმივი სამაგრის სიხისტის გავლენა მის დაძაბულ მდგომარეობაზე**

გვირაბის სამაგრის სტატიკურ მუშაობაზე მისი სიხისტის გავლენის გამოსაკვლევად დაპროექტებულია წრიული მოხაზულობის სამაგრი სხვადასხვა სიმაგრის ქანებში, სიმაგრის მახასიათებელი კოეფიციენტებით 2, 3 და 4. სამაგრის სისქე მიღებულია 10, 20, 30, 40 და 50 სმ.

ცხ. 6 და ნახ. 14-ზე ნაჩვენებია M-200 მარკის მსუბუქი და მძიმე ბეტონის 50 სმ-იანი სისქის სამაგრის სტატიკური გაანგარიშების შედეგები ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით 2. მრუდი - I შეესაბამება მძიმე ბეტონს (E=24 მგპ). მრუდი - II კი მსუბუქ ბეტონს (E=11,5 მგპ). კვეთების ნუმერაცია მიღებულია ზრდით კლიტიდან თაღის ქუსლამდე.

მიღებული შედეგები ადასტურებს, რომ ძაღვების ცვალებადობის მახასიათებლები ორივე შემთხვევისათვის არის ანალოგიური. თუმცა პირველ შემთხვევაში მიღებული მომენტები მნიშვნელოვნად დიდია, ვიდრე მეორე შემთხვევაში. კლიტის კვეთში ეს სხვაობა 18,1 %-ია. ნორმალური ძაღვები კი მცირედ განსხვავდებიან, მაგრამ დრეკადობის მოდულის შემთხვევაში სხვაობა შედარებით მაღალია.

სტატიკური გაანგარიშების ძირითადი შედეგები გრაფიკის სახით მოცემულია 15–17 ნახაზებზე, სადაც ნაჩვენებია მღუნავი მომენტის, ნორმალური ძაღვების და მათი ექსცენტრისიტეტების ცვალებადობის გრაფიკები კლიტის კვეთისთვის ბეტონის სხვადასხვა სიდიდის დრეკადობის მოდულისათვის 10 სმ.



ნახ. 14 ერთლიანდაგიანი წრიული სამაგრის სისქით  $h=50$  სმ, მღუნავი მომენტების ეპიურა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით  $\gamma=2$ .

I- მრული მძიმე ბეტონის დროს;  
 II - მრული მსუბუქი ბეტონის დროს



წრიული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის სამაგრში ძაღვების სიდიდეები მსუბუქი და მძიმე M200 მარკის ბეტონის ღროს, ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით  $-f=2$ .

№	მღუნავი მომენტები და ნორმალური ძაღვები ბეტონის სამაგრში			
	მძიმე		მსუბუქი	
	M (KHM)	N (KH)	M (KHM)	N (KH)
1	85,8	232	70,3	248
2	77,1	239	62,4	255
3	52,9	259	40,6	275
4	17,7	290	9,4	305
5	-20,6	327	-23,7	341
6	-52,8	366	-49,3	378
7	-69,4	401	-58,1	410
8	-60,5	427	-42,9	435
9	-39,8	444	-21,6	451
10	-20	452	-6,3	460
11	-4,9	454	2,5	462
12	4,1	452	5,7	461
13	3,4	450	6,1	460
14	9,2	448	5	459
15	16,3	447	11,6	457
16	7,2	447	2,9	457
17	7	447	3,6	457
18	7,1	447	4,4	456
19	7,3	447	5	456
20	7,2	446	4,9	456
21	7,4	446	5,1	456

ამ გრაფიკებიდან ვასკნით რომ კლიტის კვეთში სამაგრის მასალის დრეკადობის მოდულის ცვალებადობის მიხედვით იცვლება როგორც მღუნავი მომენტის, ისე ნორმალური ძალების სიდიდეები. ეს ცვალებადობა კანონზომიერი ხასიათისაა. კერძოდ დრეკადობის მოდულის შემცირება იწვევს მღუნავი მომენტის სიდიდის შემცირებას, ხოლო ნორმალური ძალების კი პირიქით იზრდება. საყურადღებოა ის ფაქტი რომ მღუნავი მომენტის სიდიდის შემცირებას თან სდევს ნორმალური ძალების ზრდა. ეს კი ადასტურებს იმას, რომ საგვირაბო სამაგრის მუშაობის პირობები უმჯობესდება. ექსცენტრისიტეტების სიდიდეები უფრო მაღალი ხარისხით მცირდება ვიდრე მღუნავი მომენტები. არაცენტრალურ კუმშვაზე მომუშავე საგვირაბო სამაგრის მასალის დრეკადობის მოდულის შემცირება აუმჯობესებს მისი მუშაობის პირობებს. იგი უმჯობესდება უფრო მეტად, რაც უფრო მცირდება დრეკადობის მოდულის სიდიდე. მიღებული შედეგების ანალიზმა დაგვანახა, რაც მეტია სამაგრის კედლის სისქე უფრო მნიშვნელოვანია ეს დამოკიდებულება. თუ კი 10 სმ სისქის სამაგრში მღუნავი მომენტის სიდიდე მცირდება 15 %-ით ნორმალური ძალის სიდიდე იზრდება 1 %. ხოლო ექსცენტრისიტეტი მცირდება 16 %-ით, 50 სმ სისქის კედლიან სამაგრში ეს ცვლილებები შეადგენენ შესაბამისად 33 %, 10 % და 46 %-ს.

ყველა კონკრეტული გაანგარიშებისათვის განსაზღვრულია სამაგრის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა. გაანგარიშების შედეგები მოცემულია ცხრილში 7 და ხუთი გრაფიკით (ნახ. 15-16-17). აქვეა დატანილი ნორმალური ძალების საანგარიშო სიდიდეების მნიშვნელობები ამავე კვეთებისათვის. ნაჩვენები მონაცემებით ვასკნით რომ სამაგრის მზიდუნარიანობის სიდიდე დამოკიდებულია ბეტონის დრეკადობის მოდულზე და მასალის სიმტკიცეზე. ეს დამოკიდებულება არის კანონზომიერი ხასიათის.

მონაცემების ანალიზი გვიჩვენებს რომ, სამაგრის მასალას მსუბუქი ბეტონისაგან აქვს უფრო დიდი მზიდუნარიანობა, ვიდრე მძიმე ბეტონით და რაც უფრო დიდია სამაგრის კედლის სისქე მით უფრო მნიშვნელოვანია ეს უპირატესობა.

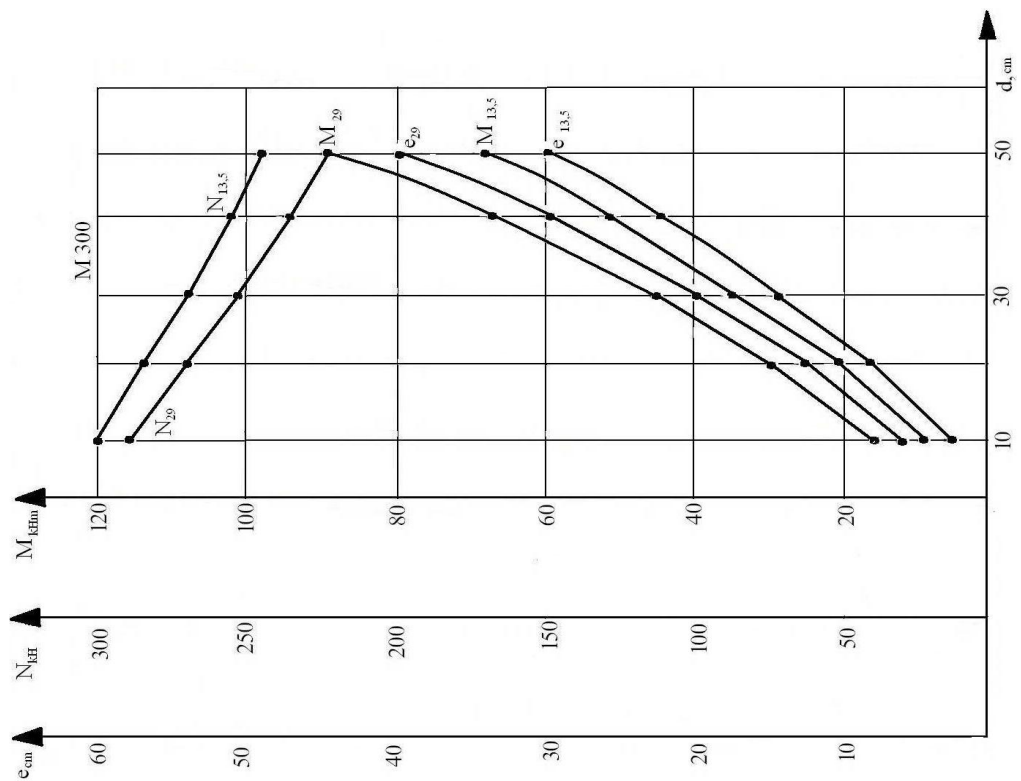
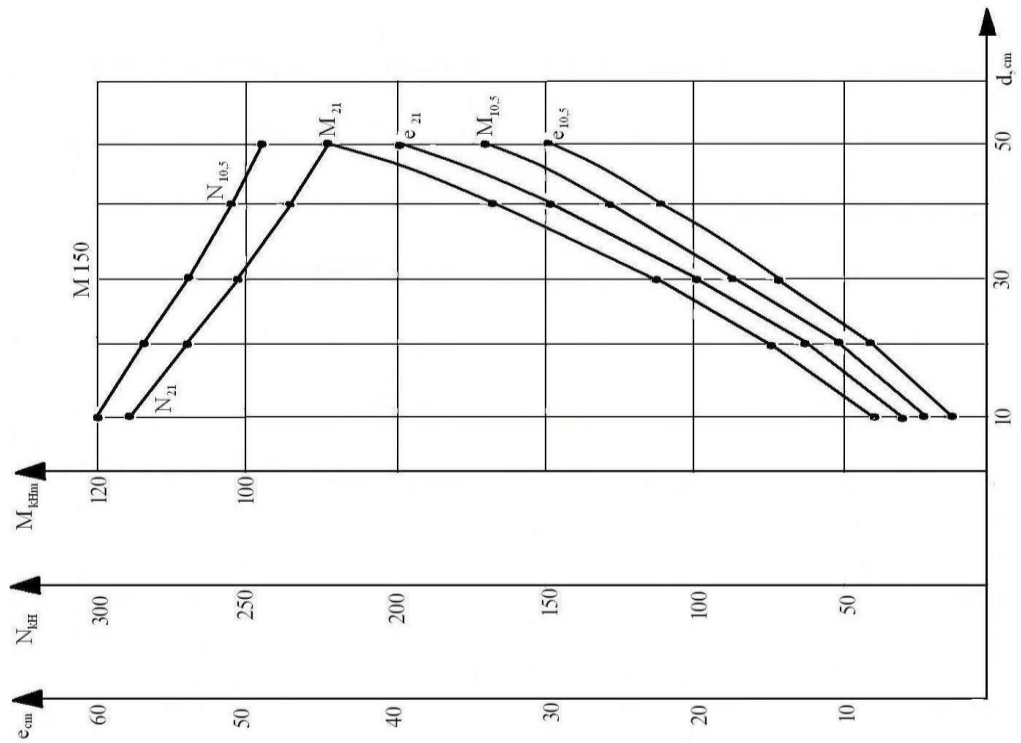
წრიული მოსაზულობის სამაგრის კლიტის კვეთის  
მზიდუნარიანობა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით  $-f=2$ .

სამაგრის სისქე	ბეტონის მარკა	ბეტონის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა		მზიდუნარიანობის ზრდა %
		მძიმე	მსუბუქი	
10	150	80	94	18
	200	91	111	22
	250	107	131	22
	300	116	141	22
20	150	110	134	22
	200	124	153	23
	250	139	177	27
	300	154	197	28
30	150	128	162	27
	200	145	189	30
	250	164	214	30
	300	179	139	34
40	150	140	184	31
	200	158	213	35
	250	176	244	39
	300	191	268	40
50	150	146	198	36
	200	163	228	40
	250	181	257	42
	300	195	284	46

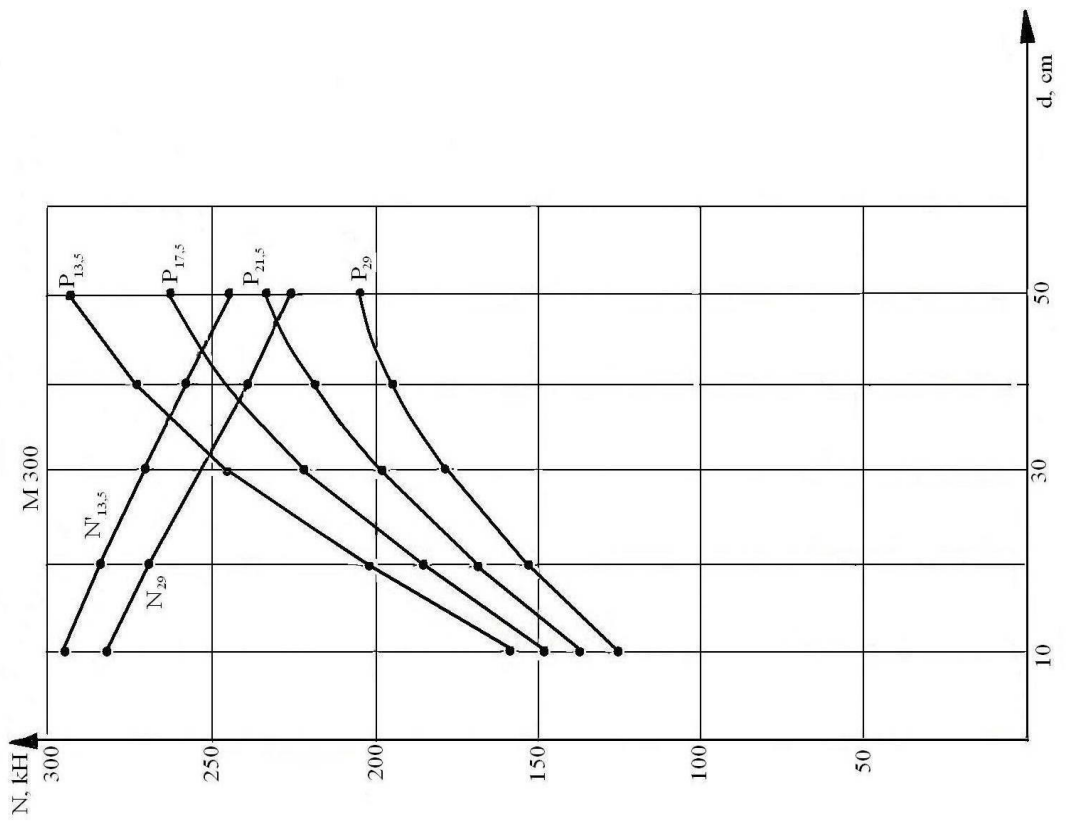
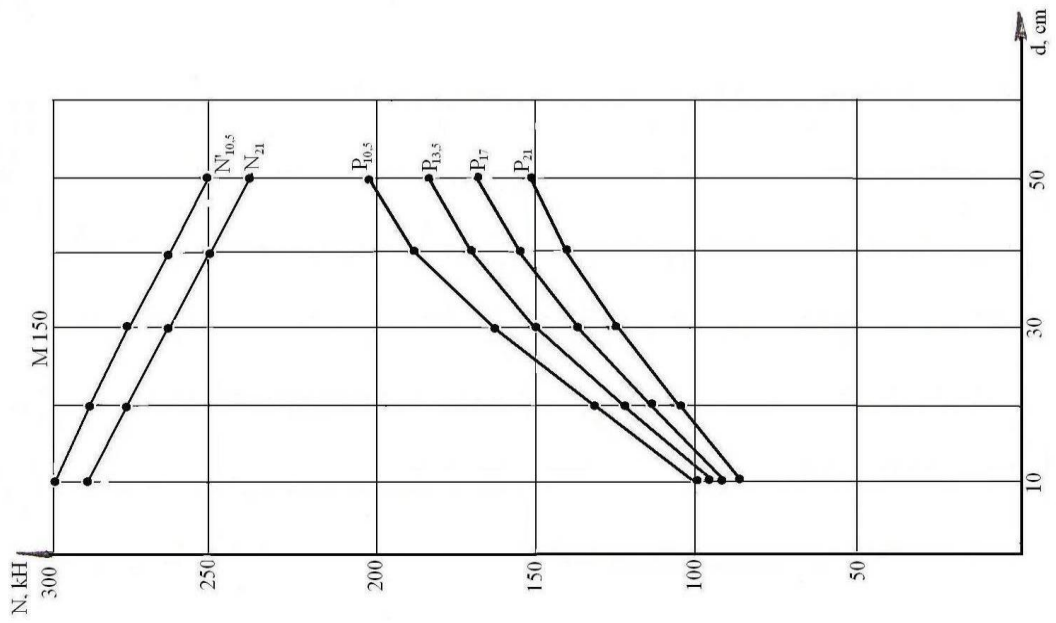
ამრიგად, რაც უფრო დიდია სამაგრის სისქე და ბეტონის მარკა, მით უფრო იზრდება მსუბუქი ბეტონის გამოყენების ეფექტურობის ხარისხი.

სტატიკური გაანგარიშების შედეგების ანალიზით შეგვიძლია ვიმსჯელოთ გარემომცველი ქანების დაძაბულობის მდგომარეობაზე სამაგრის სხვადასხვა სიხისტის დროს. ცხრილში  $-7$  მოყვანილია ანგარიშის შედეგები. ხოლო ნახ. 15-ზე კი ქანის უკუბჯენის სიდიდის

სამაგრის ბეტონის დრეკადობის მოდულზე დამოკიდებულების გრაფიკები სხვადასხვა სისქის სამაგრებისათვის.



ნახ. 15 ძაღვების ცვლილების გრაფიკი წრიული მოხაზულობის გვირაბის თაღის კლიტეში ქანებში, რომლის სიმაგრის კოეფიციენტია  $f=2$  კლიტის სისქის მიხედვით.



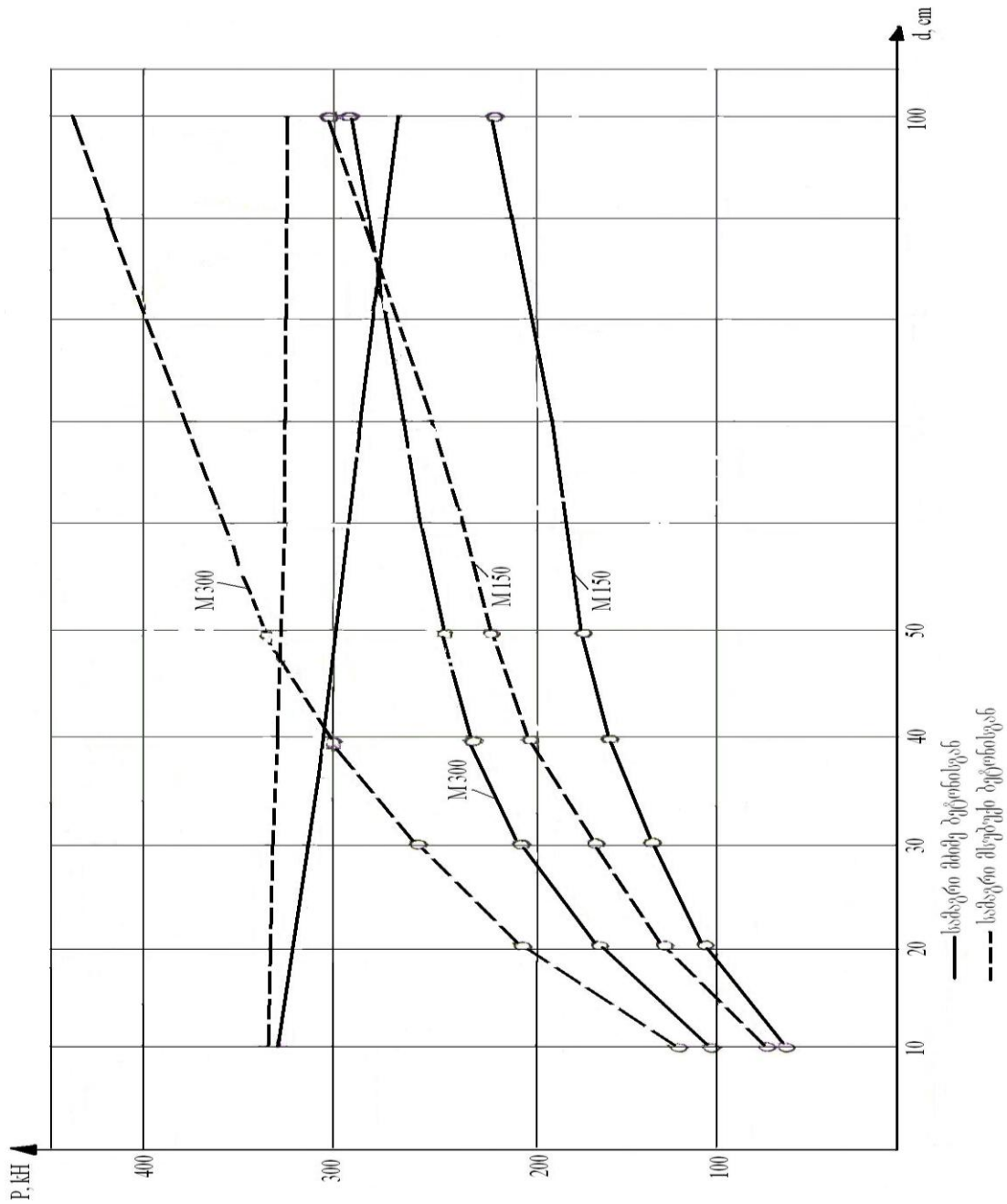
ნახ. 16 წრიული მოხაზულობის სამაგრის მდგრადობის შესაძლო გრაფიკი კლიტეში სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2$ . კლიტის სისქის მიხედვით.

ეს გრაფიკები აგებულია სამაგრის სხვადასხვა სიმაღლის წერტილებისათვის. წერტილი 6 მდებარეობს ვერტიკალიდან 45<sup>0</sup> –ის მიმართულებით, წერტილი 7 – 54<sup>0</sup> –იანი მიმართულებით, ხოლო წერტილი 8 კი 68<sup>0</sup> –კუთხის მიმართულებით. მოცემული შედეგების ანალიზი გვიჩვენებს რომ, სამაგრის სიხისტის შემცირებით მნიშვნელოვნად იცვლება გრუნტის უკუბჯენის სიდიდეც, იცვლება გრუნტის უკუბჯენის ზონის სიდიდეც. სამაგრის სისქის შემცირებით იზრდება გრუნტის ურთიერთქმედების ზონის სიდიდე. სამაგრის 10 სმ-ის სისქის შემთხვევაში გრუნტის უკუბჯენის ზონა ვრცელდება „6“ წერტილზე ზევით, მაშინ როდესაც 50 სმ-სისქის შემთხვევაში ეს ზონა ძლივს აღწევს „7“ წერტილამდე გავრცელებას. სამაგრის სისქის შემცირებით უკუბჯენა მნიშვნელოვნად იზრდება. სამაგრის 10 სმ სისქის შემთხვევაში უკუბჯენა ვრცელდება 8 წერტილამდე, თითქმის 2-ჯერ მეტად ვიდრე 50 სმ სისქის შემთხვევისას. გრუნტის უკუბჯენის სიდიდე იცვლება ასევე დრეკადობის მოდულის სიდიდის მიხედვითაც. სამაგრის 20 სმ-იანი სისქის შემთხვევაში დრეკადობის მოდულის შემცირებით „7“ წერტილში გრუნტის უკუბჯენა გაიზარდა 38 %-ით, ხოლო „8“ წერტილში – 20 %-ით. 40 სმ სისქის სამაგრში კი „7“ და „8“ წერტილებში შესაბამისად იზრდება 89 %-ით და 38 %-ით.

ასე რომ, დიდი სისქის სამაგრების შემთხვევაში მსუბუქი ბეტონის გამოყენება საკმაოდ ეფექტურია.

მოცემული შედეგები ადასტურებს რომ გვირახის სამაგრის სიხისტის შემცირება მნიშვნელოვნად ზრდის გრუნტის ურთიერთქმედების ზონის და შესაბამის უკუბჯენის სიდიდეს. ადრე ვახვენთ რომ სიხისტის შემცირებით მღუნავი მომენტები მცირდება, ხოლო ნორმალური ძალების სიდიდე იზრდება და შესაბამისად უმჯობესდება სისტემა „სამაგრი – გრუნტი“, ამავდროულად მცირდება სამაგრის დაძაბულობის ხარისხი და იზრდება გრუნტის უკუბჯენაც, რაც იწვევს სამაგრის ირგვლივ გარემოს როლის გაზრდას სისტემაში „სამაგრი – გრუნტი“.

ნახ. 15 და ნახ. 16 ნაჩვენებია მღუნავი მომენტების და მათი ექსცენტრისიტეტების ცვლილების გრაფიკები. ხოლო ნახ. 17-ზე მზიდი უნარების სამაგრის სისქეზე დამოკიდებულების გრაფიკები 150 და 300



**ნახ. 17** წრიული მოხაზულობის სამაგრის მდგრადობის შესაძლო გრაფიკი მძიმე და მსუბუქი ბეტონისათვის მარკით 150 და 300, გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2$

მარკის ბეტონის შემთხვევებში. ამ გრაფიკებში ქვედა ინდექსით აღნიშნულია დრეკადობის მოდულის მნიშვნელობა. ამ ნახაზებზე მოცემული შედეგები 8 ცხრილში ნათლად ადასტურებს ზემოთ გამოთქმულ მოსაზრებებს. მსუბუქ ბეტონს მარკით 150 – სამაგრის სისქით 50 სმ, საშუალო სიმკვრივით 1400 კგ/სმ<sup>3</sup> (198 კნ) უფრო მეტი

აქვს მზიდუნარიანობა, ვიდრე იგივე სამაგრს მძიმე ბეტონისგან დამზადებულს მარკით – 300/195. 200 – მარკის მსუბუქი ბეტონის 10 სმ-იანი და 20 სმ სისქის სამაგრს და M300 მარკის მძიმე ბეტონის სამაგრს ერთი და იგივე მზიდუნარიანობის მახასიათებლები აქვთ.

ცხრილი 8

დრეკადი უკუბჯენა წრიული სამაგრის კონტურზე გრუნტებში, სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2$

სამაგრის სისქე	ბეტონის მარკა	დრეკადი უკუბჯენა წერტილებში, კნ/მ <sup>2</sup>					
		6		7		8	
		ბეტონის სამაგრისათვის					
		მძიმე	მსუბუქი	მძიმე	მსუბუქი	მძიმე	მსუბუქი
10	150	169	185	132	184	179	208
	200	164	184	126	129	171	205
	250	160	182	127	128	166	203
	300	156	181	125	127	162	202
20	150	30	43	132	165	149	171
	200	27	41	127	160	146	167
	250	25	40	124	155	144	164
	300	23	39	120	151	142	161
30	150	–	–	83	112	140	165
	200	–	–	78	107	135	161
	250	–	–	74	104	132	158
	300	–	–	71	100	130	155
40	150	–	–	36	53	113	139
	200	–	–	33	51	108	135
	250	–	–	30	49	105	132
	300	–	–	28	47	101	129
50	150	–	–	5	15	88	114
	200	–	–	2	14	83	110
	250	–	–	–	13	78	107
	300	–	–	–	12	73	105



M200 სამაგრის 30-40 სმ სისქის შემთხვევაში მსუბუქი ბეტონის სამაგრი უფრო მზიდუნარიანია ვიდრე, იგივე M300 მარკის მძიმე ბეტონისგან დამზადებული, შესაბამისად 5 % და 12 %-ით. 50 სმ სისქის შემთხვევაში ეს უპირატესობა 17 %-ს აღემატება. შედეგების ანალიზით დასტურდება რომ, სამაგრის სისქის ზრდისას უფრო იზრდება მსუბუქი ბეტონის გამოყენების ეფექტურობა და ამის ხარჯზე შესაძლებელი ხდება ბეტონის მარკის შემცირება, რაც მეტად მნიშვნელოვანია რთულ მიწისქვეშა სამუშაოების წარმოებისას, როცა ბეტონის მაღალი მარკის მიღწევა გართულებულია.

წრიული სამაგრის 3 და 4 კოეფიციენტიან სიმაგრის ქანში გაანგარიშების შედეგებმა გვიჩვენეს ანალოგიური სურათი, რაც ადასტურებს სამაგრის მზიდუნარიანობის კანონზომიერ დამოკიდებულებას როგორც დრეკადობის მოდულის სიდიდეზე, ასევე სამაგრის სისქეზე. სამაგრის მცირე სისქის დროს მღუნავი მომენტების ცვალებადობა 8-11 %-ია, ხოლო დიდი სისქის შემთხვევაში ეს ცვალებადობა 20 %-ზე მეტია.

ცხრილში 9 მოცემულია საგვირაბო სამაგრებისათვის მზიდუნარიანობის მახასიათებლები, რომლიდანაც ნათელია რომ, მსუბუქი ბეტონის სამაგრის მზიდუნარიანობა აღემატება მძიმე ბეტონის სამაგრისას. მცირე სისქის სამაგრებზე ეს განსხვავება 11-20 %-მდეა, საშუალო სისქის სამაგრებისათვის 20-35 %, ხოლო მასიური სამაგრებისათვის ეს უპირატესობა 40-50 %-მდეა.

მოცემული შედეგები გვიჩვენებს რომ, მძიმე ბეტონი შესაძლებელია შეიცვალოს მსუბუქი ბეტონით, ისე რომ შემცირდეს კიდევაც სამაგრის სისქე. გვირაბის მსუბუქი ბეტონის სამაგრი სისქით 20 სმ, ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით – 3, ხასიათდება იგივე მზიდუნარიანობით (226 კნ, 202 კნ, 175 კნ) როგორც სამაგრები სისქით 30 სმ ანალოგიური მარკის მძიმე ბეტონისაგან (279 კნ, 251 კნ, 218 კნ, 187 კნ) არ ჩამოუვარდებიან მზიდუნარიანობით 50 სმ სისქის მძიმე ბეტონის სამაგრებს (226 კნ, 243 კნ, 216 კნ, 191 კნ). მსუბუქი ბეტონის სამაგრებს სისქით 50 სმ უფრო მეტი მზიდუნარიანობა აქვთ, ვიდრე მძიმე ბეტონის სამაგრს 100 სმ-ის სისქისას (300კნ, 278 კნ, 250 კნ, 226 კნ). ქანებში რომლის სიმაგრის კოეფიციენტია – 4, ასეთივე სურათი აისახება.

წრიული მოსაზულობის სამაგრის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2$ .

სიმაგრის კოეფიციენტი	სამაგრის სისქე	ბეტონის მარკა	ბეტონის კვეთის მზიდუნარიანობა				მსუბუქი ბეტონის მზიდუნარიანობა %
			მიძიმე	შემსუბუქებული	მსუბუქი საშუალო დატვირთვით კგ/მ <sup>3</sup>		
					1800	1400	
3	10	150	84	87	90	93	10,7
		200	97	102	105	109	12,4
		250	112	118	122	127	13,3
		300	125	132	137	143	14,4
	20	150	129	136	143	149	15,5
		200	148	159	166	175	18,2
		250	169	182	191	202	19,5
		300	187	204	214	226	20,9
	30	150	156	165	176	187	19,9
		200	178	192	204	218	22,5
		250	203	221	233	251	23,6
		300	224	146	260	279	24,6
	40	150	178	191	205	219	23
		200	202	222	237	255	26,2
		250	229	253	270	193	27,9
		300	251	281	301	325	29,5
	50	150	191	207	223	240	25,7
		200	216	239	257	279	29,2
		250	243	273	292	319	31,3
		300	266	301	325	355	33,5
	100	150	226	252	280	312	38,1
		200	250	287	318	357	42,8
		250	278	324	357	406	46
		300	300	358	397	445	48,3
4	30	150	173	182	192	203	17,3
		200	198	212	224	237	19,7
		250	226	244	256	273	20,8
		300	251	270	288	305	21,5
	40	150	202	214	227	240	18,8
		200	231	249	263	280	21,2
		250	262	286	301	322	22,9
		300	289	318	337	360	24,6
	50	150	219	233	348	263	20,1
		200	249	270	286	306	22,9
		250	282	310	332	353	25,2
		300	310	346	368	393	26,8

გამოკვლევების შედეგებმა აჩვენეს რომ, მიძიმე ბეტონის შეცვლა მსუბუქი ბეტონით საშუალებას იძლევა სამაგრის იგივე მზიდუნარიანობის

ნობის შენარჩუნებით დაიწიოს ბეტონის მარკამ მინიმუმ ერთი ან ზოგიერთ შემთხვევაში ორი საფეხურით. 200 მარკის 40 სმ-იანი სისქის მსუბუქი ბეტონის სამაგრს ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით – 3, აქვს იგივე მზიდუნარიანობა – 255 კნ, რაც 300 მარკის მძიმე ბეტონს – 251 კნ. ანალოგიური სურათი აისახა 50 სმ კედლის სისქის სამაგრისათვის მსუბუქი ბეტონის მასალით მარკით – 200 მზიდუნარიანობა 279 კნ, როცა მძიმე ბეტონი მარკით 300 – 266 კნ-ია.

მასიურ კონსტრუქციებში მსუბუქი ბეტონის გამოყენებას კიდევ უფრო მეტი უპირატესობა აქვს. თუ კი საგვირაბო სამაგრის 150 მარკის მსუბუქი ბეტონისგან მზიდუნარიანობა 312 კნ გამოვიდა, მძიმე ბეტონის შემთხვევაში მარკით 300 ეს სიდიდე 300 კნ-ია. ასე რომ ამ კონკრეტულ შემთხვევაში მსუბუქი ბეტონის გამოყენებით იგივე მზიდუნარიანობის შენარჩუნება შეიძლება ბეტონის მარკის ორჯერ შემცირებით.

კვლევების შედეგებით როცა სამაგრების გაანგარიშება კედლის სისქის დიდი დიაპაზონის შეცვლით ხდებოდა, შესაძლებელია დავასკვნათ რომ სამაგრის კედლის სისქე დიდ გავლენას ახდენს საგვირაბო კონსტრუქციის მზიდუნარიანობაზე. ნახ. 17-ზე მოცემულია ერთლიანდაგიანი წრიული მოხაზულობის სამაგრის მზიდუნარიანობის დამოკიდებულების გრაფიკი სამაგრის სისქეზე, ქანში სიმაგრის კოეფიციენტით – 2, ორი შემთხვევისათვის მსუბუქი (წყვეტილი ხაზი) და მძიმე ბეტონის (მთლიანი ხაზი) დროს, 150 და 300 მარკებისათვის. გრაფიკიდან ჩანს რომ სამაგრის სისქის ზრდით მზიდუნარიანობის მატება საგრძნობლად ჩამორჩება მსუბუქი ბეტონის სამაგრში მზიდუნარიანობის ზრდას. მსუბუქი ბეტონის შემთხვევაში მარკით 300 50 სმ-იანი კედლის სისქით მიიღწევა იგივე მზიდუნარიანობა, რაც მძიმე ბეტონით, იგივე მარკით სამაგრის სისქით 90 სმ. სამაგრის სისქის ზრდით უფრო მცირდება მზიდუნარიანობის სიდიდე. მაგ. 150 მარკის სამაგრის 20 სმ-დან 30 სმ-მდე ზრდით მზიდუნარიანობა იზრდება 27 კნ-ით. მაშინ როცა 40 სმ-დან 50 სმ-მდე გაზრდა მზიდუნარიანობას 14 კნ-ით ზრდის. თითქმის ორჯერ უფრო ნელა. 300 მარკის მძიმე ბეტონის სამაგრის სისქის 50 სმ-დან 100 სმ-მდე გაზრდით მზიდუნარიანობა შეიცვლება 266 კნ-დან 300 კნ-მდე. ე. ი. მზიდუნარიანობა გაიზარდა 11 %-ით. სამაგრის სისქე გაიზარდა ორჯერ, ბეტონის ხარჯი გაიზარდა

უფრო მეტად, თუ მივიღებთ მხედველობაში იმას რომ სისქის ზრდით იცვლება სამაგრის მოხაზულობაც, ხოლო მზიდუნარიანობის მოსალოდნელი ზრდა არ მოხდა.

გატარებული კვლევებით მოვედით დასკვნამდე, რომ სამაგრის სისქის ზრდით მისი მზიდუნარიანობის მიღწევა არ არის მიზანშეწონილი. ეს უფრო ეხება მძიმე ბეტონის სამაგრებს. მსუბუქი ბეტონის სამაგრში მზიდუნარიანობის ზრდის ცვალებადობის შემცირების ზღვარი სამაგრის სისქის ზრდის ხარჯზე უფრო მაღლა გადის ვიდრე მძიმე ბეტონში.

სხვადასხვა სამაგრის გრუნტებში სამაგრების მზიდუნარიანობების შედარება გვიჩვენებს რომ, ქანის სიმაგრის კოეფიციენტის ზრდასთან ერთად იზრდება. ასე მაგალითად მძიმე M300 ბეტონის 30 სმ-იანი სისქის სამაგრისათვის ქანებში 2, 3, 4-ის ტოლი კოეფიციენტებით მზიდუნარიანობებია შესაბამისად 128, 156, 173 კნ. ხოლო მსუბუქი ბეტონის სამაგრის მზიდუნარიანობა კი 162, 187, 203 კნ. ე. ი. სამაგრის მზიდუნარიანობა დამოკიდებულია გარემომცველ ქანის მახასიათებლებზე.

გაანგარიშებით მიღებული შედეგებით შეგვიძლია დავასკვნათ, რომ წრიული მოხაზულობის დროს სტატიკური მუშაობის კუთხით სამაგრებს მსუბუქი ბეტონის მასალით უფრო უპირატესობა აქვთ მძიმე ბეტონთან შედარებით და ეს ერთხელ კიდევ ამტკიცებს მიწისქვეშა გვირაბების სამაგრებში მსუბუქი ბეტონების გამოყენების მიზანშეწონილობას.

### 2.3. ხოკერული მოხაზულობის ერთლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის სამაგრი

ერთლიანდაგიანი გვირაბის ხოკერული მოხაზულობის სამაგრის ანგარიში წარმოებდა პროგრამით POK-1. ადრე განხილული სამაგრების სტატიკური გაანგარიშების შედეგები მოცემულ დატვირთვებზე შეტანილია ცხრილებში 10, 11, 12.

პირველი სამი ტიპის გაანგარიშების შედეგები, რომლებიც 10 ცხრილშია, მიღებულია შემდეგ მონაცემებზე დაყრდნობით.

გრუნტის დეფორმაციის მოდული – 2,4 გპა

გრუნტის პუასონის კოეფიციენტი – 0,2

გვერდითი დაწნევის კოეფიციენტი – 0,25

ბეტონის პუასონის კოეფიციენტი – 0,2

სამთო წნევა – 85-90 კნ/მ<sup>2</sup>

მეოთხე ტიპისათვის, რომლის გაანგარიშების შედეგები მოცემულია ცხ. 10. საწყისი მონაცემები შემდეგია:

გრუნტის დეფორმაციის მოდული – 0,7 გპა

გრუნტის პუასონის კოეფიციენტი – 0,35

გვერდითი დაწნევის კოეფიციენტი – 0,54

ბეტონის პუასონის კოეფიციენტი – 0,2

სამთო წნევა – 202 კნ/მ<sup>2</sup>

როგორც მე-10 ცხრილის მონაცემების ანალიზი გვიჩვენებს ხოკერული მოხაზულობის სამაგრისათვისაც ადგილი აქვს იმ კანონზომიერებებს რაც წრიული სამაგრების კვლევისას იქნა აღმოჩენილი – რომ მდუნავი მომენტების სიდიდე მძიმე ბეტონის სამაგრებში უფრო დიდია, ვიდრე მსუბუქი იგივე მარკის ბეტონის სამაგრებში და ხოკერული მოხაზულობის სამაგრებში ბეტონის დრეკადობის მოდულის და სამაგრის სისქის გაზრდით ნორმალური ძალა იზრდება.

სოკერული მოხაზულობის სამაგრის გაანგარიშების შედეგები  
POK-ის პროგრამით

სამაგრის სისქე	გრუნტის წნევა კნ/მ <sup>2</sup>	ბეტონის მარკა	მსუბუქი ბეტონი				მძიმე ბეტონი			
			მღუნავი მომენტი კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	ექსცენტრისიტეტი სმ	მზიდუნარიანობა კნ	მღუნავი მომენტი კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	ექსცენტრისიტეტი სმ	მზიდუნარიანობა კნ
40	85	150	0,6	73	0,8	2420	0,7	98	0,7	2430
		200	0,6	76	0,8	3110	0,8	102	0,8	3110
		250	0,6	79	0,8	3800	0,8	105	0,8	3800
		300	0,6	82	0,8	4670	0,9	108	0,8	4670
50	87	150	1,1	84	1,3	2990	1,4	110	1,3	2990
		200	1,2	88	1,3	3850	1,6	114	1,4	3840
		250	1,2	91	1,3	4710	1,7	116	1,4	4690
		300	1,2	94	1,3	5770	1,8	119	1,5	5730
60	90	150	2	94	2,1	3530	2,7	118	2,3	3510
		200	2	97	2,1	4540	3	122	2,5	4420
		250	2,1	101	2,1	5550	3,2	124	2,6	5470
		300	2,1	104	2,1	6810	3,5	126	2,7	6690
70	202	150	15,7	635	2,5	2870	23,5	663	3,6	2760
		200	16,5	639	2,6	3670	25,5	669	3,8	3520
		250	17,3	642	2,7	4470	27	674	4	4270
		300	18,1	645	2,8	5460	28,4	678	4,2	5200

განხილულ ინტერვალებში მსუბუქი და მძიმე ბეტონის შემთხვევაში მზიდუნარიანობის სიდიდის მნიშვნელოვანი ცვლილება არ შეინიშნება. თუმცა უნდა აღინიშნოს, რომ სოკერული მოხაზულობის სამაგრის კვლევების შედეგებმა დაგვანახა მძიმე ბეტონის მსუბუქი ბეტონით შეცვლისას მონოლითური ბეტონის მიწისქვეშა ნაგებობების სამაგრის სტატიკური მუშაობის პირობები უმჯობესდება, რაც ჩანს

მისი დაძაბული მდგომარეობის დრეკადობის თეორიაზე დაყრდნობით სამაგრის ძირითადი კონსტრუქციების გაანგარიშებიდან.

ცხრილი 11

**სოკერული მოხაზულობის M200 მარკის ბეტონის სამაგრი გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით –  $f=3$**

№ კვეთი	ძაღვები სამაგრში			
	მძიმე ბეტონით		მსუბუქი ბეტონით	
	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ
1	40	160	35,3	166
2	33,8	167	31,2	173
3	16,9	188	13,5	194
4	-6	219	-7,8	225
5	-26,1	254	-25,8	259
6	-35,4	284	-32,5	288
7	-28,3	308	-22,4	311
8	-17,3	327	-10,2	330
9	-8,9	344	-2,7	347
10	-4,7	358	-0,3	361
11	-2,5	368	0,2	372
12	0,2	375	1,2	379
13	-1,7	378	-2,2	382
14	0,7	377	1,8	381
15	41,9	375	36,9	379
16	0,3	375	3,6	379
17	-3,2	376	-5,5	380

გაანგარიშებისას მიღებული შედეგების ანალიზით შეიძლება დავასკვნათ, მიწისქვეშა კონსტრუქციის სამაგრის დაძაბული მდგომარეობა იცვლება მისი სიხისტის ცვლასთან ერთად. ეს ცვლილებები იგივე ხასიათისაა, როგორც სამაგრის ანგარიში მოცემული დატვირთვების მეთოდით. ბეტონის დრეკადობის მოდულის გაზრდა იწვევს სამაგრის კვეთებში მღუნავი მომენტის გაზრდას. თუმცა

მღუნავი მომენტის სიდიდე უმნიშვნელოა და გვირახის სამაგრი მუშაობს არაცენტრალური კუმშვის პირობებში მცირე ექსცენტრისიტეტით, რაც განაპირობებს მის მაღალ მზიდუნარიანობას.

ცხრილი 12

**ძაღვები M200 მარკის ბეტონის ხოკერული სამაგრის კვეთებში გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტით –  $f=4$ .**

№ კვეთი	ძაღვები სამაგრში			
	მძიმე ბეტონით		მსუბუქი ბეტონით	
	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ
1	29,6	127	26,6	131
2	24,8	133	22	137
3	12	149	9,8	153
4	-5,3	173	-6,4	177
5	-20,3	200	-20	203
6	-26,6	223	-24,6	226
7	-20,1	241	-16,2	243
8	-11	256	-6,5	258
9	-4,6	269	-1	271
10	-1,9	280	0,4	282
11	-0,8	288	-0,5	290
12	0,6	294	1,1	296
13	-1,5	296	-1,7	298
14	3,7	295	0,3	297
15	30,6	294	27,8	296
16	-1,1	294	-3,7	296
17	-3	294	-5,2	297

სამაგრის სისქის გაზრდით მსუბუქ ბეტონში უფრო სწრაფად იზრდება მისი მზიდუნარიანობა, ასეთივე სურათს ვღებულობთ ბეტონის მარკის გაზრდით. მსუბუქი ბეტონის სამაგრში უფრო სწრაფად იზრდება კონსტრუქციის მზიდუნარიანობა, ვიდრე მძიმე ბეტონის დროს.



სამაგრის სისქის გაზრდა გარკვეულ ზღვრამდე იწვევს მის მზიდუნარიანობის ზრდას, ხოლო შემდგომი ზრდით, როგორც გამოკვლევებმა გვიჩვენეს ხდება მისი შემცირება, რაც იმას ადასტურებს რომ მზიდუნარიანობის ასამაღლებლად სისქის შემდგომი ზრდა არ არის მიზანშეწონილი.

ანალოგიური სურათი მივიღეთ სამაგრის მზიდუნარიანობის ანგარიშისას მოცემული დატვირთვებით გამოთვლების მეთოდის გამოყენებისას, ანუ გამოყენებული გამოთვლების მეთოდებისაგან დამოუკიდებლად შეიძლება დაგვასკვნათ: მიწისქვეშა ნაგებობების სამაგრის მზიდუნარიანობის გაზრდის მისაღწევად არ არის გამართლებული მხოლოდ სამაგრის სისქის ზრდა. უმჯობესია მოვიძიოთ სხვა გზებიც.

როგორც გამოკვლევების შედეგებმა გვიჩვენა მსუბუქი ბეტონის მიწისქვეშა სამაგრებს აქვთ გაცილებით დიდი მზიდუნარიანობა ვიდრე იგივე მარკის მძიმე ბეტონს, რაც ადასტურებს რომ მსუბუქი ბეტონის გამოყენება მიწისქვეშა ნაგებობებში უფრო მიზანშეწონილია.

ერთლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბებიდან გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით 3 – 5 მდე, ერთ-ერთი გვირაბი მიღებულია ტიპური ხოკერული მოხაზულობის ცვალებად სისქიანი სამაგრით, ბეტონის მარკით M200. კლიტეში მისი სისქე შეადგენს 40 სმ-ს, კედლის სისქე 50 სმ-ია. ცხრილებში მოცემულია ასეთი სამაგრის სტატიკური გაანგარიშების შედეგები: პირველში – გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით 3 და მეორეში – გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით –4. მოცემული შედეგები ადასტურებს იმას რომ, ისე როგორც წრიული მოხაზულობის სამაგრის გაანგარიშებისას, აქაც შედეგით ჩანს შემდეგი კანონზომიერება: ბეტონის დრეკადობის მოდულის შემცირებით მცირდება მდუნავი მომენტების სიდიდეები, ხოლო ნორმალური ძალა უმნიშვნელოდ მაგრამ, მაინც იზრდება. სტატიკური გაანგარიშებით გამოთვლილია სამაგრის კლიტის კვეთის მზიდუნარიანობა. გამოთვლების შედეგები შეტანილია ცხრილში და მოცემულია გრაფიკების სახითაც. შედეგები თანხვედრილია ადრე მიღებულ შედეგებთან.

სოკერული მოხაზულობის სამაგრის მზიდუნარიანობა 3-4  
კოეფიციენტის მქონე ქანებში

სიმაგრის კოეფიციენტი	ბეტონის მარკა	ბეტონის დრეკადობის მოდული	ძაღვები		ეპსკონტრისიტეტი, სმ	მზიდუნარიანობა, კნ	მზიდუნარიანობის მარაგი %%-ში
			მღუნავი მომენტი კნმ	ნორმალური ძაღა, კნ			
3	150	10,5	34,9	167	20,9	170	2
		13,5	36,2	165	21,9	160	-
		17	37,5	163	23	150	-
		21	39	161	24,2	140	-
	200	11,5	35,3	166	21,2	198	19
		15	36,8	164	22,4	184	12
		18,5	38,1	162	23,5	174	7
		24	40	160	25	160	0
4	150	10,5	26,3	132	20	180	36
		13,5	27,1	130	20,8	171	32
		17	28	129	21,7	162	26
		21	28,9	128	22,6	153	20

#### 2.4. ხოკერული მოხაზულობის ორლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის მუდმივი სამაგრის სიხისტის გავლენა მის დაძაბულ მდგომარეობაზე.

მუდმივი სამაგრის სიხისტის გავლენის დასადგენად სხვადასხვა სახის სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივ სამაგრზე (მეტროპოლიტენის გადასარბენი გვირაბი, ორლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბი, მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი მუდმივი სამაგრი) ჩვენ გამოვიყენეთ პროფ. ნ. შაპოშნიკოვის ხერხი [46], რომელმაც 1969 წ. ახალი განვითარება მისცა მეტროპროექტის მეთოდს. სასრული ელემენტების მეთოდის გამოყენებამ მას საშუალება მისცა შეექმნა გაანგარიშების უნივერსალური პროგრამები. ამ მეთოდში დრეკადი ფენის შესაფასებლად გამოყენებულია ვინკლერის ჰიპოთეზა უკუბრჯენის ორი კოეფიციენტით. წარმოდგენილი მოდელი საშუალებას იძლევა მივიღოთ საკმაოდ ზუსტი შედეგი, გააჩნია კიდევ გამანაწილებელი თვისებები, რეგულირებადი გავრცელების ზონით. გარემოს მოდელი უკუბრჯენის ორი კოეფიციენტით შეიძლება განმარტებული იქნას როგორც ზამბარების სისტემა, დაკავშირებული გაუჭიმავი ძაფით [46].

საანგარიშო სქემაში შემავალი დეროების ბოლოების  $Z_i$  ვექტორების დადგენის შემდეგ შეიძლება სამშენებლო მექანიკის ფორმულებით ბოლოებში დატვირთულ დეროებში განვსაზღვროთ შიგა ძალები.

ჩვეულებრივ სამაგრის ფუძე (წერტილი 5) შეიძლება გადაადგილდეს ვერტიკალურად, მობრუნდეს, მაგრამ ჰორიზონტალური მიმართულებით იგი ჩამაგრებულია ხისტად.

თაღის ქუსლში წარმოშობილი რეაქციები ტოლია  $K_j \cdot I_j$  და  $K_j \cdot h_j$  სადაც  $I_j$  და  $h_j$  – შესაბამისად ინერციის მომენტი და ქუსლის კვეთის სისქეა;  $K_j$  – ქანის უკუწნევის კოეფიციენტი გვირაბის ფუძეში.

რეაქციის მატრიცებში შესწორების შეტანა საშუალებას იძლევა გავითვალისწინოთ სამაგრის საყრდენი კვეთის მოქნილობა.

უკუბრჯენის ორი კოეფიციენტის მქონე მოდელის კავშირისა და დატვირთვის შორის დამოკიდებულებას აქვს შემდეგი სახე:

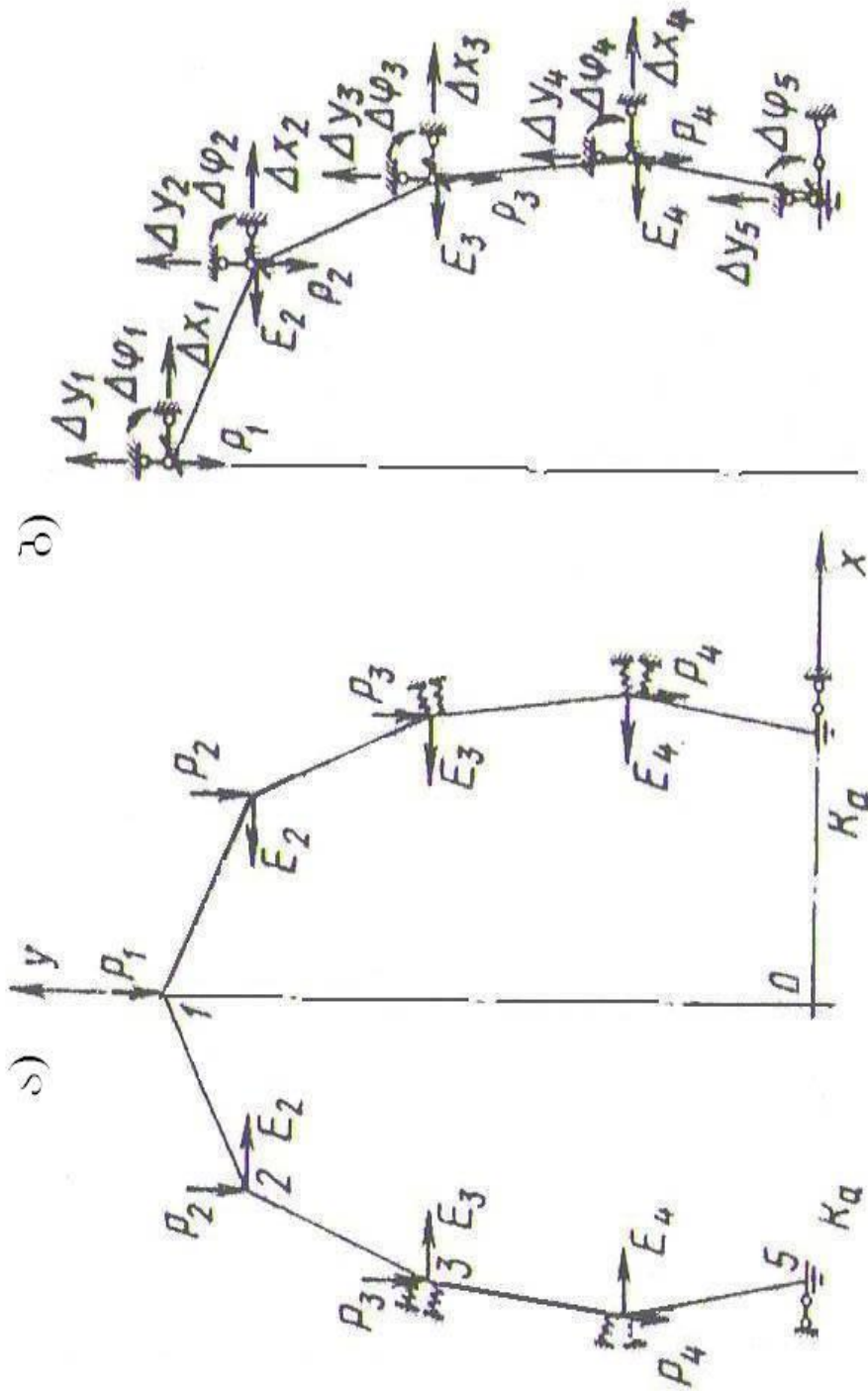
$$P(x)=k_1W(x)-k_2W'(x) \quad (9)$$

სადაც  $k_1$  და  $k_2$  კოეფიციენტებია, რომლებსაც სხვადასხვა მნიშვნელობები აქვს.

კოეფიციენტები  $k_1$  და  $k_2$ , რომლებიც გამოისახებიან გავლენის წირების ორდინატებით, შეიძლება განვსაზღვროთ ორი ექსპერიმენტალური მეთოდით. პირველი მეთოდით საჭიროა მთელი კონტურის დატვირთვა თანაბრად განაწილებული დატვირთვით (ნახ. 18 ა) და განვსაზღვროთ კოეფიციენტი  $k_1$  (ეს კოეფიციენტი ტოლია დატვირთვის კოეფიციენტის  $q$  რადიალური გადაადგილების  $W$  შეფარდების). მეორე ხერხით უნდა დაიტვირთოს კონტურის ნაწილი სიგრძით  $2a$  (ნახ. 18 ბ) და დავადგინოთ გავრცელების ზონა  $S_1$ , რომლის სიდიდის მიხედვით შეიძლება შევარჩიოთ  $t$  და შემდგომში გამოვთვალოთ  $k_2$  კოეფიციენტი ფორმულით:

$$k_2 = t^2 \cdot k_1 \quad (10)$$

6. შაკოშნიკოვმა დაამტკიცა, რომ  $t$  მნიშვნელობის სხვადასხვა შემთხვევაში  $k_2$  მცირე გავლენას ახდენს უდიდეს მომენტებზე. ამიტომ მუდმივი სამაგრის გასაანგარიშებლად იგი რეკომენდაციას უწევს ვინკლერის მოდელს. გვინდა ხაზი გავუსვათ მის მიერ შემოთავაზებული დრეკადი სისტემების გაანგარიშების თავისებურებებს. დრეკად გარემოში მყოფი კონსტრუქცია შეიძლება წარმოვიდგინოთ ტეხილი ღეროების (ჯაჭვების) სახით დრეკად საყრდენებზე (ნახ. 18). ჯაჭვის გასაანგარიშებლად შეიძლება გამოვიყენოთ როგორც ძალთა, ასევე გადაადგილების მეთოდები. გამოთვლითი მანქანების გამოყენების შემთხვევაში, როგორც უკვე აღვნიშნეთ, მოსახერხებელია გადაადგილების მეთოდის გამოყენება, რადგან ამ შემთხვევაში საჭირო არ არის ძირითად სისტემაში შიგა ძალების ეპიურების აგება (ცალკეული ღეროებისათვის გამოიყენება რეაქციის მატრიცები, რომლიდანაც შემდგომში სტანდარტული პროგრამების მიხედვით აიკრიბება რეაქციის მატრიცა მთელი სისტემისათვის). მიწისქვეშა კონსტრუქციების დაპროექტებისას შესაძლებელია ელემენტების როგორც ხისტი, ასევე სახსროვანი შეერთებები.



ნახ. 18 გადაადგილების მეთოდის მუდმივი სამაგრის საანგარიშო სქემები:  
 ა - საანგარიშო სქემა; ბ - ძირითადი სისტემა.

პროფ. ნ. შაპოშნიკოვის მეთოდში გარკვეულ ინტერესს წარმოადგენს რთული ძირითადი სისტემის გამოყენება. აღნიშნავთ, რომ ჩაუკეტავი ერთბიანი გვირაბის მუდმივი სამაგრების გადაადგილების

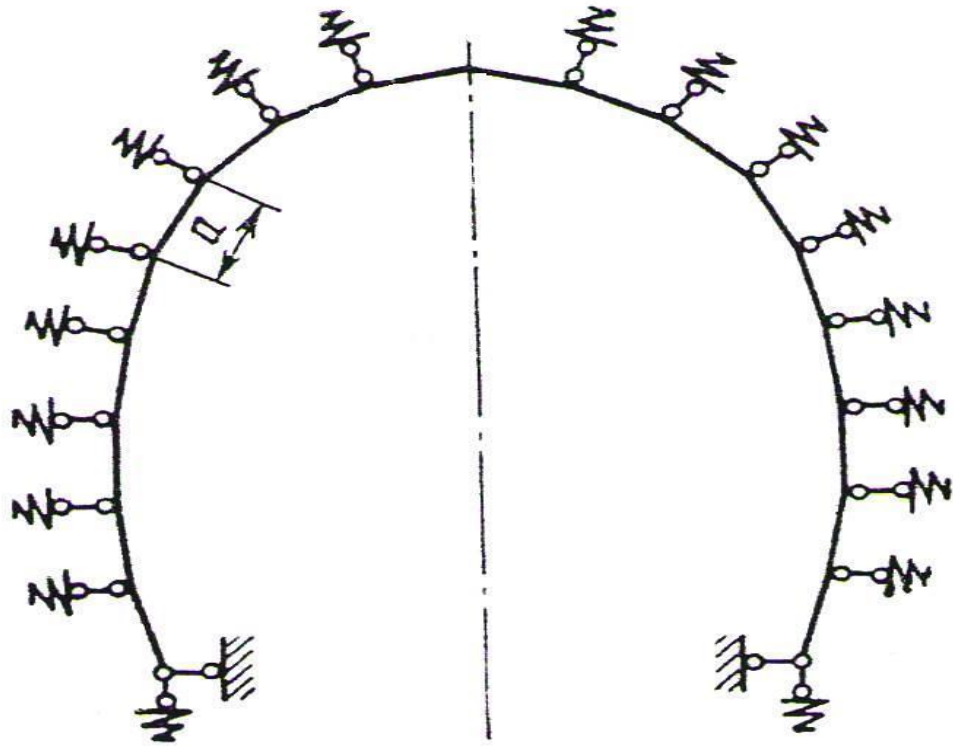
მეთოდის კანონიკურ განტოლებას აქვს ლენტისებული სახე. ამ სისტემის ამოსახსნელად საკმარისია გამოთვლითი მანქანების მეხსიერებაში ლენტის ფარგლებში მყოფი მასსოვრობის შენახვა და შემდგომში სისტემის ამოხსნის სპეციალური პროგრამის გამოყენება.

სოკერული მოხაზულობის მუდმივი სამაგრის საანგარიშო სისტემა ხისტად ჩამაგრებულ დრეკად გარემოზე წარმოდგენილია ნახ. 18 ა. იგი წარმოადგენს ჩაწერილ მრავალკუთხედს, რომლის ბოლოებში მოთავსებულია დრეკადი ზამბარები, რომლებიც ახასიათებენ კონსტრუქციის ურთიერთქმედებას დრეკად გარემოსთან. პროგრამა ითვალისწინებს განწებვის ზონაში მომხდარი ზამბარების გათიშვას. ძირითადი სისტემა (ნახ. 18 ბ) დრეკადი ზამბარების გარეშე მიღებულია საანგარიშოდან ყველა კვანძში, გარდა ხისტად ჩამაგრებულისა სამი ბმის ჩართვით, რომლებიც ეწინააღმდეგებიან კუთხოვან,  $\Delta\varphi$ , ჰორიზონტალურ  $\Delta X$  და ვერტიკალურ გადახრევლებებს.

უცნობები წარმოადგენენ კვანძურ გადაადგილებებს, რომლებიც ნულებად გარდაქმნიან ძალებს შეყვანილ ბმეებში.

მრავალკუთხედის ყველა წერტილისათვის შეიძლება შევადგინოთ სამი კანონიკური განტოლება, რომლებიც წერტილებისათვის 1 და 4 შეიცავენ 6 უცნობს, შუალედური წერტილები კი ცხრა უცნობს.

კვლევისათვის განხილულია ორლიანდაგიანი რკინიგზის გვირაბის სამაგრის ორი ტიპი: პირველი – სამაგრი მძიმე ბეტონისგან სუსტ გრუნტებში სიმაგრის კოეფიციენტით  $-2$ , სამაგრის სისქე კლიტეში 90 სმ-ია და მეორე სამაგრი კლიტეში სისქით 50 სმ, გრუნტში სიმაგრის კოეფიციენტით 5. რომ იქნეს დადგენილი სამაგრის სისქის გაგლენა მის სტატიკურ მუშაობაზე, გამოკვლეულ იქნა კიდევ სამაგრის ორი ტიპი, რომლებიც განსხვავდება მეორე ტიპისაგან მხოლოდ სისქით. მესამე ტიპის სამაგრის სისქე კლიტეში მიღებულია 40 სმ, მეოთხეში კი 30 სმ.



ნახ. 19

სამაგრების დაძაბული მდგომარეობის და მზიდუნარიანობის ანალიზმა გვიჩვენა, რომ ადრე გამოვლენილი კანონზომიერი დამოკიდებულება სამაგრის სისქესა და მის მზიდუნარიანობას შორის, აქაც იგივეა, რაც ადრე განხილული სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრების კვლევისას იქნა გამოვლენილი, ოღონდ დამოკიდებულების ხასიათი ნაწილობრივ იცვლება კონსტრუქციის ზომების მიხედვით.

მრავლობითი კორელაციის მეთოდებით შესრულებული სტატიკური ანგარიშების ანალიზის დამუშავებით მიღებული იქნა შემდეგი შედეგები: რეგრესიის განტოლებას, რომელიც ამყარებს დამოკიდებულებას მზიდუნარიანობასა და ბეტონის სიმტკიცეს, დრეკადობის მოდულს, გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტსა და სამაგრის კლიტის სისქეს შორის, აქვს სახე:

$$P=16,28 R -16,18 E + 423,7 f + 15,83 d -2117 \quad (11)$$

მრავლობითი კორელაციის კოეფიციენტი ტოლია 0,987, სტატიკური გადახრა – 103,5.

დადგინდა რომ, რეგრესიის კოეფიციენტები იცვლებიან შემდეგ ინტერვალებში:

$$\begin{aligned} b_0 &= 2119,2 - 2114,8 & b_1 &= 1,147 - 2,11 \\ b_2 &= -21,5 - -10,8 & b_3 &= 348,7 - 498,7 \\ b_4 &= 11,3 - 20,4 \end{aligned}$$

არც ერთი დადგენილი ინტერვალი არ მოიცავს თავის თავში ნულს და ამიტომაც განხილული ფაქტორების მიღებული სიდიდეები შეიძლება ჩაითვალოს არსებულად.

რეგრესიის განტოლებებს კოეფიციენტის მცირე მნიშვნელობებისათვის აქვს სახე:

$$P_1 = 11,47 R - 21,5 E + 348,7 f + 11,3 d - 2119 \quad (12)$$

დიდი მნიშვნელობებისათვის

$$P_2 = 21,1 R - 10,8 E + 498,7 f + 20,4 d - 2115 \quad (13)$$

რეგრესიის განტოლებას, რომელიც ამყარებს დამოკიდებულებას სამაგრის კლიტის კვეთში ნორმალურ ძალასა და ბეტონის დრეკადობის მოდულს, გრუნტის სამაგრის კოეფიციენტსა და კლიტის კვეთის სისქეს შორის აქვს სახე:

$$N = 328 - 2,44 E + 13,2 f + 0,85 d \quad (14)$$

რეგრესიის კოეფიციენტით დადგენილი ზღვრებით კოეფიციენტები იცვლებოდა შემდეგ ინტერვალებში:

$$\begin{aligned} b_0 &= 327,7 - 328,3 & b_1 &= -2,9 - -1,96 \\ b_2 &= 3,1 - 23,3 & b_3 &= 0,225 - 1,47 \end{aligned}$$

ყველა მიღებული რეგრესიის კოეფიციენტი შეიძლება ჩაითვალოს არსებულად, რადგან ისინი დადგენილ ინტერვალში არ შეიცავენ ნულს.

კოეფიციენტების მცირე მნიშვნელობებისათვის რეგრესიის განტოლებას ექნება სახე:

$$N_1 = 328 - 2,9 E + 3,1 f + 0,225 d \quad (15)$$

კოეფიციენტების მაღალი მნიშვნელობებისათვის რეგრესიის განტოლებას ექნება სახე:

$$N_2 = 328 - 1,96 E + 23,3 f + 1,47 d \quad (16)$$



(12) და (14) განტოლებებზე დაყრდნობით, მივიღებთ ორლიანდა-  
გიანი სარკინიგზო გვირაბის ხოკერული სამაგრის კლიტის  
სისქისათვის ფორმულას

$$d \geq 163 - 1,1 R + 0,96 E - 27,4 f \quad (17)$$

რეგრესიის კოეფიციენტის მცირე მნიშვნელობისათვის

$$d_1 \geq 221 - 1,04 R + 1,68 E - 31,2 f \quad (18)$$

რეგრესიის კოეფიციენტის მაღალი მნიშვნელობისათვის

$$d_2 \geq 129 - 1,11 R + 0,47 E - 25,1 f \quad (19)$$

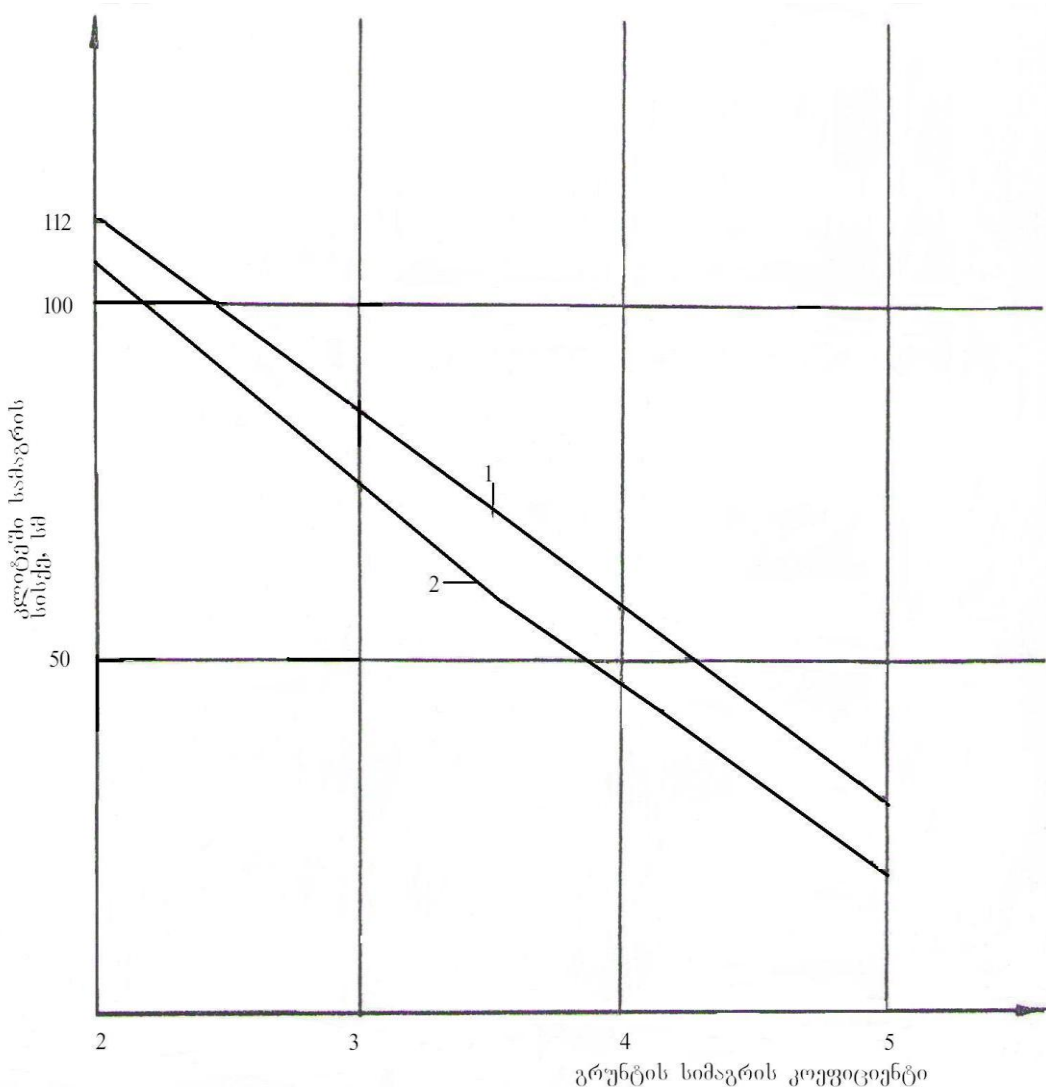
უნდა აღინიშნოს რომ, სამივე ფორმულით განსაზღვრული  
სიდიდეები საკმაოდ ახლოსაა ერთმანეთთან.

განხილული მაგალითების ანალიზი გვიჩვენებს, რომ მძიმე  
ბეტონიდან მსუბუქზე გადასვლა საშუალებას იძლევა სამაგრის სისქე  
შემცირდეს  $10 \div 14$  სანტიმეტრით.

ცხრილი 14

ორლიანდაგიანი რკინიგზის ხოკერული სამაგრის სისქე  
გრუნტში, სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2 \div 5$

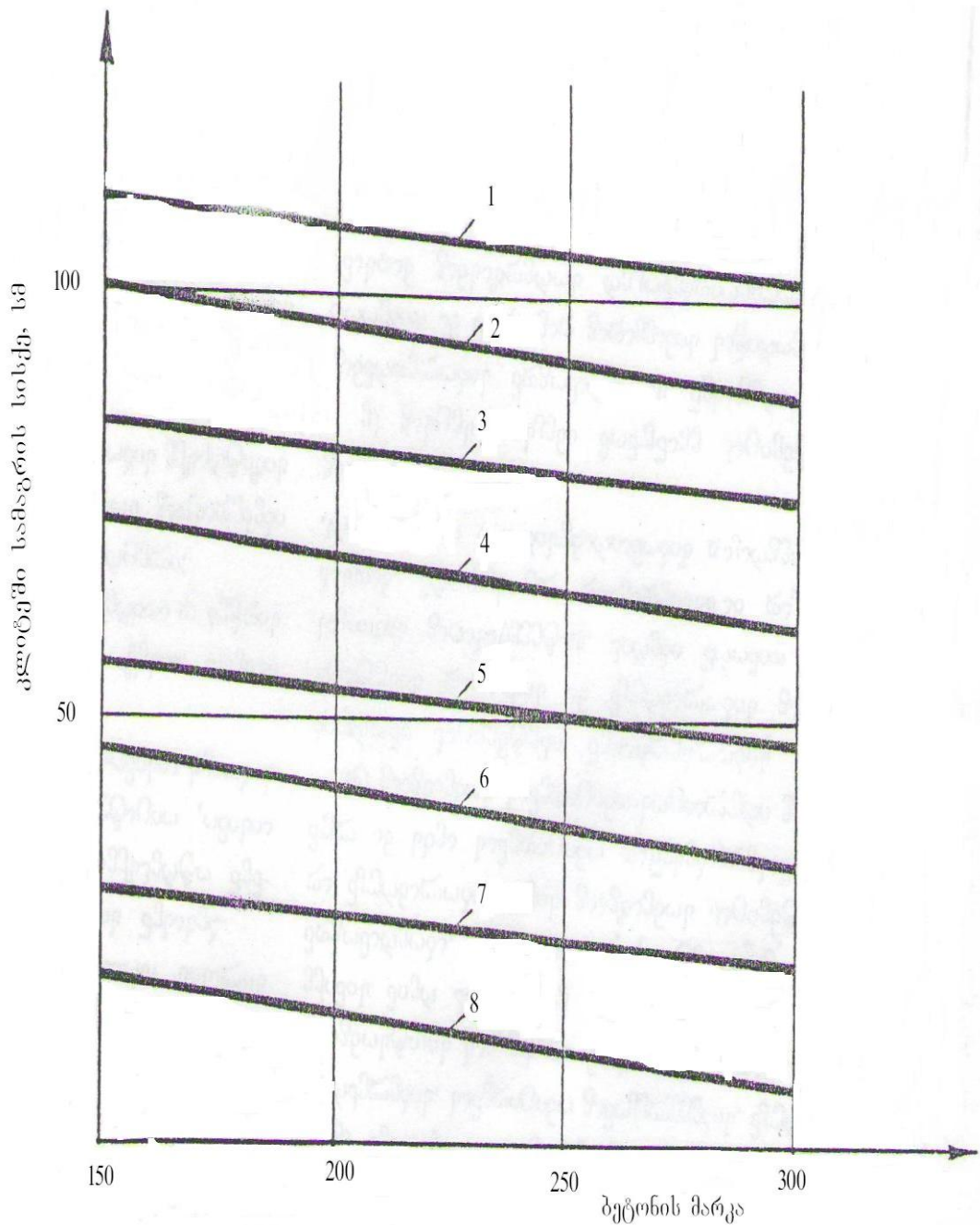
ბეტონის სიმტკიცე მპა	დრეკადობის მოდული გპა	სამაგრის სისქე კლიტეში, სმ,			
		2	3	4	5
15	10,5	102	74	47	20
	13,5	105	77	50	23
	17	108	81	53	26
	21	112	85	57	30
20	11,5	97	70	42	15
	15	101	73	46	18
	18,5	104	77	49	22
	24	109	82	54	27
25	12,5	93	65	38	11
	16,5	97	69	42	14
	20	100	73	45	18
	26,5	106	79	51	24
30	13,5	88	61	33	6
	17,5	92	65	37	10
	21,5	96	68	41	14
	29	103	76	48	21



ნახ. 20. ორლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის ხოკერული  
სამაგრის სისქე

1 - მძიმე ბეტონისათვის, 2 - მსუბუქი ბეტონისათვის მარკით 150,  
გრუნტებში სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=2 \div 5$ .

თუ შევადარებთ ერთნაირი სისქის სამაგრებს, მსუბუქი ბეტონის გამოყენებისას, ბეტონის სიმტკიცე  $10 \div 15$  მგპა -ით მცირეა, ვიდრე სამაგრი მძიმე ბეტონის გამოყენებისას. მძიმე ბეტონს სიმტკიცით 30 მგპ სამაგრს უნდა ჰქონდეს სისქე შესაბამისად 102, 74, 47 და 20 სმ. 25 მგპ სიმტკიცის მძიმე ბეტონის სამაგრს უნდა ჰქონდეს სისქე შესაბამისად 106, 79, 51 და 24 სმ. ე. ი. თუ კი სამაგრის საყალიბე ზომებს შევინარჩუნებთ, მძიმე ბეტონიდან მსუბუქზე გადასვლისას საშუალება გვექნება შევამციროთ ბეტონის მარკა 2-3 საფეხურით.



**ნახ. 21. ორლიანდაგიანი სარკინიგზო გვირაბის ზოკერული სამაგრის სისქე გრუნტის სიმკვრივის კოეფიციენტით  $f=2$  (მრუდი 1, 2),  $f=3$  (მრუდი 3, 4),  $f=4$  (მრუდი 5, 6),  $f=5$  (მრუდი 7, 8) მძიმე ბეტონისათვის (მრუდი 1, 3, 5, 7) და მსუბუქი ბეტონისათვის (მრუდი 2, 4, 6, 8).**

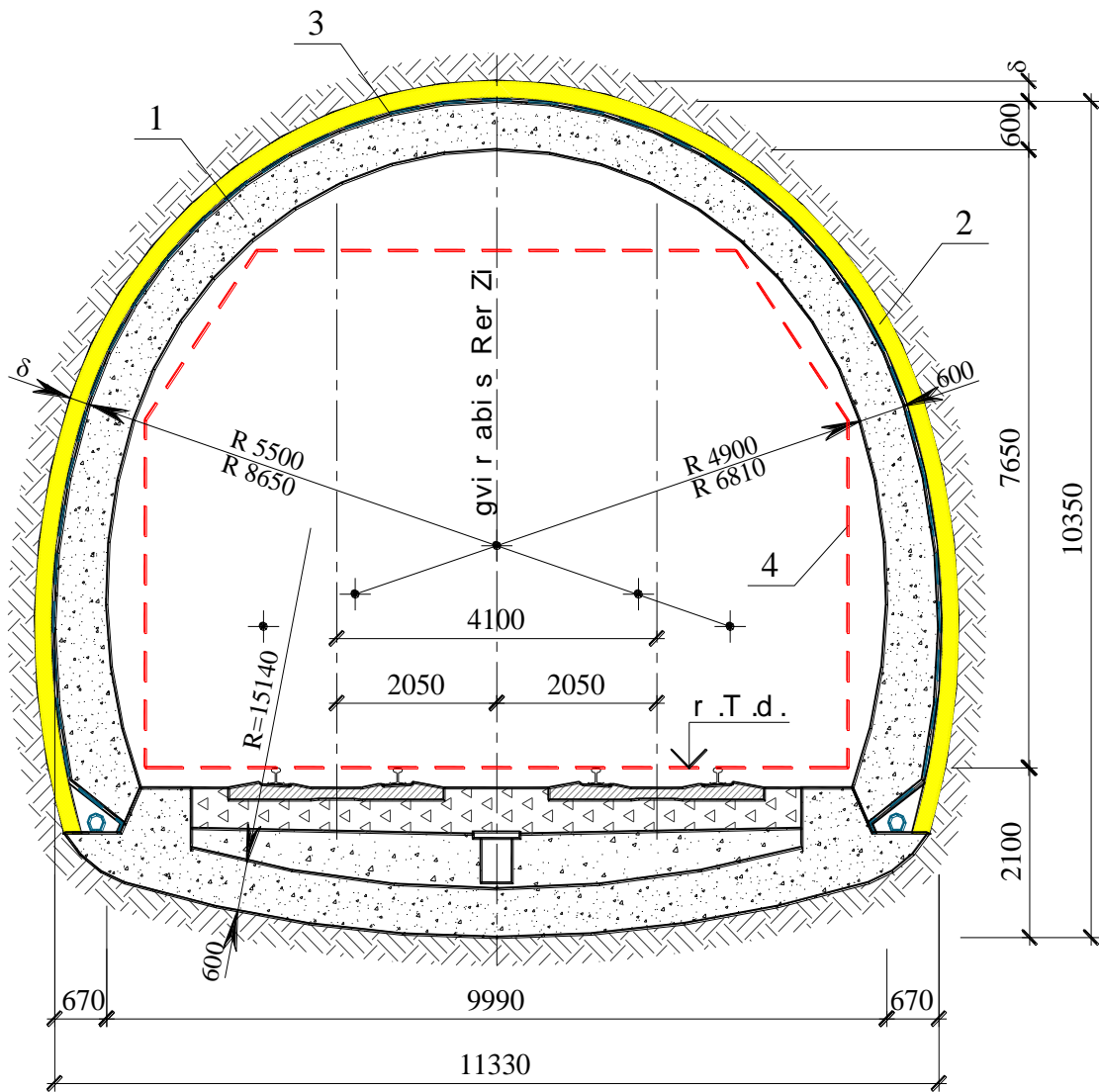
სამაგრში ბეტონის სიმტკიცის გაზრდით მიღწეული შედეგი უფრო ეფექტურია მსუბუქი ბეტონის შემთხვევაში. მაგ. ბეტონის

სიმტკიცის 15 მგპ –დან 30 მგპ –მდე გაზრდისას სამაგრის სისქე მსუბუქ ბეტონში მცირდება 14 სმ-ით, ხოლო მძიმე ბეტონის შემთხვევაში 9 სმ-ით. აღსანიშნავია რომ ანალოგიური მაჩვენებლები პირველ შემთხვევაში შეადგენდა 32 და 27–ს, ხოლო მეორე შემთხვევაში შესაბამისად 23 –15 სმ.

უნდა აღინიშნოს, რომ ბეტონის სიმტკიცის გაზრდით თითქმის ორჯერ მცირდება ზოგიერთი ბეტონის სამუშაოების მოცულობები, თუმცა ამავდროულად, აუცილებელი ხდება ბეტონის ჩაწეობის სამუშაოთა ტექნოლოგიური პროცესების ხარისხზე კონტროლის გამკაცრება, მაგრამ ეს გაძნელებულია მიწისქვეშა სამუშაოების შესრულების სირთულეებიდან გამომდინარე. უფრო მაღალი მარკის ბეტონიდან დაბალი სიმტკიცის ბეტონზე გადასვლა კი პრაქტიკულად ბეტონის სამუშაოთა მოცულობაზე არ აისახება. მარტივდება სამუშაოთა ტექნოლოგიური პროცესები, მცირდება ცემენტის რაოდენობა და ბეტონის მარკის დაწევის ხარჯზე მაღლდება ტექნო–ეკონომიური ეფექტი. ბეტონის სამუშაოების მექანიზაციას სჭირდება რაც შეიძლება პლასტიკური და სულაც ადვილად ჩასასხმელი ბეტონი.

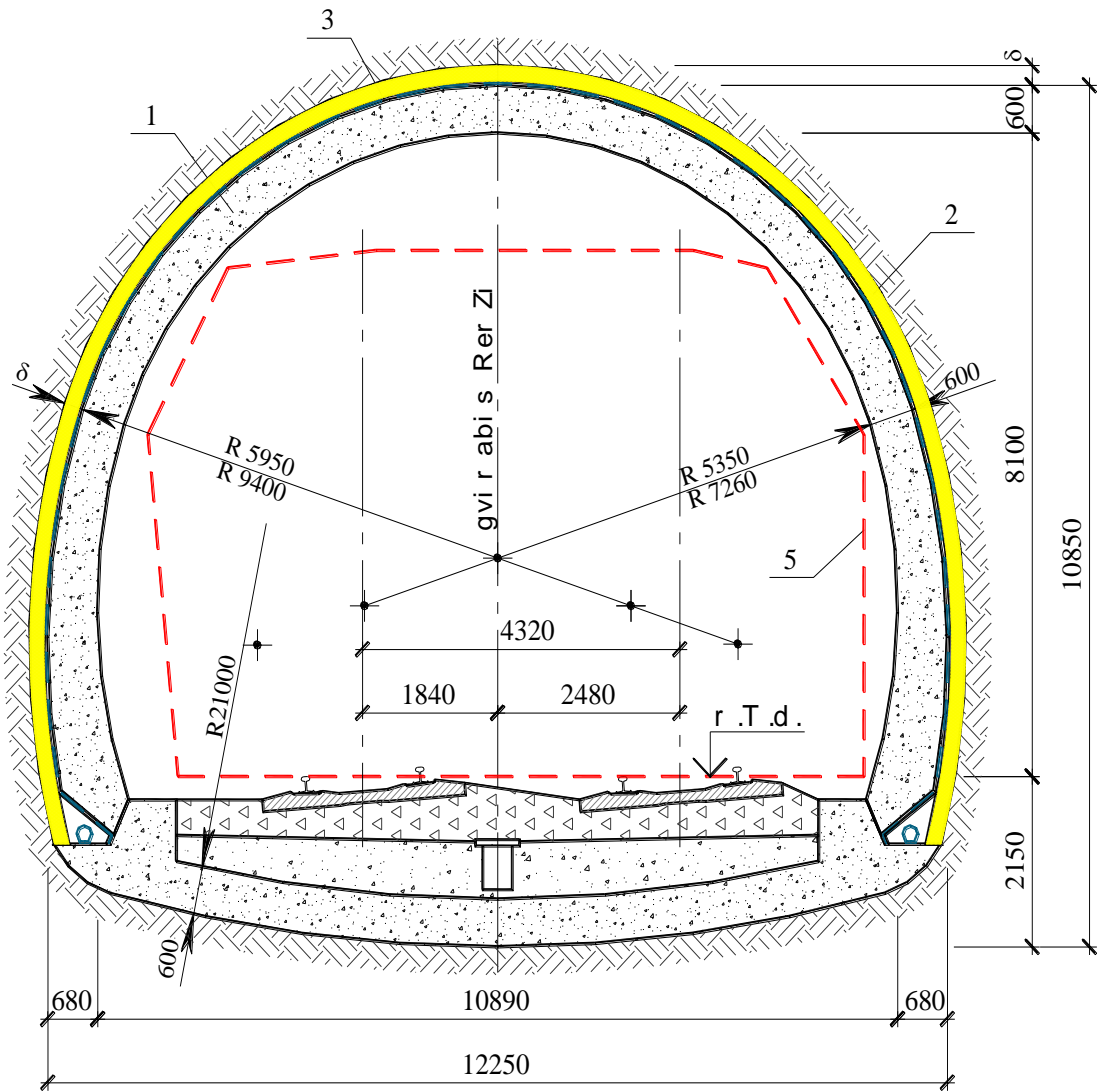
ქ. თბილისის შემოვლითი რკინიგზის ხაზზე დაპროექტებულია ხუთი ორლიანდაგიანი გვირაბი, საერთო სიგრძით 3400 მ. გვირაბები განლაგებულია ქანებში სიმაგრის კოეფიციენტით 2-4, დაპროექტებულია მსუბუქი მონოლითური 200 მარკის ბეტონისაგან. შესაბამისი საინჟინრო გეოლოგიური პირობებისათვის თადი ცვალებადი სისქისაა. კლიტეში მისი სისქე შეადგენს 55-75 სმ, კედლების სისქე მიღებულია 50 სმ.

ნახაზებზე 22–27 მოყვანილია ორლიანდაგიანი გვირაბის სამაგრის ტიპები საინჟინრო-გეოლოგიური პირობების შესაბამისად.



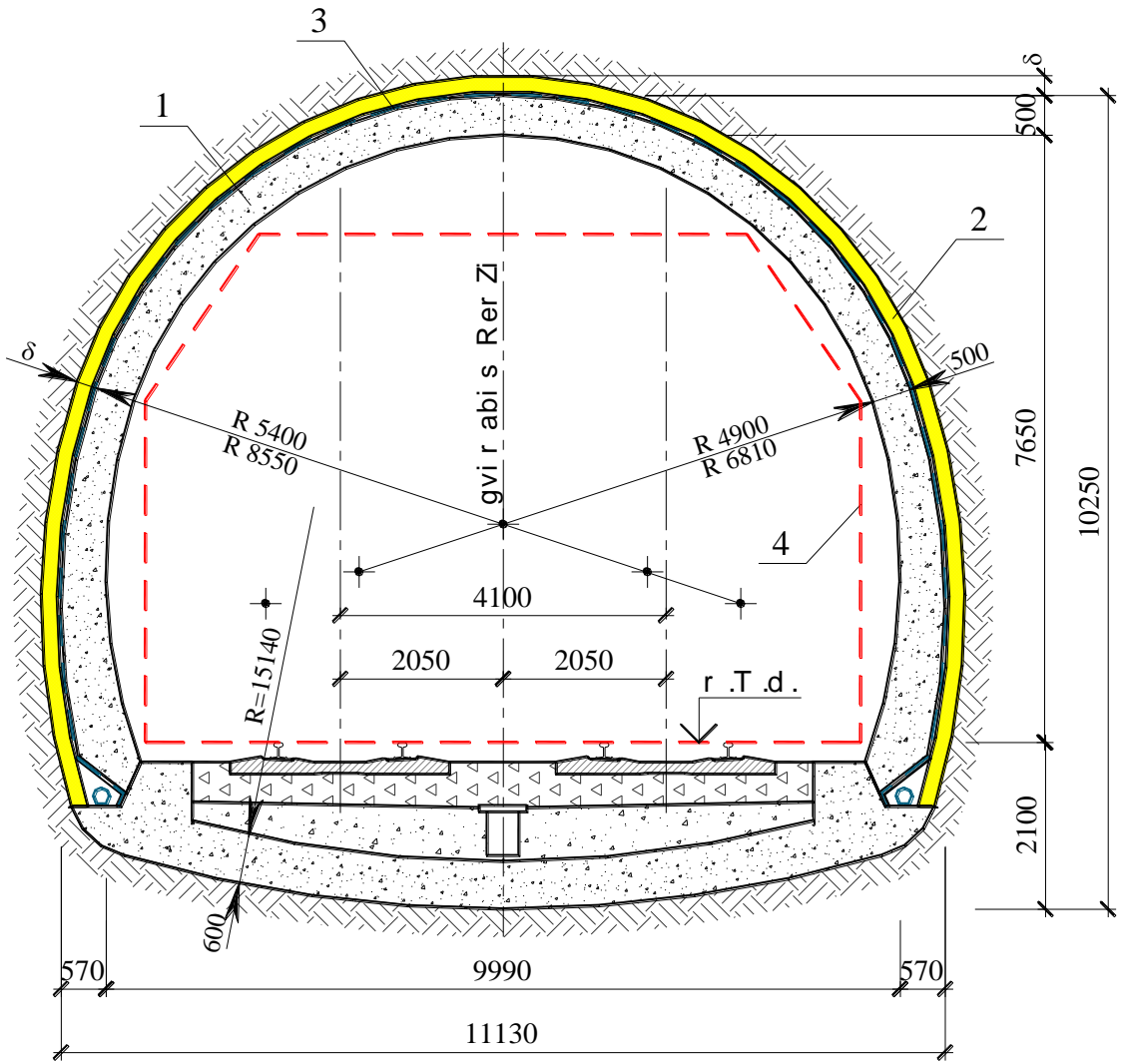
ნახ. 22 სამაგრის I ტიპი  
 (არამდგრად, სუსტი სიმაგრის ძლიერზაროვან  
 ქანებში და პორტალურ უბნებზე, სწორზე)

- 1 – მონოლითური ბეტონ/რკინაბეტონი;
- 2 – ნაშხეფბეტონი;
- 3 – ჰიდროიზოლაცია;
- 4 – ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C სწორზე.



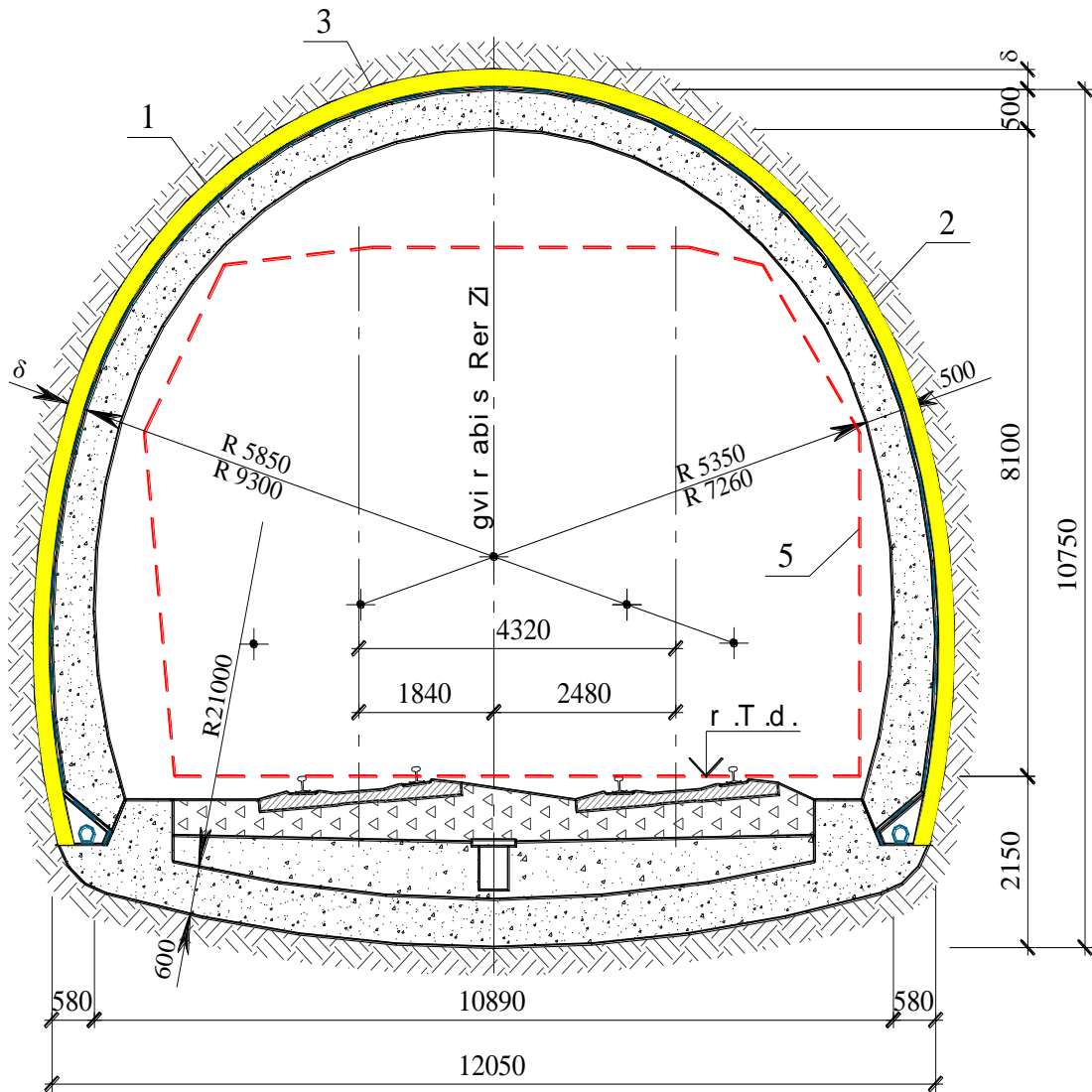
ნახ. 23 სამავრის Ia ტიპი  
(მაგარ და საშუალო სიმაგრის  
უბზარო ქანებში, მრუდზე)

- 1 – მონოლითური ბეტონი/რკინაბეტონი;
- 2 – ნაშხეფბეტონი;
- 3 – პიდროლიზოლაცია;
- 4 – ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C მრუდზე



ნახ. 24 სამაგრის II ტიპი  
(სუსტ და საშუალო სიმაგრის  
ძლიერ ბზაროვან ქანებში, სწორზე)

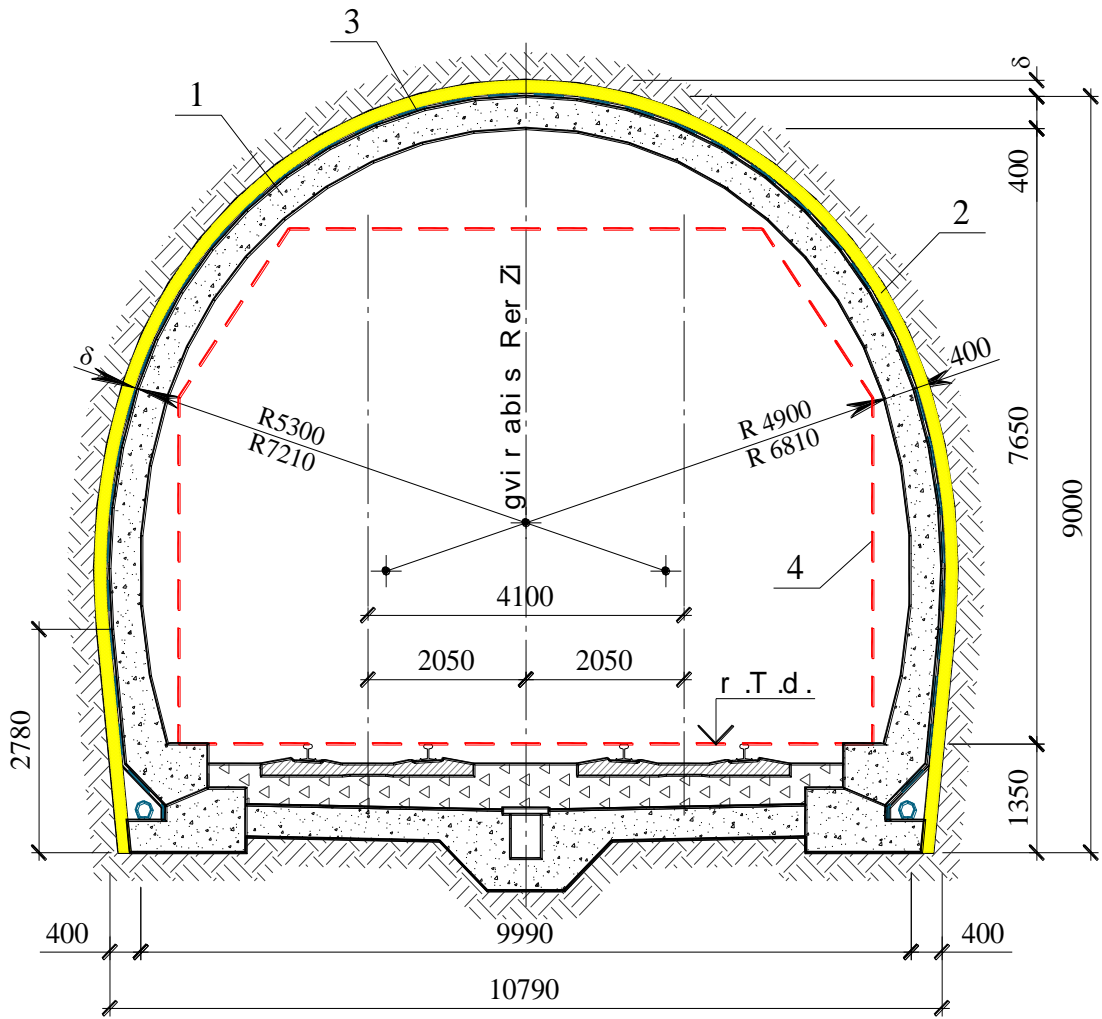
- 1 - მონლითური ბეტონი/რკინაბეტონი;
- 2 - ნაშხეფბეტონი;
- 3 - პიდროიზოლაცია;
- 4 - ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C სწორზე.



ნახ. 25 სამაგრის IIa ტიპი  
(სუსტ და საშუალო სიმაგრის  
ძლიერ ბზაროვან ქანებში, მრუდზე)

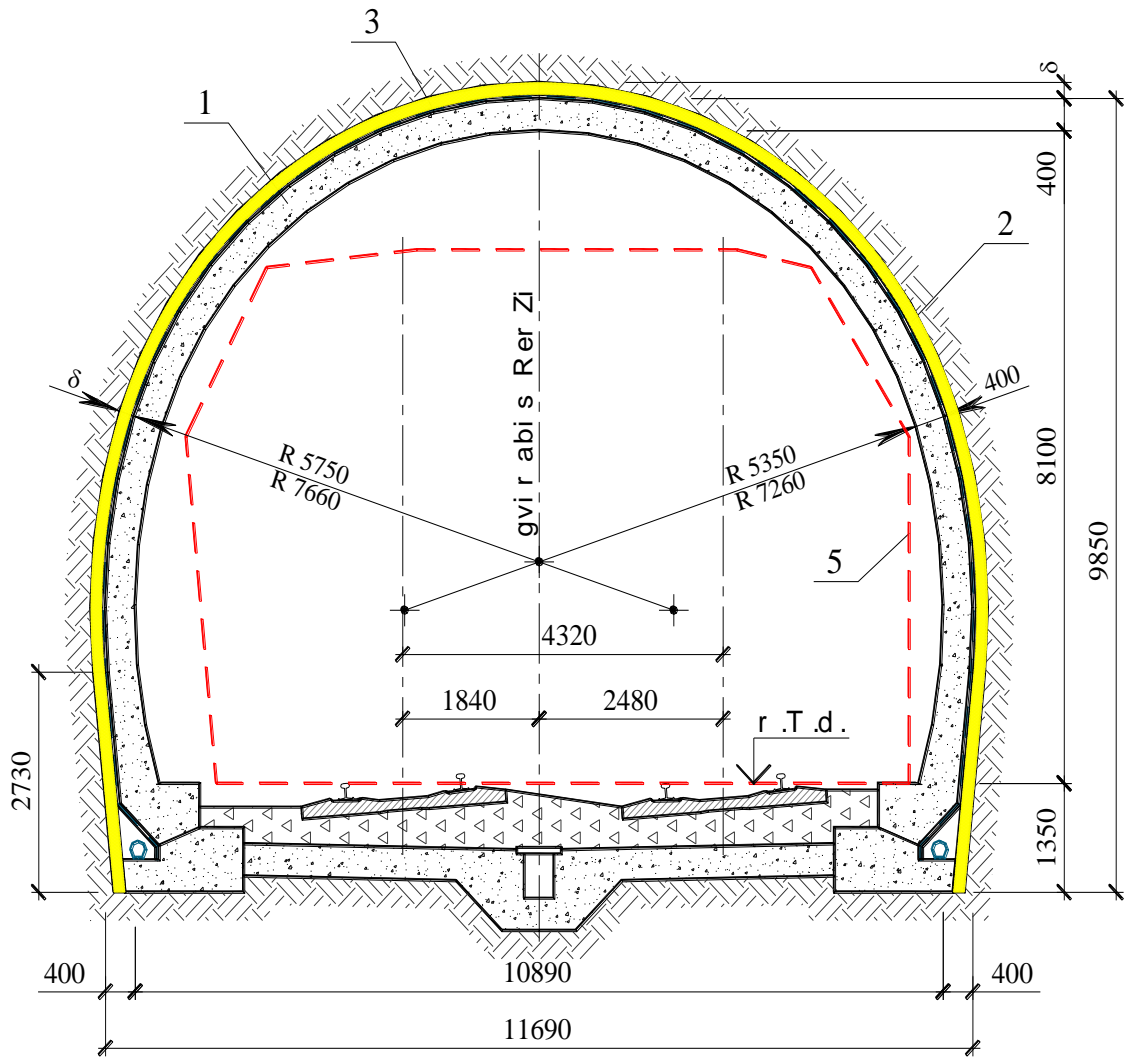
- 1 – მონოლითური ბეტონი/რკინაბეტონი;
- 2 – ნაშხეფბეტონი;
- 3 – ჰიდროიზოლაცია;
- 4 – ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C მრუდზე.





ნახ. 26 სამაგრის III ტიპი  
(საშუალო სიმაგრის უბზარო და  
მაგარ ქანებში, სწორზე)

- 1 – მონოლითური ბეტონი/რკინაბეტონი;
- 2 – ნაშხეფბეტონი;
- 3 – ჰიდროიზოლაცია;
- 4 – ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C სწორზე.



*ნახ. 27 სამაგრის IIIa ტიპი  
(საშუალო სიმაგრის უბზარო და  
მაგარ ქანებში, მრუდზე)*

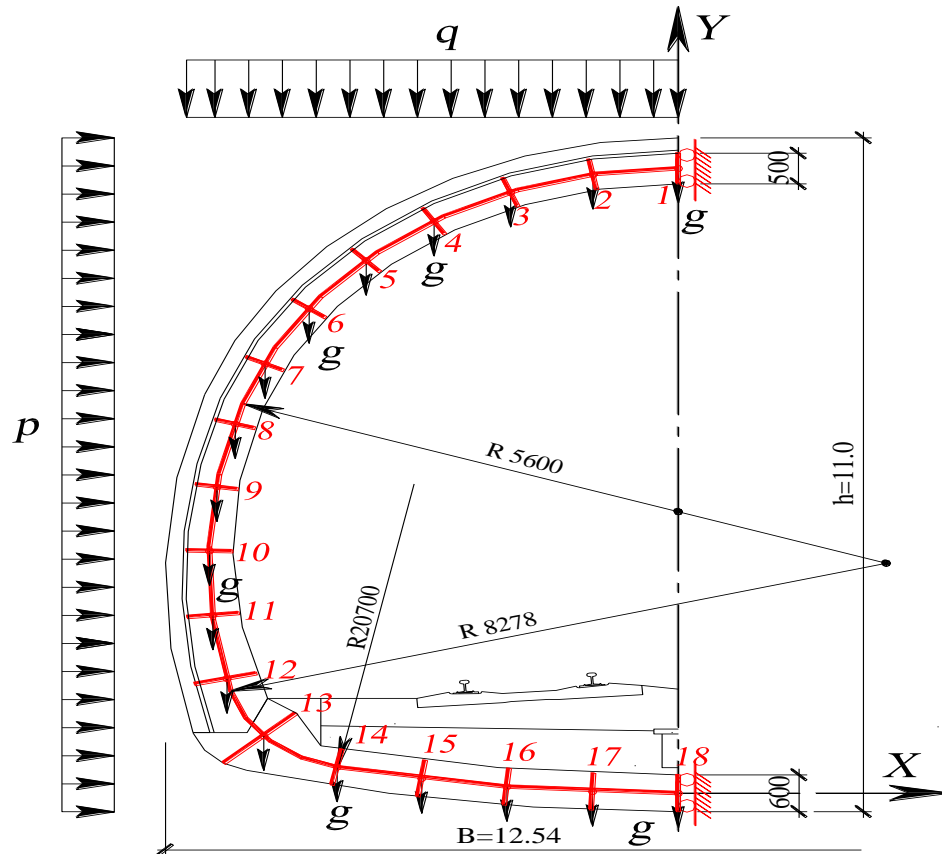
- 1 – მონოლითური ბეტონი/რკინაბეტონი;*
- 2 – ნაშხეფბეტონი;*
- 3 – ჰიდროიზოლაცია;*
- 4 – ნაგებობათა მიახლოების გაბარიტი C მრუდზე.*

გვირაბის სამაგრების ტიპების გაანგარიშებები შესრულებულია შეეული და თარაზული სამთო წნევის მოცემული დატვირთვების მიხედვით თაღწარმოქმნის პირობებში.

გაანგარიშება სრულდება გადაადგილებათა მეთოდით პროფ. ნ. შაპოშნიკოვის მიერ დამუშავებული МИИТ-ის პროგრამით. პროგრამა

ითვალისწინებს გვირაბის კონსტრუქციის აღწერას როგორც დეროვანი სისტემისა ზომით 200 კვანძამდე და დერომდე. გათვალისწინებულია გრუნტის უკუბჯენა სამაგრის პერიმეტრზე განწევის ზონების კორექტირებით.

სამაგრის ერთ-ერთი ტიპისთვის (ტიპი IIa) ნახაზზე (ნახ. 28) მოყვანილია საანგარიშო სქემა.



ნახ. 28 სამაგრის საანგარიშო სქემა (ტიპი IIa)

სამაგრისა და გარე დატვირთვის სიმეტრიულობის გამო საანგარიშო სქემა წარმოადგენს ჩაკეტილი ბრტყელ-დეროვანი სისტემის ნახევარს და შედგება 18 კვანძისა და 17 დეროსაგან. კვანძებში მოდებულია შეყურსული ძალები სამაგრის საკუთარი წონისაგან, დეროებში – თანაბრად განაწილებული შვეული და თარაზული დატვირთვა სამთო წნევისაგან. ვინკლერის თეორიის თანახმად, გაანგარიშებაში გრუნტის დრეკადი უკუბჯენის კოეფიციენტის შეყვანით

ხდება გარემომცველ მასივთან სამაგრის ურთიერთქმედების გათვალისწინება.

გაანგარიშება სრულდება სამაგრის სამი ძირითადი ტიპისთვის (გრუნტებში სიმაგრის კოეფიციენტით პროტოდიაკონოვის მიხედვით  $f=1,5-2$ ; 3 და 4). ბეტონის კლასი ძირითადი სამაგრისათვის მიღებულია B22,5 (მარკა M300). გაანგარიშება ხდება გვირაბის ერთი გრძივი მეტრისთვის.

გრუნტებისათვის სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=1,5-2$  მიღებულია გრუნტის შემდეგი მახასიათებლები:

- გრუნტის მოცულობითი წონა  $\gamma=2,0$  ტ/მ<sup>3</sup>;
- შიგა ხახუნის კუთხე  $\varphi=60^0$ ;
- კუთრი დრეკადი უკუბჯენის კოეფიციენტი  $\kappa_0=100\ 000$  ტ/მ<sup>3</sup>;
- პუასონის კოეფიციენტი  $\mu=0,32$ .

მიღებულია სამაგრზე დატვირთვის შემდეგი საანგარიშო სიდიდეები:

- შვეული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $q=18,4$  ტ/მ;
- თარაზული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $p=18,4$  ტ/მ;
- დატვირთვა საკუთარი წონისაგან კვეთებში იცვლება  $g=1.9-3.2$  ტ ფარგლებში.

გრუნტებისათვის სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=3$  მიღებულია გრუნტის შემდეგი მახასიათებლები:

- გრუნტის მოცულობითი წონა  $\gamma=2,5$  ტ/მ<sup>3</sup>;
  - შიგა ხახუნის კუთხე  $\varphi=70^0$ ;
  - კუთრი დრეკადი უკუბჯენის კოეფიციენტი  $\kappa_0=275\ 000$  ტ/მ<sup>3</sup>;
  - პუასონის კოეფიციენტი  $\mu=0,27$ .
  - შვეული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $q=10,3$  ტ/მ;
  - თარაზული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $p=0,2$  ტ/მ;
- დატვირთვა

- დატვირთვა საკუთარი წონისაგან კვეთებში იცვლება  $g=1.6-2.7$  ტ ფარგლებში.

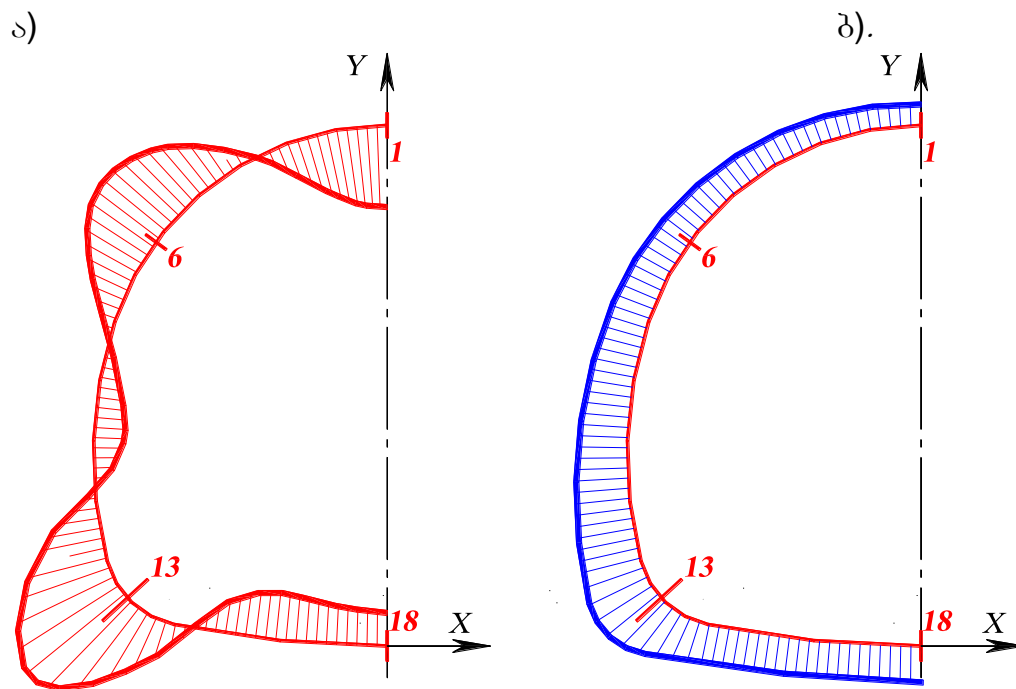
გრუნტებისათვის სიმაგრის კოეფიციენტით  $f=4$  მიღებულია გრუნტის შემდეგი მახასიათებლები:

- გრუნტის მოცულობითი წონა  $\gamma=2,8$  ტ/მ<sup>3</sup>;
- შიგა ხახუნის კუთხე  $\varphi=70^{\circ}$ ;
- კუთრი დრეკადი უკუბჯენის კოეფიციენტი  $\kappa_0=400\ 000$  ტ/მ<sup>3</sup>;
- პუასონის კოეფიციენტი  $\mu=0,25$ .
- შვეული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $q=8,6$  ტ/მ;
- თარაზული თანაბრადგანაწილებული დატვირთვა სამთო წნევისაგან  $p=0,0$  ტ/მ;

დატვირთვა

- დატვირთვა საკუთარი წონისაგან კვეთებში იცვლება  $g=1.3\pm 2.2$  ტ ფარგლებში.

წინასწარი სტატიკური გაანგარიშების შედეგები ნაჩვენებია ნახ. 29.) მღუნავი მომენტებისა და ნორმალური ძალების ეპი



ნახ. 29 შინაგანი ძალების ეპიურები:  
 ა) მღუნავი მომენტები; ბ) ნორმალური ძალები

ურები, ხოლო შინაგანი ძაღვების მნიშვნელობები ყველაზე დატვირთული კვეთებისათვის (კვეთი 1, 6, 13 და 18) – 15 ცხრილში.

ცხრილი 15

**შინაგანი ძაღვების მნიშვნელობები ყველაზე დაბალ კვეთებში**

კვეთი №	მღუნავი მომენტები, ტმ			ნორმალური ძაღვები, ტ		
	სიმაგრის კოეფიცი. $f=1.5-2$	სიმაგრის კოეფიცი. $f=3$	სიმაგრის კოეფიცი. $f=4$	სიმაგრის კოეფიცი. $f=1.5-2$	სიმაგრის კოეფიცი. $f=3$	სიმაგრის კოეფიცი. $f=4$
	1	34.7	12.5	7.2	64.8	44.0
6	27.3	10.0	6.0	111.0	69.0	59.4
13	52.8	22.5	14.5	145.0	90.2	75.4
18	24.6	3.5	0.4	131.6	84.3	71.0

მუშა ნახაზების შედგენისას სტატიკური გაანგარიშების დახუსტებული შედეგების მიხედვით უნდა შემოწმდეს სამაგრის კვეთების მზიდუნარიანობა და შეირჩეს არმატურა.

მოყვანილი მონაცემები მოწმობენ, რომ ისე როგორც წრიული მოხაზულობის სამაგრის შემთხვევაში, მსუბუქი ბეტონის გამოყენება განაპირობებს მღუნავი მომენტების შემცირებას და ნორმალური ძაღვების უმნიშვნელო ზრდას.

**2.5. დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგური**

ღრმად განლაგებული ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრის სტატიკური მუშაობის კვლევა-ძიებამ გვიჩვენა იგივე კანონზომიერება და დამოკიდებულება, როგორსაც ადგილი ჰქონდა წინამდებარე შემთხვევებში.

სამაგრი დაპროექტებულია იმ სახის ქანებისათვის რომელთა სიმაგრის კოეფიციენტი არის – 6, იმის გათვალისწინებით რომ შესაძლებელია მისი აგება ორი სქემით. პირველი სქემა ირჩევს გვირაბის აგებას დაყრდნობილი თაღის ხერხით. მეორე სქემა ითვალისწინებს თაღის აგებას წინასწარ აგებულ და დაბეტონებულ კედლებზე დაყრდნობით. გაანგარიშების დროს ირკვეოდა შესაძლებლობა რომ სამაგრის მასალად გამოყენებული ყოფილიყო ბეტონი 150 და 200 მარკის როგორც მძიმე ბეტონი, ისე ფოროვანი შემავსებლებით ანუ მსუბუქი ბეტონი. თაღის მაღი 16,54 მეტრი, აწვევის სიმაღლე 4,52 მეტრი, კედლების სიმაღლე 4,35 მეტრი. თაღის სისქე მერყეობს 50 სმ–დან 90 სმ–მდე. ზედა თაღის ქუსლებით ქანზე დაყრდნობილი სამაგრის გაანგარიშების შედეგები მოყვანილია ცხრილში 16 და თაღის დაყრდნობა ბეტონის კედლებზე – ცხრილში 17. ამ ცხრილებში მოყვანილი მონაცემების განხილვა გვიჩვენებს რომ ამ შემთხვევაში მსუბუქი ბეტონის უპირატესობა გამოიყენება დიდი ეფექტურობით. ასე მაგალითად. მღუნავი მომენტი თაღის კვეთში მცირდება 16,3 - 22 %-ით, ქუსლის კვეთში 20,9 - 38,5 %-ით, კედლებში 18,6 %-ით. აქედან გამომდინარე მიწისქვეშა ნაგებობათა ზომების გადიდებით იზრდება ფოროვან შემავსებლებზე დამზადებული ბეტონის გამოყენება.

ერთთაღიანი სადგურის სამაგრის ამტანუნარიანობის გამოკვლევამ გვიჩვენა რომ ფოროვან შემავსებელზე დამზადებული ბეტონი ცვლის მის დაძაბულობის ხასიათს. ცხრილში 18 და 30 და 31 სურათებზე მოყვანილია მაჩვენებლები, საიდანაც ირკვევა, რომ მსუბუქი ბეტონის სამაგრი მუშაობს არაცენტრალურ კუმშვაზე მცირე ექსცენტრისიტეტებით და გამჭიმავი ძაბვა ბეტონში გამორიცხულია. ამის გამო სამაგრის მზიდუნარიანობა მკვეთრად იზრდება. ნახ. 31 გრაფიკი აშკარად გვიჩვენებს რომ მსუბუქი ბეტონის სამაგრებს აქვთ უფრო მეტი მარაგი მზიდუნარიანობისა. ამ პირობებში შესაძლებელია რეალურად შემცირება თაღის სისქისა.

ერთთაღიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრში ძაბვა  
გვირაბის თაღის ქანზე დაყრდნობის დროს

№ კვეთი	სამაგრი 200 მარკის ბეტონით			
	მძიმე ბეტონი		მსუბუქი ბეტონი	
	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ
1	79	616	61	647
2	77	618	60	649
3	64	624	50	655
4	44	634	33	664
5	16	648	10	678
6	-9	666	-9	695
7	-36	686	-27	714
8	-82	709	-65	736
9	-113	736	-85	762
10	-132	764	-93	788
11	-156	792	-104	816
12	-166	821	-102	843
13	-156	847	-96	869
14	-108	863	-72	890
15	27	810	32	846

ინტერესს იწვევს მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგურის სამაგრის დეფორმაციის მაჩვენებლები, რომლებიც მოყვანილია 18 ცხრილის ბოლო სვეტში. თაღის ღუნვის სიდიდე არ აღემატება 6,1 მმ, რაც ნაკლებია თაღის მაღის სიგრძის 1/2500 და გაცილებით ნაკლებია ნორმით დასაშვებზე.



ერთთადიანი მეტროპოლიტენის სადგურის აგების მეთოდი არავითარ გავლენას არ ახდენს გვირაბის თაღის ნაწილის დაძაბულ მდგომარეობაზე.

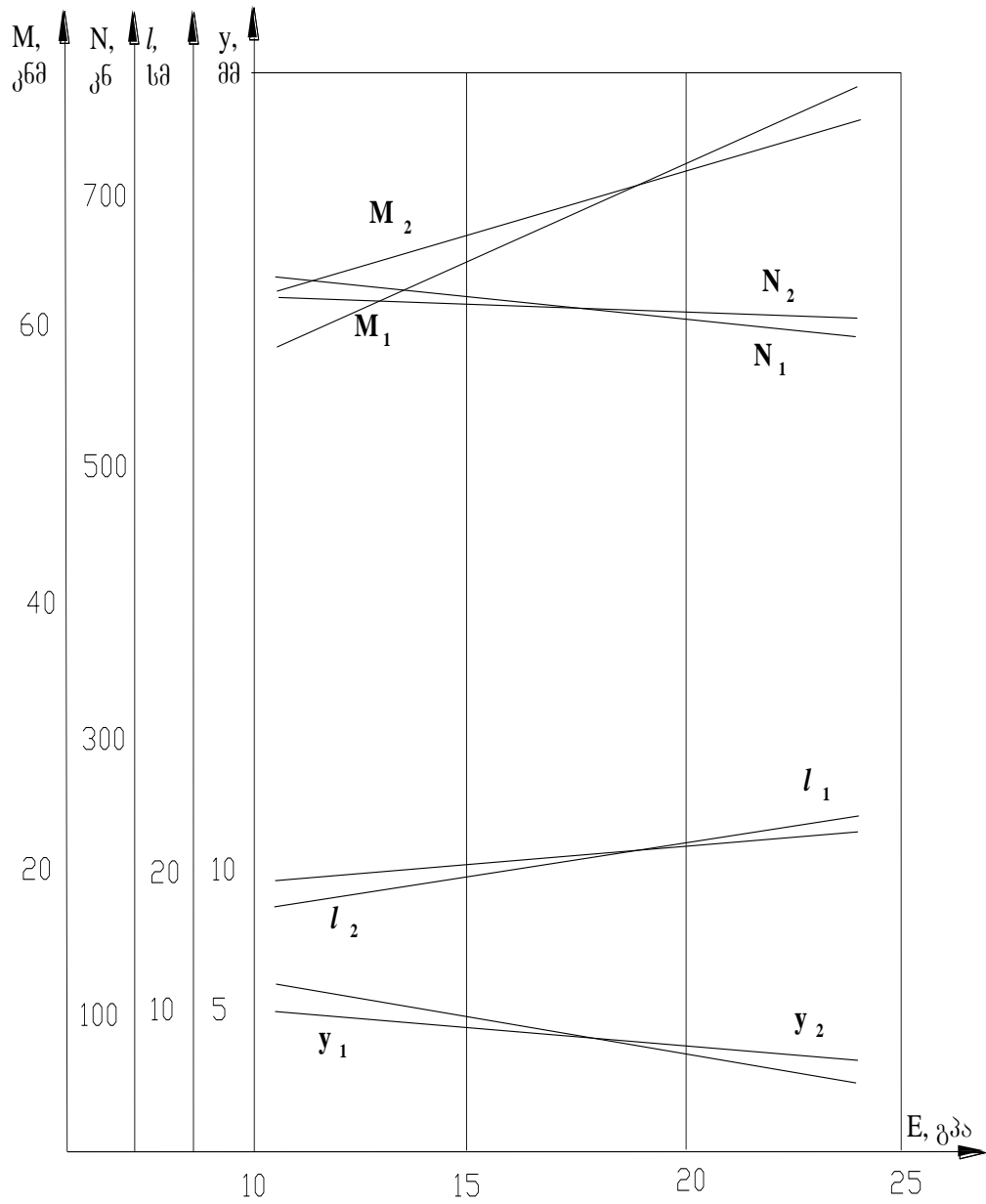
ცხრილი 17

ერთთადიანი მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრი ძაბვა გვირაბის თაღის ქანზე დაყრდნობის დროს წინასწარ დაბეჭონებულ კედლებზე

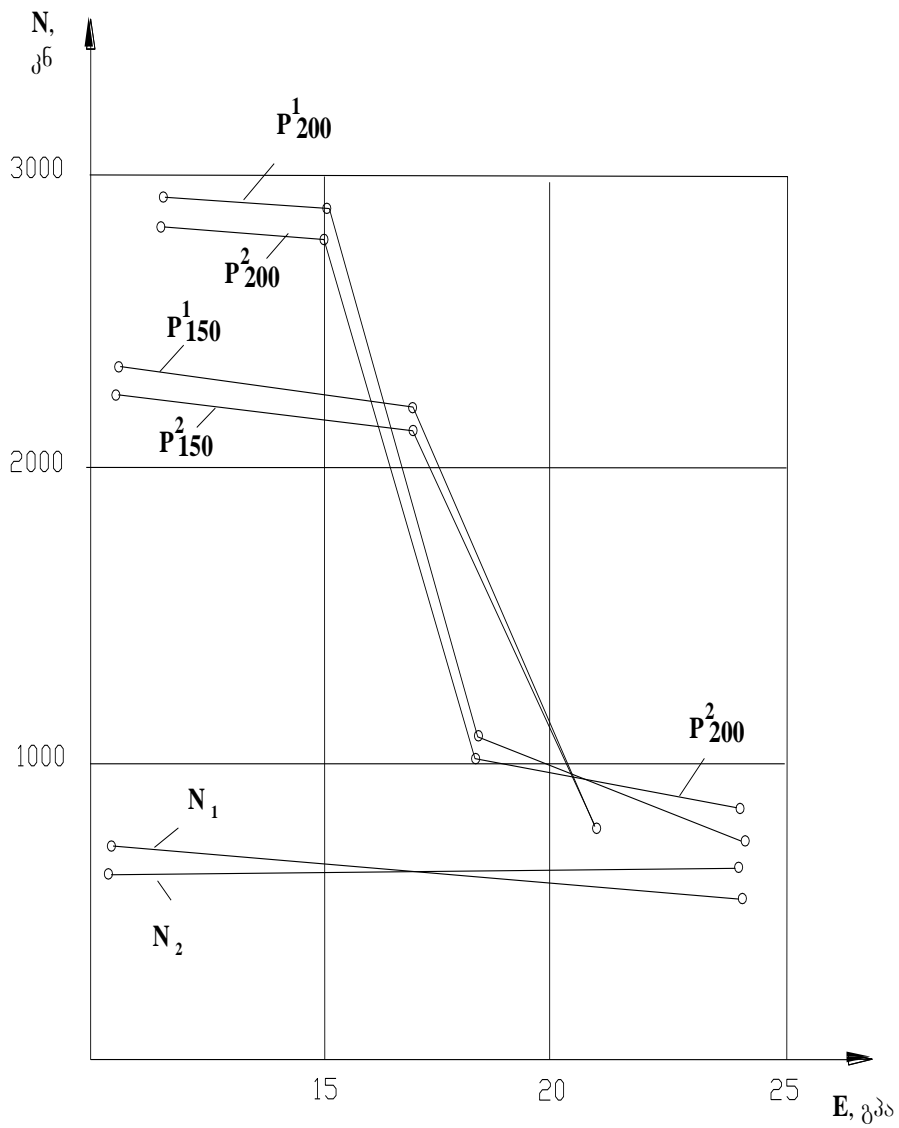
№ კვეთი	სამაგრი 200 მარკის ბეტონით			
	მძიმე ბეტონი		მსუბუქი ბეტონი	
	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ	მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ
1	77	625	65	643
2	75	627	63	645
3	64	633	53	651
4	45	643	36	661
5	18	657	13	675
6	-5	674	-7	692
7	-29	694	-27	711
8	-73	718	-86	734
9	-101	744	-87	760
10	-117	771	-96	787
11	-137	799	-109	814
12	-126	825	-88	837
13	-82	845	-44	857
14	-42	865	-13	877
15	-6	884	-8	899
16	14	901	14	918
17	44	912	31	931
18	90	920	69	940
19	122	933	99	955
20	102	953	85	973
21	24	965	16	986

ძალვა, მზიდუნარიანობა და ღუნვა თაღის კლიტეში მეტროპოლიტენის ერთთაღიან სადგურში

საანგარიშო პირობები	ბეტონის მარკა	ბეტონის სიხისტის მოღული, გზა	ძალვა		ეკსცენტრისიტეტი, სმ	მზიდუნარიანობა, %%	მზიდუნარიანობის მარაგი, %%	ღუნვა თაღის კლიტეში, მმ
			მღუნავი მომენტი, კნმ	ნორმალური ძალა, კნ				
ქანზე დაყრდნობილი თაღი	150	10,5	60	649	9,2	2300	254	5,4
		13,5	64	642	10	2250	250	4,5
		17	69	633	10,9	2190	246	3,9
		21	74	623	11,9	784	26	3,4
	200	11,5	61	647	9,5	2930	353	5
		15	67	638	10,4	2860	348	4,2
		18,5	71	629	11,4	1040	65	3,7
		24	79	611	12,9	791	29	3,2
კედლებზე დაყრდნობილი თაღი	150	10,5	64	645	9,9	2260	250	6,1
		13,5	67	640	10,5	2220	247	5,1
		17	71	635	11,1	2180	243	4,3
		21	75	629	11,9	784	25	3,8
	200	11,5	65	643	10,1	2880	348	5,7
		15	69	638	10,7	2840	345	4,7
		18,5	72	633	11,4	1051	66	4,1
		24	77	625	12,4	858	37	3,5



ნახ. 30. ერთთადიან მეტროპოლიტენის სადგურის სამაგრში თავის კლიტეში ბეტონის დრეკადობის მოდულთან დაღვების, ექსცენტრისიტეტის, ნორმალური ძალის კავშირის გრაფიკი

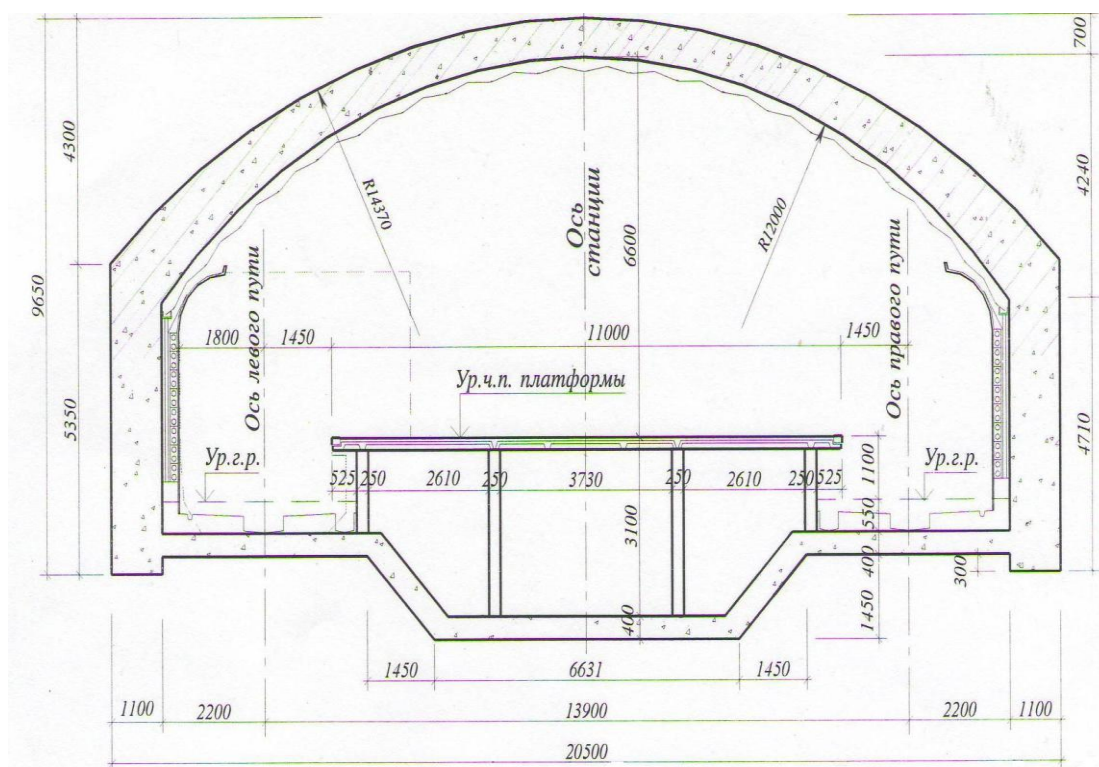


*ნახ. 31 ერთთაღიან მეტროპოლიტენის სადგურის თაღოვან კვეთში 150 და 200 მარკის ბეტონის დრეკადობის მოდულის მიხედვით სამაგრის მზიდუნარიანობის ცვლილების გრაფიკი.*

## 2.6. დანალექ კლდოვანი ქანებისათვის მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგურის რაციონალური კონსტრუქცია

თბილისის მეტროპოლიტენის ტრასა, ძირითადად გადაკვეთს დანალექ კლდოვან ქანებს, ქანის სიმაგრის კოეფიციენტით პროფ. მ. პროტოდიაკონოვის მიხედვით  $f = 3 \div 4$ . ამგვარი პირობებისათვის მსოფლიოში ერთ-ერთ რაციონალურ კონსტრუქციად მიიჩნევენ ერთთაღიან სადგურებს (ნახ. 32).

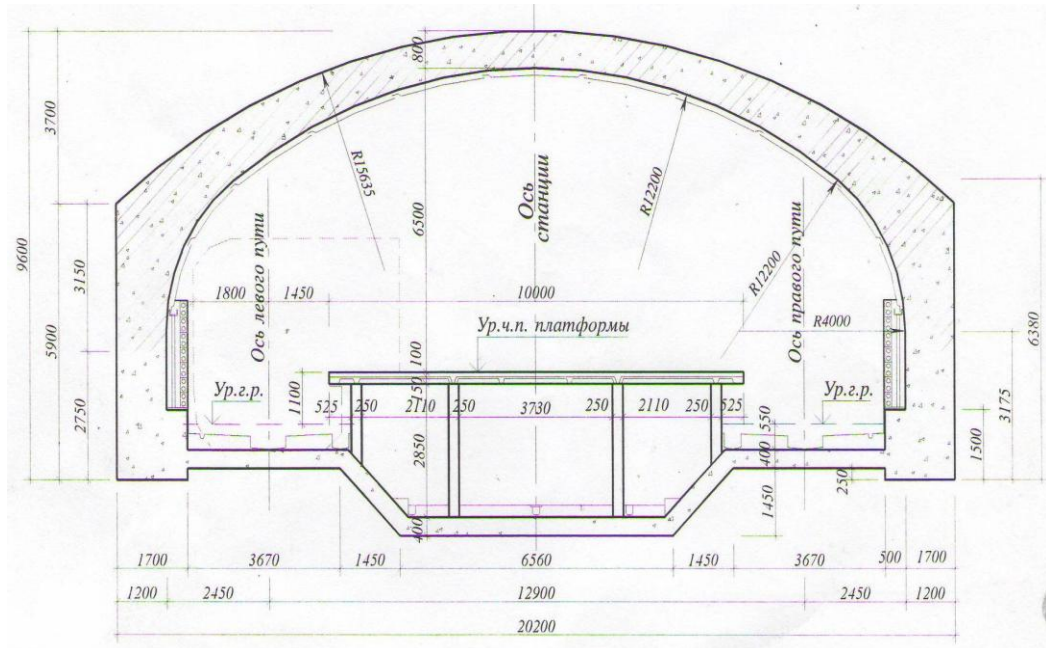
მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგური თბილისის პირობებში დაპროექტებული იყო ჯერ კიდევ 1967 წელს (სადგური 300 არაგველი). მაგრამ იგი მაშინ გარკვეული მიზეზებით არ იქნა განხორციელებული.



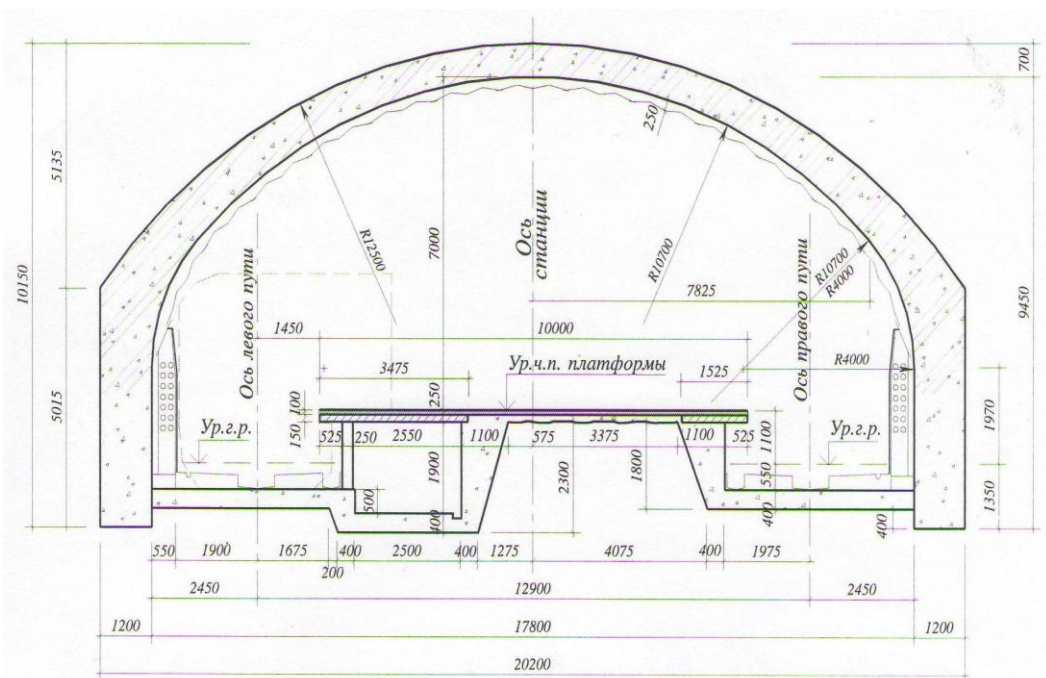
ნახ. 32. სადგური „პოლიტექნიკური ინსტიტუტის“ კონსტრუქცია

ამ სადგურის მშენებლობისას საქართველოს პოლიტექნიკური ინსტიტუტის ხიდებისა და გვირაბების კათედრის თანამშრომლების მიერ შეისწავლებოდა გვირაბის გაყვანის ტექნოლოგიის საკითხი სამთო წნევის ფორმირებაზე. ამ სადგურის წარმატებულმა მშენებლობამ და სანკაპტერბურგის რკინიგზის ტრანსპორტის ინსტიტუტის გვირაბების

და მეტროპოლიტენების კათედრაზე ექვივალენტური მასალების მეთოდით მოდელირების შედეგებმა თვალნათლივ აჩვენა ქ. თბილისში ერთთაღიანი სადგურების შესაძლებლობა და მიზანშეწონილობა.



ნახ. 33. სადგურ „რკინიგზის სადგური-2“ კონსტრუქცია

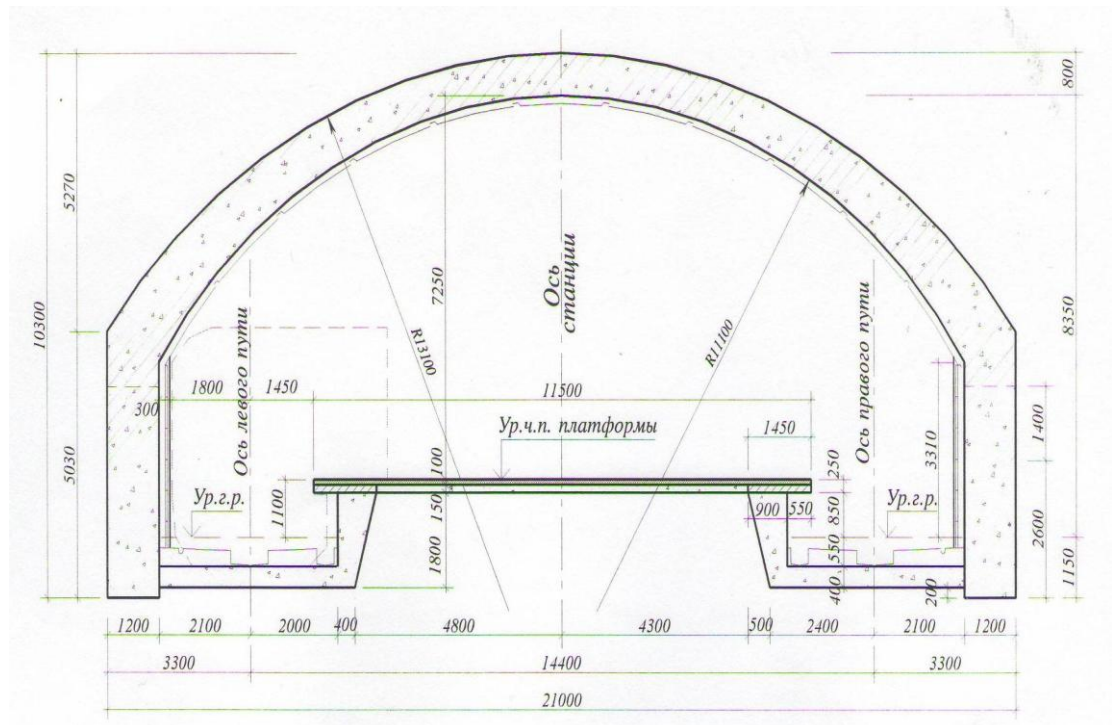


ნახ. 34. სადგური „უნივერსიტეტი“

დადგა გარღვევა. ქ. თბილისში ერთთაღიანმა სადგურებმა მიიღო „მწვანე შუქი“. ამჟამად თბილისში ექსპლოატაციაში იმყოფება ექვსი ერთთაღიანი სადგური, მათგან ხუთი დიდი ჩაღრმავებისაა (ნახ. 32 და 33). დამთავრების სტადიაშია მეექვსე. აღსანიშნავია, რომ მესამე ხაზის ყველა ხუთი სადგური დაპროექტებულია ერთთაღიანის სახით (ნახ. 35).

ამჟამად, თბილისის მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგურების მშენებლობაში დადგა ახალი ეტაპი – ოპტიმიზაციის ეტაპი.

ჩატარებულმა გამოკვლევებმა ცხადყო, რომ თბილისის მეტროპოლიტენის ერთთაღიანი სადგურის კონსტრუქციები იმყოფებიან რთულ დაძაბულ პირობებში, რაც გამოწვეულია კედლების არსებობით.

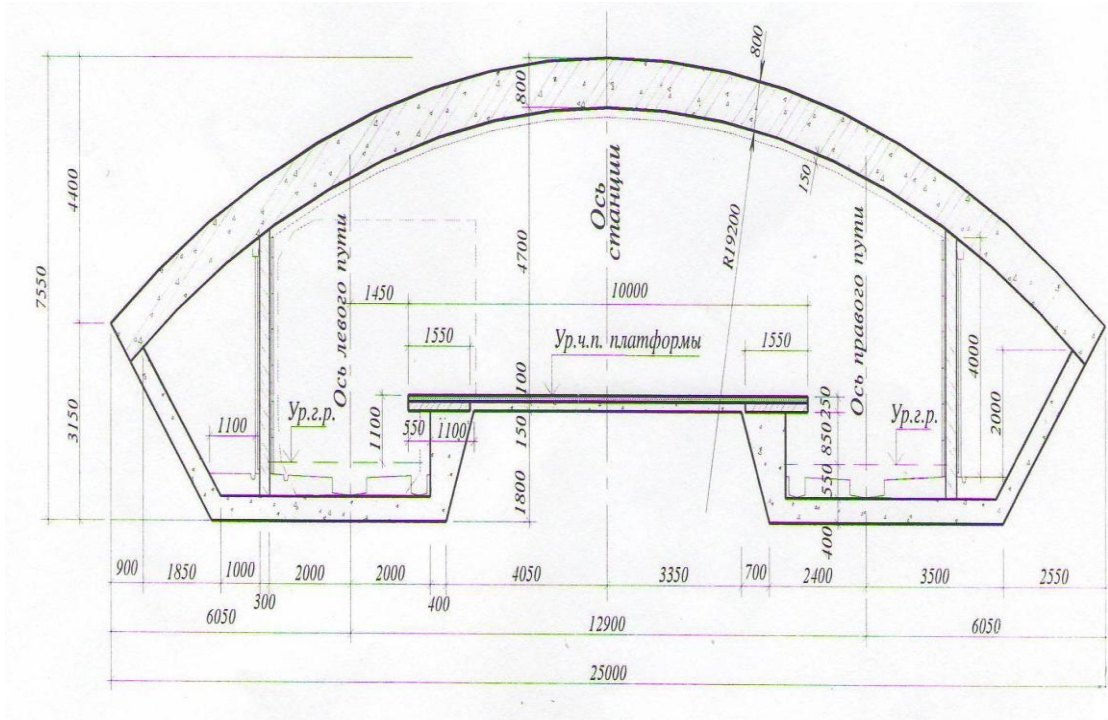


**ნახ. 35. „საარბრიუკენის მოედანი“**

ნახ. 36, 37 და 38 მოყვანილია დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენის სხვადასხვა აწეულობის მქონე ქანზე დაყრდნობილი თაღის კონსტრუქციები.

მცირე აწეულობის თაღის უშუალოდ ქანზე დაყრდნობილი კონსტრუქციის მდგომარეობა ხელსაყრელად გამოირჩევა არსებული კონსტრუქციებისაგან. მაგალითად ქანებში ქანის სიმაგრის კოეფიციენტით პროტოდიაკონოვის მიხედვით  $f = 3$  კლიტეში კვეთის

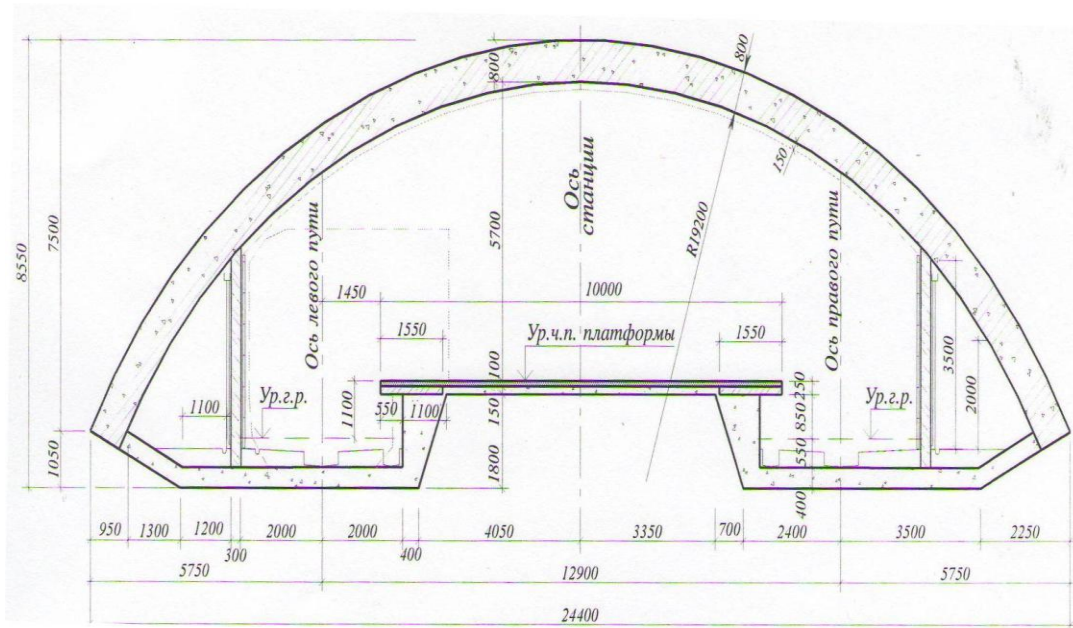
სიმაღლით 80 სმ მღუნავი მომენტები იმდენად მცირეა, რომ ნორმალური ძალების მაქსიმალური ექსცენტრისიტეტი არ აღემატება 12-1 სმ.



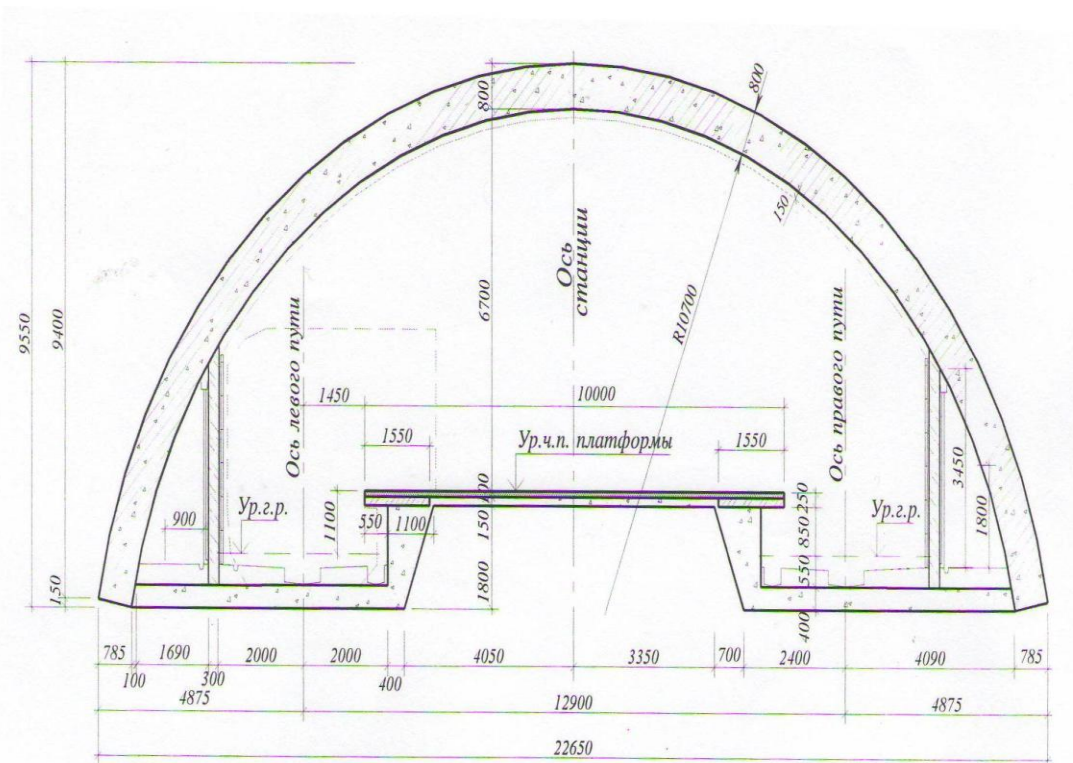
**ნახ. 36. სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 1)**

ე. ი. ყველაზე დაძაბული კვეთებიც კი მუშაობს არაცენტრალურ კუმშვაზე მცირე ექსცენტრისიტეტით. 25 მ მაღის არც ერთ კვეთში არ წარმოიშვება გამჭიმავი ძაბვები. ბეტონი მუშაობს მხოლოდ კუმშვაზე და თაღის ყველა კვეთი აკმაყოფილებს მზიდუნარიანობის მოთხოვნის პირობას. ამასთანავე შესაძლებელია თაღქვეშა გვერდითი ნაწილების სამსახურებრივი მიზნებისათვის გამოყენება.





ნახ. 37. სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 2)



ნახ. 38. სამაგრი ქანზე დაყრდნობილი თაღით (ვარიანტი 3)

ცხრილში 19 მოყვანილია მღუნავი მომენტების მნიშვნელობები ერთთადიანი სადგურის სხვადასხვა კონსტრუქციული ფორმებისათვის. სტატიკური გაანგარიშებები შესრულებულია სამი სხვადასხვა ქანის უკუბჯენის კოეფიციენტის მნიშვნელობისათვის: სუსტ ბზაროვანი, საშუალო ბზაროვანი (ეს მნიშვნელობა შემცირებულია 25 %-ით) და ძლიერ ბზაროვანი.

ცხრილი 19

ქანის სახე	თაღში მაქსიმალური მღუნავი მომენტი, ტმ			
	კედლის სიმაღლე, მ			
	0	2,4	3,6	4,8
სუსტ ბზაროვანი	48,96	63,55	77,79	89,05
საშუალო ბზაროვანი	51,85	66,24	73,95	84,12
ძლიერ ბზაროვანი	56,94	68,3	78,3	86,79

საინტერესოა აღინიშნოს, რომ ქანების დეფორმირება უმნიშვნელო გაეგენას ახდენს სამაგრის მზიდუნარიანობაზე (ცხრილი 20)

ცხრილი 20

ქანის სახე	მზიდუნარიანობა							
	კლიტეში				ქუსლში			
	კედლის სიმაღლე, მ				კედლის სიმაღლე, მ			
	0	2,4	3,6	4,8	0	2,4	3,6	4,8
სუსტ ბზაროვანი	480	454	450	444	600	454	430	133
საშუალო ბზაროვანი	477	453	446	440	602	463	438	149
ძლიერ ბზაროვანი	462	452	443	436	600	467	444	166

ცხრილი 20-ის მონაცემები მოწმობენ, რომ მზიდუნარიანობა თაღში იცვლება  $0,4 \pm 3,9$  % ქუსლში. როგორც მოსალოდნელი იყო კედლის სიმაღლის ზრდასთან ერთად მცირდება კონსტრუქციის მზიდუნარიანობა, განსაკუთრებით მსუბუქი ბეტონის შემთხვევაში.

მოყვანილი გამოკვლევების შედეგები მოწმობენ ქ. თბილისის დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენის სადგურებისათვის და ასევე დიდ ქალაქებში მიწისქვეშა სივრცის ათვისებისას ქანზე დაყრდნობილი მცირე ამალგების თაღის გამოყენების შესაძლებლობას და მიზანშეწონილობას მსუბუქი ბეტონის გამოყენების შემთხვევაში.

## 2.7. წრიულო მოხაზულობის გვირაბის მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების თანამედროვე პერსპექტიული მოდელი

მიწისქვეშა ნაგებობების გაანგარიშების თეორიაში გამოიყოფა სამი ძირითადი მიმართულება:

1. გაანგარიშება მოცემული დატვირთვის მიხედვით;
2. გაანგარიშება უკუბჯენის გათვალისწინებით;
3. გაანგარიშება სამაგრისა და ქანის ერთობლივი დეფორმაციის გათვალისწინებით, როდესაც დაცულია პირობა:

$$U_g = U_b \quad (20)$$

სადაც  $U_g$  – გამონამუშევრის კონტურის რადიალური გადაადგილებაა სამაგრთან ურთიერთქმედების პროცესში;

$U_b$  – სამაგრის რგოლის კონტურის რადიალური გადაადგილებაა.

პირველი მიმართულების თეორიის გამოყენება ძლიერ შეზღუდულია და შემოიფარგლება სუსტი ქანების სფეროთი.

მეორე მიმართულება ამჟამად ფართოდ გამოიყენება მიწისქვეშა ნაგებობების დაპროექტების პრაქტიკაში და საინჟინრო საანგარიშო მოდელის უმეტესი ნაწილი სწორედ ამ მიმართულებას მიეკუთვნება.

მიწისქვეშა ნაგებობების მშენებლობის თანამედროვე ტექნოლოგიებმა გამოავლინეს კონსტრუქციების მზიდუნარიანობის მნიშვნელოვანი რეზერვები, დაკავშირებული ამა თუ იმ სახის ტექნოლოგიებთან. ვინაიდან მეორე მიმართულების სტატიკური გაანგარიშების მეთოდებით ვერ ხერხდება კონკრეტული ტექნოლოგიის

თავისებურების გათვალისწინება, ამიტომ დღესდღეობით სულ უფრო ხშირად მიმართავენ მესამე მიმართულების მეთოდებს, რომლებიც საშუალებას იძლევა გათვალისწინებული იქნას გვირაბის გაყვანის ტექნოლოგიის გავლენა სამაგრის დატვირთვის პროცესზე.

მიწისქვეშა კონსტრუქციის აგების ტექნოლოგიის გათვალისწინება მოითხოვს საკითხის გადაწყვეტას მყარი ტანის მექანიკის მოცულობითი ამოცანის ფარგლებში, რომლის ანალიზური გადაწყვეტა ხშირად დაკავშირებულია მთელ რიგ გადაულახავ მათემატიკურ სირთულეებთან, ამიტომ როგორც წესი, მიმართავენ რიცხვით მეთოდებს.

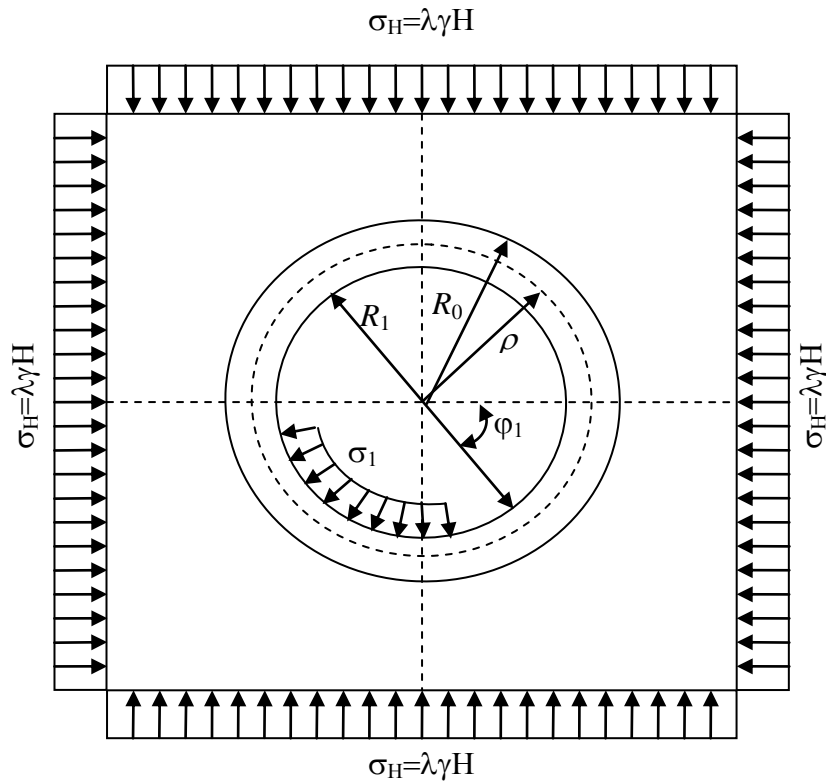
ამოცანის ანალიზური გადაწყვეტა ყოველთვის იყო და დიდხანს ჩაითვლება ხელოვნებად და წარმოადგენს მძლავრ საშუალებას საინჟინრო ამოცანების ფართო კლასის ამოსახსნელად. ამასთან დაკავშირებით ჩვენ შევიმუშავეთ წრიული მოხაზულობის სამაგრის გაანგარიშების მიახლოებითი ანალიზური მეთოდი გვირაბის აგების ტექნოლოგიის გათვალისწინებით. მეთოდი ემყარება მყარი ტანის მექანიკის ბრტყელ ამოცანას, ხოლო გვირაბის სანგრევის გავლენის ზონაში ამოცანის მოცულობითი ფაქტორის გათვალისწინება ხდება სანგრევის გავლენის ფუნქციის საშუალებით, რომლის განსაზღვრა ემყარება მიწისქვეშა ნაგებობების მექანიკის ფუძემდებლურ პრინციპს, წარმოდგენილს (20) ფორმულით.

მასივის ძალოვანი მახასიათებლის განსაზღვრა შესაძლებელია გადაადგილების თეორიის ძირითადი განტოლების (20) გამოყენებით.

$$U_{\mathcal{F}} = U_1 - U_0 \quad (21)$$

სადაც  $U_1$  – გაუმაგრებელი კონტურის შესაძლო მაქსიმალური გადაადგილებაა, რეალიზებული გამოკვლევის მომენტისათვის;

$U_0$  – გაუმაგრებელი გამონამუშევრის კონტურის გადაადგილებაა, რეალიზებული სამაგრის ამოყვანამდე.



ნახ. 39. საანგარიშო სქემა

სიდიდების  $U_1$  და  $U_0$  განსაზღვრის მიზნით განვიხილოთ მასივის მოდელი დრეკადი სიბრტყის სახით ორივე მხრიდან თანაბრად განაწილებული დატვირთვით. სიბრტყეზე დატვირთვის გადაცემის შემდეგ სიბრტყეში იქმნება წრიული ხვრელი და გადაადგილების გარკვეული სიდიდით განვითარების შემდეგ, რომლის სიდიდეც დამოკიდებულია სანგრევის სიბრტყის დაშორებაზე საკვლევი წერტილიდან, ჩაისმება დრეკადი რგოლი (ნახ. 39).

ჩავწეროთ უ. ერუანოვის ცნობილი ფორმულა, რომელიც განსაზღვრავს გამონამუშევრის კონტურის საწყის გადაადგილებას. იგი რეალიზებულია სამაგროთან ურთიერთობის გარეშე:

$$U_0 = 1,5\gamma HR_0/E \quad (22)$$

იმის გათვალისწინებით რომ,  $1,5 = (1+\mu)$  და  $\gamma H = \sigma_n$ , (22)-ე განტოლება შეიძლება ჩავწეროთ შემდეგნაირად:

$$U_0 = \frac{1 + \mu}{E} \sigma_n R_0 \quad (23)$$

სადაც  $\mu$  – მასივის მასალის გვერდითი წნევის კოეფიციენტი;

$\gamma$  – მასივის მასალის მოცულობითი წონა;

$H$  – გამონამუშევრის ცენტრის ჩაღრმავება მიწის ზედაპირიდან;

$E$  – მასივის მასალის დრეკადობის მოდულია;

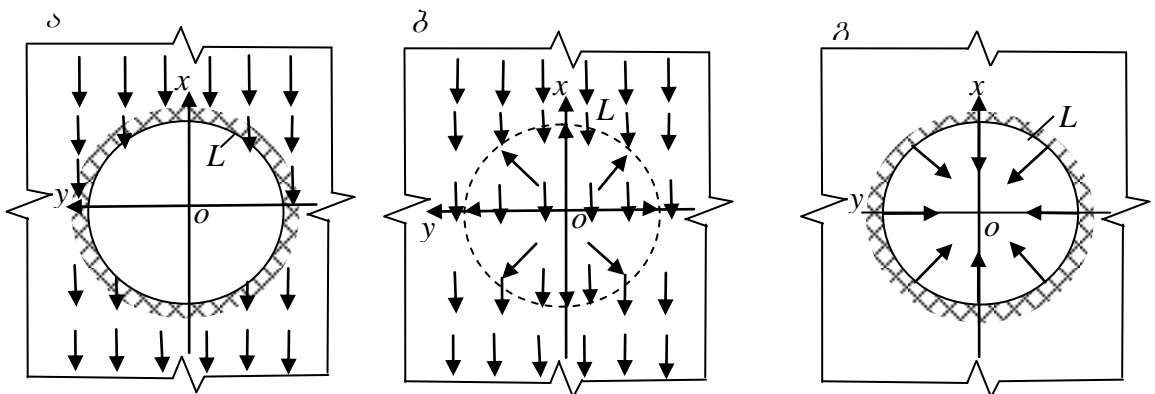
$\sigma_n$  – საწყისი (ბუნებრივი) ძაბვები მასივში;

$R_0$  – გამონამუშევრის რადიუსია.

გაუმაგრებელი კონტურის მაქსიმალურად შესაძლო გადაადგილების ( $U_I$ ) განსაზღვრის საშუალებას გვაძლევს დრეკად მოდელში ძალების დამოუკიდებლად მოქმედების (სუპერპოზიციის) პრინციპი.

ამ პრინციპის შესაბამისად ძაბვები გამონამუშევრით დასუსტებულ მასივში (ნახ. 40 ა) შეიძლება განვიხილოთ როგორც საწყისი (ნახ. 40 ბ) და დამატებითი (მოხსნადი) ძაბვების (ნახ. 40 გ) ჯამი.

ცნება მოხსნადი ძაბვები შემოღებულია ი. როდინის მიერ დაძაბულ მასივში გამონამუშევრის წარმოქმნის მოდელირების მიზნით. სინამდვილეში რას ნიშნავს გამონამუშევრის წარმოქმნა დაძაბულ სიბრტყეში? გამონამუშევრის წარმოქმნა გულისხმობს ხვრელის კონტურიდან მასზე არსებული რადიალური და მხები ძაბვების მოხსნას, ვინაიდან ხვრელის კონტური თავისუფალია ძაბვებისაგან.



ნახ. 40. დატვირთულ მასივში გამონამუშევრის გაყვანის სრული (ა) ძაბვების განსაზღვრის სქემა, როგორც საწყისი (ბ) და დამატებითი (მოხსნადი) (გ) ძაბვების ჯამი

დრეკად მოდელში ამ ოპერაციის განხორციელება შეიძლება ძაბვების საწყის ველზე უწონადო სიბრტყეში ხვრელის კონტურზე მოქმედი მოხსნადი ძაბვების დამატებით. ცხადია, რომ მოხსნადი ძაბვები სიდიდით ტოლია საწყისისა და საწინააღმდეგოა ნიშნით. ე. ი. გამონამუშევრის გაყვანის შედეგად მასივში წარმოქმნილ დეფორმაციებს და გადაადგილებებს იწვევს მოხსნადი ძაბვები.

ზემოთ აღნიშნულიდან გამომდინარე, შიგა კონტურის რადიალური გადაადგილებისათვის შეიძლება ჩაიწეროს:

$$U_0 = \frac{1+\mu}{E} R_0 (\sigma_n - \sigma_1) \quad (24)$$

სადაც  $\sigma_1$  – მოხსნადი ძაბვებია.

ამოცანის მოცულობითი ხასიათის გათვალისწინების მიზნით საჭიროა (22) და (24) განტოლებებში შემავალი სიდიდეები გავამრავლოთ სანგრევის გავლენის რომელიმე ფუნქციაზე (ნახ. 41), რომელთაც აქვთ შემდეგი საერთო სახე:

$$f(x) = (1 - e^{-nl/2R_0}) \quad (25)$$

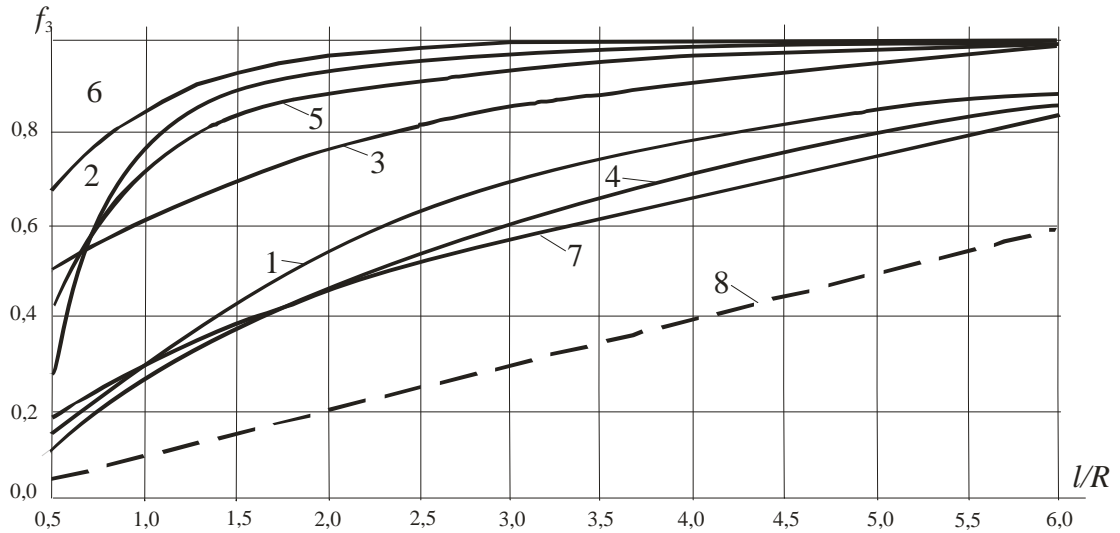
სადაც  $n$  – ექსპონენტის კოეფიციენტია;

$l$  – მანძილია სანგრევის სიბრტყიდან მასივის გამოსაკვლევი წერტილამდე;

$R_0$  – გამონამუშევრის რადიუსია.

განსაკუთრებით აღსანიშნავია, რომ ამჟამად არსებული სანგრევის ფუნქციის გამოყენების ხერხები საშუალებას იძლევა განისაზღვროს სამაგრზე მოსული საბოლოო დატვირთვები, მაგრამ მათი საშუალებით შეუძლებელია დავადგინოთ სანგრევის წინსვლაზე დამოკიდებული სამაგრის დატვირთვის პროცესი.

ამ პროცესის დადგენა სისტემის “მასივი – სამაგრი” მუშაობის ძალიან მნიშვნელოვანი ფაქტორია, ამიტომ ჩვენი მათემატიკური მოდელირებისას მასივის მახასიათებელში შევიყვანეთ ორი ფუნქცია, რომელთაგანაც ერთი გამოსახავს მასივის გადაადგილებას, გამოწვეულს გარეგანი დატვირთვებით, მეორე კი ასახავს სამაგრის რეაქციით გამოწვეულ მასივის გადაადგილებას.



ნახ. 41. სანგრევის გავლენის ფუნქცია მიღებული სხვადასხვა ავტორების მიერ: 1 – ი. ლიბერმანი; 2 – ნ. ფოტიევა; 3 – თ. ჭურაძე-ვ. თარხნიშვილი; 4 – გ. კრუპნიკოვი; 5 – ბ. ამუსინი; 6 – მ. ბაუდენდისტელი; 7 – ი. ზავსლავსკი; 8 – დენად-ბლანტი მოდელი;

კონსტრუქციაზე მოსული გარე რადიალური დატვირთვა შეიძლება დადგინდეს თხელკედლიანი რგოლის რადიალური გადაადგილების განმსაზღვრელი

$$U = \frac{\sigma_1 R_0^2}{E'_{საშ} \cdot d} \quad \text{მ} \quad (26)$$

სადაც  $\sigma_1$  – კონსტრუქციაზე მოქმედი გარე რადიალური დატვირთვაა;

$E$  – მუდმივი სამაგრის დაყვანილი დრეკადობის მოდულია,

$$E'_{საშ} = \frac{E_{საშ}}{1 - \mu_{საშ}^2} \quad (27)$$

(26)-ე განტოლების (21)-ე განტოლებასთან ერთობლივი ამოხსნით, ამ უკანასკნელში შემავალი სიდიდეების მნიშვნელობის მხედველობაში მიღებით და ამოცანის სივრცითი ხასიათის გათვალისწინებით მიღებული შედეგის გამრავლებით სანგრევის გავლენის ფუნქციაზე მივიღებთ:

– პროფ. თ. ჭურაძისა და ვ. თარხნიშვილის სანგრევის ფუნქციის გამოყენების შემთხვევაში (ნახ. 41)

$$\sigma_1 = \frac{2\gamma H(0,55e^{-nl/R_0})d}{(2R-d)(1-\nu) + 2d(1-0,55e^{-nl/R_0})} \quad (28)$$



– მ. ბაუდენდისტელის სანგრევის გავლენის ფუნქციის გამოყენების შემთხვევაში (ნახ. 41)

$$\sigma_1 = \frac{2\gamma H[(1 - 0,64e^{-1,75l_1/R_0}) - (1 - 0,64e^{-1,75l/R_0})]d}{(2R - d)(1 - \nu) + 2d[1 - (1 - 0,64e^{-1,75l/R_0})]} \quad (29)$$

ცნობილია, რომ სამაგრის კვეთში მოქმედი მღუნავი მომენტი შემდეგ კავშირშია რგოლის ღერძის გადაადგილებასთან [4]:

$$\frac{d^2 U_\rho}{d\varphi_2} + U_\rho = -\frac{M\rho^2}{E_{\text{სამ}} I_{\text{სამ}}} \quad (30)$$

სადაც  $U_\rho$  – რგოლის ღერძის დეფორმაციაა;

$\varphi$  – კუთხეა რადიუს-ვექტორსა და სამაგრის ვერტიკალურ ღერძს შორის;

$\rho$  – რგოლის ღერძის რადიუსია.

(26)-ე ფორმულის შესაბამისი გარდაქმნის საფუძველზე, რაც მოცემულია სტატიის ერთ-ერთი ავტორის ნაშრომში [5], მიღებულია მღუნავი მომენტებისა და ნორმალური ძალების განმსაზღვრელი შემდეგი ფორმულა:

მღუნავი მომენტისათვის

$$M = \frac{-2[(2 - \lambda) \sin^2 \varphi - (1 + 2\lambda) \cos^2 \varphi] E_{\text{სამ}} I_{\text{სამ}} (1 - \nu_{\text{სამ}}^2) (1 + \nu_{\text{მსხ}}) R_0 \gamma H}{\rho (1 - \nu_{\text{სამ}}^2) R_0 E_{\text{მსხ}} + (1 + \nu_{\text{მსხ}}^2) E_{\text{სამ}} d (1 - 0,64e^{-1,75H/R_0})} \times \\ \times [(1 - 0,64e^{-1,75l_1/R_0}) (1 - 0,64e^{-1,75l/R_0})] \quad (31)$$

ნორმალური ძალისათვის

– თ. ჭურაძე – ვ. თარხნიშვილის ფუნქციის გამოყენებით

$$N = \sigma_1 \rho = \frac{E_{\text{სამ}} d \rho \gamma H (\cos^2 \varphi + \lambda \sin^2 \varphi) (1 + \nu_{\text{მსხ}}) (0,55e^{-nl_1/R_0} - 0,55e^{-nl/R_0})}{(1 - \nu_{\text{სამ}}) R_0 E_{\text{მსხ}} + (1 + \nu_{\text{მსხ}}) E_{\text{სამ}} d (1 - 0,55e^{-nl/R_0})} \quad (32)$$

– მ. ბაუდენდისტელის ფუნქციის გამოყენებით

$$N = \sigma_1 \rho = \frac{E_{\text{სამ}} d \rho \gamma H (\cos^2 \varphi + \lambda \sin^2 \varphi) (1 + \nu_{\text{მსხ}}) (0,55e^{-nl_1/R_0} - 0,55e^{-nl/R_0})}{(1 - \nu_{\text{სამ}}) R_0 E_{\text{მსხ}} + (1 + \nu_{\text{მსხ}}) E_{\text{სამ}} d [1 - (1 - 0,64e^{-1,75l/R_0})]} \times \\ \times [(1 - 0,64e^{-1,75l_1/R_0}) - (1 - 0,64e^{-1,75l/R_0})] \quad (33)$$

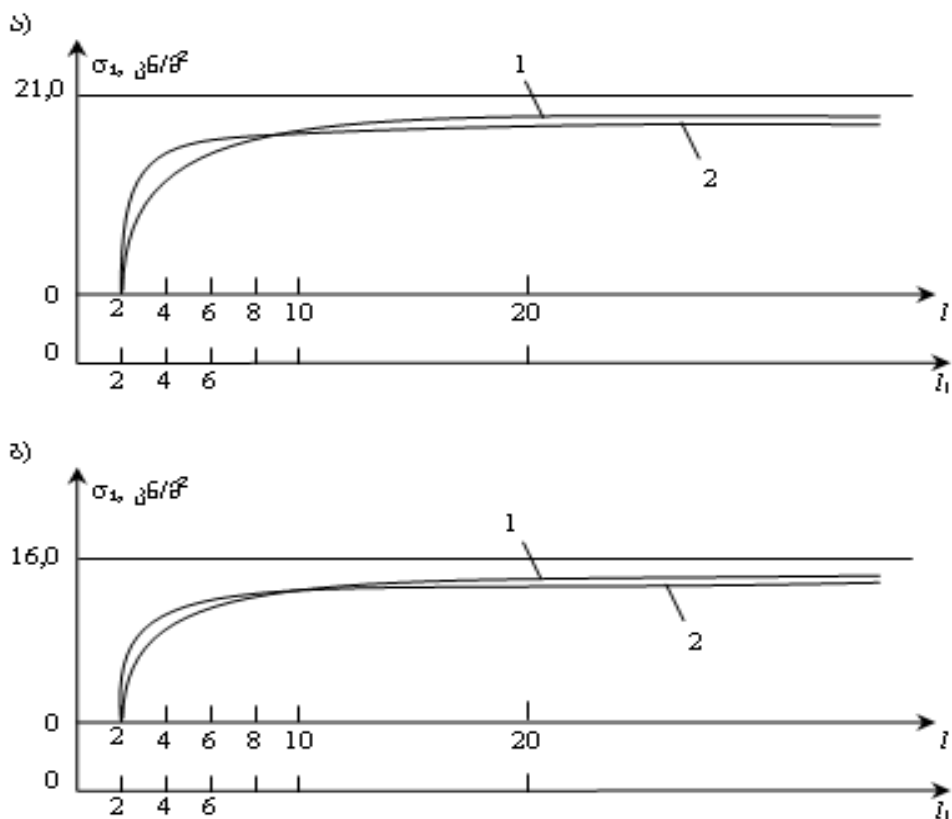
ქვემოთ მოყვანილია გაანგარიშების მაგალითი ჩვენს მიერ დამუშავებული მეთოდის მიხედვით.

საწყისი მონაცემებია:

გვირაბის შიგა და გარე დიამეტრი პირობითად მივიღოთ ერთმანეთის ტოლი  $D=7,5$  მ; მუდმივი სამაგრის მასალის დრეკადობის მოდული  $E_{საგ} = 2,65 \cdot 10^7$  კნ/მ<sup>2</sup>; მუდმივი სამაგრის მასალის პუასონის კოეფიციენტი  $\mu_{საგ} = 0,25$ ; მუდმივი სამაგრის მასალის მოცულობითი წონა  $\gamma_{საგ} = 24$  კნ/მ<sup>3</sup>; ქანის მასივი – ბუნებრივი ტენიანობის თიხოვანი ფიქალები; მასივის ქანების პუასონის კოეფიციენტი  $\mu_{მს} = 0,2$ ; მასივის ქანების მოცულობითი წონა  $\gamma_{მს} = 20$  კნ/მ<sup>3</sup>; გვირაბის ჩადრმავევა  $H=30$  მ.

მანძილები სანგრევის შუბლიდან საანგარიშო კვეთამდე ( $l$ ) და სანგრევის შუბლიდან სტატიკურ მუშაობაში კვეთის ჩართვამდე ( $l_1$ ) ცვალებადია.

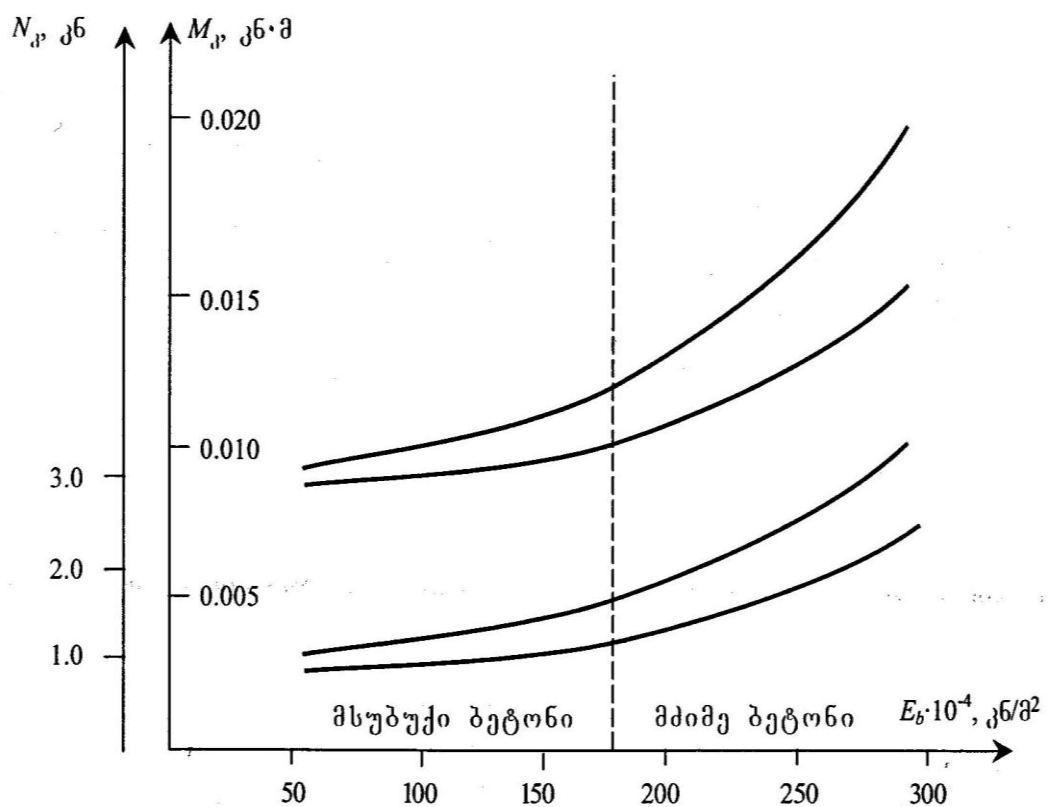
ფორმულებით (27) და (28) სანგრევის გავლენის ზონაში განსაზღვრული მკუმშავი ძაბვების ცვლის ამსახველი მრუდები  $l_1$  მანძილის სხვადასხვა სიდიდეებისათვის წარმოდგენილია 42 ნახაზზე.



ნახ. 42. დამოკიდებულება სანგრევის გავლენის ზონაში სამაგრის დატვირთვის პროცესსა და სანგრევის წინსვლას შორის:  
ა) როცა  $l=0$ ;  $l_1=2,0$  მ; ბ) როცა  $l=0$ ;  $l_1=40$  მ

ჩვენს მიერ ჩატარებული კვლევების შედეგებით, რაც წარმოდგენილია 42-ე ნახაზზე, ისე როგორც ნატურული და სემ-ით ჩატარებული კვლევები, თვალნათლივ მოწმობენ, რომ სანგრევის გავლენა სამაგრის დატვირთვის პროცესზე ვრცელდება (2-3)D მანძილზე. შემდგომში ხდება დატვირთვის პროცესის სტაბილიზაცია.

აღნიშნული მოწმობს მიღებული შედეგების კრებადობას. 43-ე ნახაზი ცხადყოფს, რომ მუდმივი სამაგრის დრეკადობის მოდული ( $E_{საშ}$ ) დიდ გავლენას ახდენს მღუნავი მომენტების და ნორმალური ძალების მნიშვნელობაზე. ასე მაგალითად, დრეკადობის მოდულის ზრდისას მძიმე ბეტონის შემთხვევაში მღუნავი მომენტების და ნორმალური ძალების მნიშვნელობები მკვეთრად იცვლება, მაშინ როდესაც მსუბუქი ბეტონის შემთხვევაში ეს ცვალებადობა უმნიშვნელოა.



ნახ. 43. მღუნავი მომენტების და ნორმალური ძალების დამოკიდებულება ბეტონის დრეკადობის მოდულზე: 28-ე ფორმულის მიხედვით; 29-ე ფორმულის მიხედვით

გამომდინარე მუდმივი სამაგრის მუშაობის სტატიკური პირობებიდან უფრო რაციონალურია გვირაბის მუდმივი სამაგრებისათვის მსუბუქი ბეტონის გამოყენება, რომლებსაც ერთსა და იგივე სიმტკიცის მნიშვნელობებისათვის გააჩნიათ დრეკადობის მოდულის ( $E_{საბ}$ ) უფრო დაბალი მნიშვნელობა და აქედან გამომდინარე, მდუნავი მომენტების ( $M$ ) და ნორმალური ძალების ( $N$ ) ნაკლები მნიშვნელობები. მიღებული თეორიული შედეგები დასტურდება სატრანსპორტო გვირაბების ნატურული გამოკვლევებით [8].

მაშასადამე, თეორიულად მტკიცდება სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივ სამაგრებში დაბალმოდულიანი ბეტონის გამოყენების ხელსაყრელობა ნაცვლად მძიმისა და კერძოდ, ისეთი მსუბუქი კონსტრუქციის გამოყენება, რომლის დრეკადობის მოდული საშუალოდ შეადგენს მძიმე ბეტონის დრეკადობის მოდულის 50-70%-ს.

ჩატარებული თეორიული გამოკვლევების შედეგად შეიძლება გავაკეთოთ შემდეგი დასკვნები:

1. დამუშავებულია წრიული მოხაზულობის მუდმივი სამაგრის სტატიკური მუშაობის საინჟინრო მეთოდის სანგრევის მოძრაობის გათვალისწინებით; ამოცანის სივრცული ხასიათის გათვალისწინება ხდება სანგრევის გავლენის ფუნქციის საშუალებით.
2. დამუშავებული მათედიკის გამოყენებით თეორიულად დამტკიცდა სატრანსპორტო გვირაბების სამაგრებისათვის მძიმე ბეტონის ნაცვლად მსუბუქი ბეტონის გამოყენების რაციონალურობა.

### 3. დასკვნა

ჩატარებული გამოკვლევების შედეგად გაკეთებულია შემდეგი ძირითადი დასკვნები:

1. ბუნებრივ ფოროვან შემდგომზე დამზადებული ბეტონის გამოყენება რეკომენდირებულია მეტროპოლიტენის მიწისქვეშა ნაგებობებში (სადგურები, გადასარბენი გვირაბები და სხვა), რკინიგზის, ავტოგზის და სხვა სატრანსპორტო გვირაბებში პირველ რიგში იმ რეგიონებში, რომლებსაც გააჩნიათ კონსტრუქციული ბეტონისათვის გამოსაყენებელი ფოროვანი სამთო ქანების საბადოები. მათი გამოყენება მიზანშეწონილია მონოლითურ სამაგრებში, რომლებშიც დაუშვებელია ბზარების წარმოშობა, როცა გვირაბი განლაგებულია დაწვლევანებულ სამთო მასივში.

ბუნებრივი ფოროვანი მასალების გამოყენებით ბეტონის მუდმივი სამაგრის ეფექტურობა იზრდება გვირაბის სუსტ ქანებში გაყვანის შემთხვევაში განივი კვეთის ზომების და სამაგრის სისქის ზრდასთან ერთად. ბუნებრივ ფოროვან შემდგომზე ბეტონის გამოყენება მონოლითურ რკინაბეტონის სამაგრებში ზრდის არმატურის ეფექტურობის გამოყენებას, ამცირებს მის ხარჯს და უზრუნველყოფს მასალებზე დანახარჯების ეკონომიას 20–30 % ფარგლებში.

2. ძირითად ფაქტორებად რომლებიც გავლენას ახდენენ სატრანსპორტო გვირაბების მონოლითური ბეტონის მუდმივი სამაგრის დაძაბულ მდგომარეობაზე ითვლებიან: მისი სისქე, გრუნტის დრეკადობის კოეფიციენტი და ბეტონის დრეკადობის მოდული.

მსუბუქი ბეტონის დრეკადობის მოდულის შემცირება განაპირობებს სამაგრში მდუნავი მომენტების მნიშვნელოვან შემცირებას (20–25 %) და მასში ნორმალური ძალების უმნიშვნელო ზრდას (2–3 %), ძალების ამგვარი განაწილების შემთხვევაში ნორმალური ძალის ექსცენტრისიტეტის შემცირება მდუნავ მომენტთან შედარებით ხარისხობრივად უფრო მეტია.

3. სამაგრის დამყოლობის და გრუნტისკენ მიმართული მისი დეფორმაციის გაზრდის შედეგად სამთო მასივში მატულობს უკუბჯენა. მძიმე ბეტონიდან მსუბუქზე გადასვლის შედეგად სისტემაში „სამაგრი-

მასივი” ხდება ხელსაყრელი ხასიათის ცვლილებები, როცა გადანაწილების შედეგად მცირდება სამაგრის დაძაბული მდგომარეობა და მაღლდება გვირაბის გარშემო ქანის როლი. ეს გარემოება განაპირობებს რომ მძიმე ბეტონის საგვირაბო კონსტრუქციებთან შედარებით, მივიღოთ უფრო რაციონალური და ეკონომიური კონსტრუქციები.

4. მონოლითური ბეტონის სამაგრის მზიდუნარიანობა, ნორმალური ძალის ზღვრული მნიშვნელობა დამოკიდებულია მისი სისქეზე, ქანის სიმაგრის კოეფიციენტზე, სიმტკიცეზე, დრეკადობის მოდულზე, ბეტონის საშუალო სიმკვრივეზე და ხსნოვანებაზე. მსუბუქი ბეტონის სამაგრებისათვის იგი მნიშვნელოვნად მაღალია, ვინაიდან გადასვლა მძიმე ბეტონიდან მსუბუქზე ნორმალური ძალის ექსცენტრისიტეტის მნიშვნელობის დიდად შემცირების გამო იწვევს სამაგრის მზიდუნარიანობის გაზრდას. მზიდუნარიანობა იზრდება ბეტონის სიმტკიცის და ხანდაზმულობის, სამაგრის სისქის და ქანის დრეკადი უკუბრჯენის ზრდასთან ერთად. დრეკადობის მოდულის გაზრდის შემთხვევაში სამაგრის მზიდუნარიანობა მცირდება. მძიმე ბეტონიდან მსუბუქზე გადასვლა ბეტონის მარკის შემცირების საშუალებას იძლევა. ტიპურ პროექტებში მიღებული მძიმე ბეტონის 200 მარკა მსუბუქზე გადასვლისას შეიძლება შეიცვალოს 150 მარკით.

5. მძიმე ბეტონიდან მსუბუქზე გადასვლა საშუალებას იძლევა შევამციროთ გვირაბის სამაგრის სისქე.

სამაგრის სისქის განსაზღვრა დამოკიდებულია გრუნტის სიმაგრის კოეფიციენტზე, ბეტონის სიმტკიცეზე და დრეკადობის მოდულზე. იგი დიდდება ბეტონის დრეკადობის მოდულის ზრდასთან ერთად და კლებულობს გრუნტის სიმაგრის ზრდის შემთხვევაში. სამაგრის ადეკვატური შერჩევით რეგულირდება მიწისქვეშა კონსტრუქციის ურთიერთობა სამთო მასივთან, რაც უზრუნველყოფს მასივსა და სამაგრს შორის მოქმედი კონტაქტური ძაბვების ხელსაყრელ განაწილებას და მასივის გრუნტის ფიზიკო-მექანიკური თვისებების მაქსიმალურ გამოყენებას და მისი როლის ამაღლებას სისტემაში – „მასივი-სამაგრი“, რაც უზრუნველყოფს საგვირაბო კონსტრუქციების რაციონალურ და ეკონომიურ გამოყენებას

6. დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენის სხვადასხვა ოთხი ფორმის კონსტრუქციის კვლევის შედეგად დადგინდა, რომ:

– ქანის დეფორმატულობა უმნიშვნელოდ მოქმედებს სამაგრის მზიდუნარიანობაზე;

– კედლის სიმაღლის ზრდასთან ერთად საგრძნობლად მცირდება სამაგრის მზიდუნარიანობა;

– ქ. თბილისში დიდი ჩაღრმავების მეტროპოლიტენისათვის და დიდი ქალაქების მიწისქვეშა სივრცის ათვისებისას ეკონომიური და მიზანშეწონილია ქანზე დაყრდნობილი დამრეცი თაღის გამოყენება.

7. დამუშავებულია წრიული მოხაზულობის მიწისქვეშა კონსტრუქციების გაანგარიშების საინჟინრო მეთოდის სანგრევის ზონაში მისი სივრცული მუშაობის ხასიათის გათვალისწინებით. ამოცანის სივრცული ხასიათის გათვალისწინება ხდება სანგრევის ფუნქციის საშუალებით.

8. დამუშავებული საინჟინრო მეთოდის იძლევა მონოლითური ბეტონის მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების საშუალებას, გვირაბის აგების ტექნოლოგიის გათვალისწინებას და სამაგრის დატვირთვის პროცესზე სანგრევის წინსვლის შედეგად მისი დატვირთვის დადგენას.

9. ბუნებრივ ფოროვან შემკვსებზე დამზადებული გამოკვლეული მსუბუქი ბეტონები აკმაყოფილებენ ნორმატიულ მოთხოვნებს კოროზია-მედეგობაზე (შეადგენს  $KC_6=0,96 - 0,99$ ), წყლის შეღწევადობაზე (ფილტრაციის კოეფიციენტი შეადგენს  $K_{ფ}=10^{-7} - 10^{-11}$ , რაც ჰიდრო-ტექნიკურ ბეტონსაც კი აკმაყოფილებს) და ცვეთაზე ( $K_6=0,76 - 0,83$ , რასაც საშუალო ადგილი უკავია ცვეთა მედეგ და ნახევრად მედეგ ბეტონებს შორის).

## გამოყენებული ლიტერატურა

1. ა. ნადირაძე. საშენი მასალები და ნაკეთობანი. // განათლება, „ტექნიკური უნივერსიტეტი“, თბილისი: 2010, – 391 გვ.
2. მ. თანანაშვილი, ნ. კვაჭაძე, ნ. მაისურაძე. სამაგრის დატვირთვის პროცესზე სანგრევის გავლენის განსაზღვრის ექსპერიმენტალური მეთოდების ანალიზი // ენერჯია №2, თბილისი, 2009, – გვ. 94-99.
3. მ. თანანაშვილი, ნ. მაისურაძე ნ. კვაჭაძე, სატრანსპორტო გვირაბების მუდმივი სამაგრი ბუნებრივ ფოროვან შემცვლელზე. // საქართველოს საავტომობილო საგზაო შრომების კრებული №4, თბილისი: 2009, – გვ. 37-39.
4. მ. თანანაშვილი, მ. გრძელიშვილი, ლ. ცქვიტინიძე, ქ. გოლეითიანი. წრიული მოხაზულობის გვირაბის მუდმივი სამაგრის გაანგარიშების თანამედროვე პერსპექტიული მოდელი // მეცნიერება და ტექნოლოგიები № , თბილისი: 2011, – გვ.
5. მ. გრძელიშვილი. მიწისქვეშა მშენებლობაში ნაშეფუბტონის და ანკერების გამოყენების გამოცდილება. // საგამომცემლო სახლი „ტექნიკური უნივერსიტეტი“, თბილისი: 2009, – 86 გვ.
6. რ. ცხვედაძე. უწყვეტ ტანთა მექანიკის ამონახსნების გადაწყვეტა ჩვეულებრივ დიფერენციალურ განტოლებებში. // ტექნიკური უნივერსიტეტი. თბილისი. 2010, – 134 გვ.
7. რ. ცხვედაძე. სამშენებლო მექანიკა. ნაწილი. თბილისი I. (სტატიკა). // ტექნიკური უნივერსიტეტი. თბილისი. 2005, – 217 გვ.
8. მ. ძიძიგური. საგზაო სამშენებლო მასალები. // ტექნიკური უნივერსიტეტი. თბილისი: 2005, – 491 გვ.
9. თ. ჭურაძე. თანამედროვე ტექნოლოგიები საქართველოს გვირაბმშენებლობაში. // მეცნიერება და ტექნოლოგიები №4-6, თბილისი: 2009 – გვ. 86-89.
10. თ. ჭურაძე, ა. ყურაშვილი, გ. აბაშიძე, კ. კობახიძე. თბილისის მეტროპოლიტენში ბრტყელი ფილის გამოყენების შესახებ. // ტრანსპორტი, №4. თბილისი. 2007, – გვ. 44-45.
11. თ. ჭურაძე, გ. მისაბიშვილი, გ. მეფარიშვილი. მიწისქვეშა ნაგებობების მექანიკის ზოგიერთი საკითხები. // ტრანსპორტი №1. თბილისი: 2007, – გვ. 55-57.
12. ლ. ჯაფარიძე. მიწისქვეშა ნაგებობათა მექანიკა. // განათლება. თბილისი: 1984, – გვ. 354.
13. რ. ცხვედაძე. წვეტილმასხასიათებლიანი ფილებისა და გარსების გაანგარიშების ვარიანტები. // „ტექნიკური უნივერსიტეტი“ თბილისი: 2004, – გვ. 115.



14. Абашидзе Г. С. Нормирование применения полимерных материалов в подземном строительстве (II). Санкт-Петербург: СПб. СПбГ. УСА, ЛИСИ. 1996, – с 20-23.
15. Абашидзе Г. С. Защита от коррозии подземных сооружений. // Горный журнал. №2(9), Тбилиси, 2002. – с. 32-33.
16. თ.ჭურაძე, გ.აბაშიძე, კ.კობახიძე. მიწისქვეშა ნაგებობების კონსტრუქციების იზოლაცია მიწისქვეშა წყლებისაგან და აგრესიული გარემოსაგან. // “ტრანსპორტი”, №2, თბილისი, 2004. – გ. 3-4.
17. Барбакадзе В. Ш., Мураками С. Расчет и проектирование строительных конструкций и сооружений в деформируемых средах. // Москва: Стройиздат. 1989. – 472 с.
18. Барбакадзе В.Ш. Долговечность и надежность конструкций и сооружений. // Бостон: 2006. – 608 с.
19. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений. // Учебник для вузов, - 2-е изд. перераб. и доп. – Москва: «Недра», 1994. – 382 с.
20. Деллос К. П. Легкие бетоны в мостах. – Москва: Транспорт. 1986. – 184 с.
21. Дорман И. Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. // Доп. и перераб. Москва: ТИМДР, 2000. – 307 с.
22. Джинчарадзе Д. И., Цулукидзе Б. П. Исследование статической работы подковообразной обделки из бетона на пористых запалнителях. // Транспортное строительство, №11, Москва, 1983. – с. 19-21.
23. Джинчарадзе Д. И. Особенности статической работы и несущей способности тоннельных обделок из монолитного бетона на пористых запалнителях. // Сборник научных трудов ТУЛПН. Тула: 1983. – с. 68-70.
24. Джинчарадзе Д. И., Цулукидзе Б. П. Тоннельные своды стрельчатого очертания. // Метрострой, №7, Москва, 1985. – с. 12-13
25. Исследование горных пород Грузии для производства легких пористых запалнителей и изделий на их основе. // Научные труды. ГрузНИИСтром, Тбилиси, 1985. – 158 с.
26. Курисько А. С. Легкие бетоны в метростроении. // Метрострой №8. Москва: 1986. – с. 2-3.
27. Либерман Ю. М. Давление на крепкостраительных выработок. // Наука. Москва: 1969. – 119 с.
28. Михайлов Б.Г., Кипиани Г.О. Деформативность и устройчивость пространственных пластинчатых систем с разрывными параметрами. Стройиздет СПб. Санкт-Петербург: 1996. – 42 с.
29. Мchedlishvili K. A., Dzidziguiri M. Sh. Исследования асфальтового бетона из мартеновских талеров Руставского завода. // Труды ГПИ №13. Тбилиси: 1983. – с. 37-42.
30. Пирадов А. Б., Бакрадзе Д. Д., Тигишвили Н. Н., Юрятин А. М. Исследования керамзитбетона как материала для возведения обделок

- гидротехнических тоннелей. // Труды ГРУЗНИЭГС. Гидротехническое строительство и вопросы энергетики в горных условиях. // Москва: 1981. —с. 77-80.
31. Попов Л. П., Попов Н. Л. Строительные материалы и изделия. – Москва: ГУП ЦП, 2001. – 243 с.
  32. Родин И. В. Снимаемая нагрузка и горное давление. / В кн. «Исследования горного давления». – Москва: Госгортехиздат, 1960. – 51 с.
  33. Родин И. В. К вопросу решения задачи гравитационного горного давления горного массива на крепи подземных выработок. // Доклады АН СССР XXVIII, №3. – Москва-Ленинград: Изд. АН СССР. – с. 421-424.
  34. Рыбьев И. А. Строительное материаловедение. – Москва: Высшая школа, 2004. – 353 с.
  35. Степанян В. Э., Петросян Г. М., Санагян А. А. Натурные исследования обделок тоннелей Иджеван-раздинской магистрали. // Инфорэнерго. Серия «Сооружения гидроэлектростанций». Вып. 2. Москва: 1988. – 26 с.
  36. Тананашвили М. С. Особенности конструкций и материалов обделок горных транспортных тоннелей // «Транспорт», №3-4, Тбилиси, 2008. – с. 34-35.
  37. Тананашвили М. С. Целесообразность и эффективность применения бетонов на природных пористых заполнителях в тоннелостроении // Транспорт №3-4, 2008, – с. 32-33.
  38. Тимошенко С. П. Сопротивление материалов часть II. // Ленинград-Москва. ОНТИ. 1934.
  39. Туркия Г. Б. Новая технология формирования легкожелезобетонных конструкций. // Транспорт, №2, Тбилиси, 2004, – с. 23-24.
  40. Туркия Г. Б. Легкожелезобетонные изгибаемые элементы находившиеся в агрессивной среде при длительном действии нагрузки. // Транспорт №1, Тбилиси, 2004, – с. 26-28.
  41. Туркия Г. Б. Долговечность легкого бетона транспортных и гидротехнических сооружений. // Транспорт №3-4. Тбилиси: 2004, – с. 16- 17.
  42. Туркия Б. Ш., Читаишвили Т. К., Чурадзе К. Т., Мегрелишвили З. А. Устойчивость бетона на естественном легком заполнителе. // Метро №1. Москва: 1999. – с. 28-30.
  43. Фролов И. С., Мордувинков Ю. А. Система «Крепь-грунтовый массив». Численный анализ напряженно-деформированного состояния с учетом технологии проходки тоннеля. // Метро и тоннели №5. Москва: 2006. – с. 32-35.
  44. Цквитинидзе Л. З., Туркия Г. Б. Исследование затухания энергии колебаний в конструкциях из легкого бетона. // Транспорт №1-2. Тбилиси: 2002, – с. 37-38.

45. Черняк И. Л., Кузьмич О. Ю. Влияние движущегося забоя горной выработки на деформирование окружающих пород. // Подземное и шахтное строительство №12. Москва: 1990. – с. 9-11.
46. Шапошников Н. Н. Расчет тоннельных обделок методом перемещений с использованием ЭЩВМ. // Москва: 1969. – 69 с.
47. Чурадзе Т. К., Тархнишвили В. А., Грдзелишвили М. В. Аналитический способ определения функции влияния забоя. // Труды ГТУ. Тбилиси: 2002. – с. 138-143.
48. Чурадзе Т. К., Тархнишвили В. А., Грдзелишвили М.В., Чурадзе К. Т. К решению некоторых задач механики подземных сооружений. // Метро и тоннели №3. Москва: 2004. – 45 с.
49. Чурадзе К. Т. Способ расчета монолитных бетонных вооружения. // Транспорт: Наука, техника, управления №6. Москва: 2005. – с. 28-30.
50. Чурадзе Т. К., Киласония Дж. Н., Албуташвили Н. А., Цулукидзе Б. П. Численный анализ напряженно-деформированного состояния системы «крепь-массив» с учетом технологии сооружения тоннеля. //Труды VI Международной конференции: «Геомеханика. Механика подземных сооружений». Тула. 2009. – с. 47-48.
51. Чурадзе Т. К., Тананашвили М. С. Необходимость совершенствования систем управления технологическими процессами функционирования автодорожных тоннелей // Транспорт №1-2, Тбилиси, 2009, – с. 44-45.
52. Чурадзе Т. К., Тананашвили М. С. Влияние отставания о&. забоя крепи горизонтальной выработки на процесс ее нагружения при подвигании забоя // “Транспорт”, №1-2, Тбилиси, 2009. – с. 46-49.
53. Tananashvili M., Megrelishvili Z. Research of technological and design data of lightweight concrete in local poros fillers // “Problems of mechanics”, №2(35), Tbilisi, 2009, – p. 96-102.
54. Duddeck H. Future trends in the structural design of tunnels. // Tunneling and Underground Spau Techology. 1987. V. 2. – p. 137-141.
55. Baudendistel M. Zur Entwurf von Tunnels mit grosem Ausbruchquerschnitt. // “Rock Mechanics”, 1979, H.8,– p. 75-100.
56. Dimitrios Kolymbas. Tunnelling and Tunnel Mechanics. A Rational Approach to Tunnelling. Springer, – 332 p.