

UNIVERSITATEA TEHNICĂ A MOLDOVEI

Cu titlu de manuscris
CZU: 624.137(478)(043)

CEBAN OLEG

**ROLUL PROCESELOR REOLOGICE LA CALCULUL
CONSTRUCȚIILOR DE SPRIJIN, EDIFICATE PE VERSANȚII
ALUNECĂTORI DIN REPUBLICA MOLDOVA**

Specialitatea – 211.02. Materiale de construcții, elemente și edificii

Teză de doctor în științe tehnice

Conducător științific:

POLCANOV Vladimir, doctor în
științe tehnice, conferențiar universitar

Autor:

CEBAN Oleg

CHIȘINĂU, 2018

© CEBAN OLEG, 2018

CUPRINS

ADNOTARE	4
ABREVIERI	7
SEMNE CONVENȚIONALE	8
INTRODUCERE	10
1. Evaluarea rolului proceselor reologice la calculul alunecărilor de teren	18
1.1. Fenomenul reologic în pământurile argiloase. Esența problemei.....	18
1.2. Principiile conceptuale ale evaluării riscului de alunecare a versanților.....	26
1.3. Bazele metodologice ale determinării rolului fenomenelor reologice în diminuarea stabilității construcțiilor de sprijin.....	34
1.4. Concluzii la capitolul 1.....	42
2. Caracteristica succintă a terenurilor cercetate	45
2.1. Condițiile geologico-inginerești ale versanților alunecători cercetați.....	45
2.2. Rezultatele cercetării caracteristicilor fizico-mecanice și reologice ale pământurilor.....	65
2.3. Concluzii la capitolul 2.....	77
3. Evaluarea stabilității versanților cercetați cu ajutorul analizei reologice	78
3.1. Prognozarea posibilității de dezvoltare a deformațiilor de fluaj în versanții cercetați.....	78
3.2. Rezultatele modelării numerice a stării tensiune-deformație a versanților prin utilizarea metodei elementelor finite.....	96
3.3. Concluzii la capitolul 3.....	106
4. Determinarea presiunii asupra construcțiilor de sprijin cu evidența variației posibile în timp a rezistenței pământului	108
4.1. Rezultatele determinării valorilor presiunii de alunecare în condițiile dezvoltării posibile a deformației de curgere lentă.....	108
4.2. Argumentarea principiilor privind proiectarea construcțiilor de sprijin cu evidența naturii procesului de alunecare identificat.....	122
4.3. Concluzii la capitolul 4.....	134
CONCLUZII GENERALE ȘI RECOMANDĂRI	136
BIBLIOGRAFIE	138
ANEXA 1. Rezultatele cercetării parametrilor reologici ai pământurilor.....	149
ANEXA 2. Planurile topografice, secțiuni, scheme de calcul.....	156
ANEXA 3. Certificat de confirmare a implementării Urbanproiect.....	172
ANEXA 4. Certificat de confirmare a implementării Simbo-proiect.....	173
DECLARAȚIA PRIVIND RESPONSABILITATEA CERCETĂRII	174
REZUMAT (CV)	175

ADNOTARE

la teza pentru obținerea gradului de doctor în științe tehnice

«Rolul proceselor reologice la calculul construcțiilor de sprijin, edificate pe versanții alunecători
din Republica Moldova»

Ceban Oleg, Chișinău, 2018

Specialitatea: 211.02 – Materiale de construcții, elemente și edificii

Structura tezei: adnotare, introducere, patru capitole, concluzii și recomandări, bibliografie (170 de titluri), 137 pagini text de bază, 12 tabele, 62 figuri și 4 anexe. Rezultatele cercetării sunt publicate în 10 lucrări științifice.

Cuvinte-cheie: alunecări de teren, presiune de alunecare, construcții de sprijin, metode de calcul, reologie, procese reologice, deformații de curgere lentă, stabilitatea versanților.

Domeniul de studiu: versanții alunecători și potențial-alunecători din Republica Moldova.

Scopul și obiectivele cercetării constau în elaborarea metodologiei de evaluare a stabilității de lungă durată a versanților potențial-alunecători și determinarea presiunii de alunecare; studiul influenței proceselor reologice și principiilor de aplicare a lor în cadrul calculului construcțiilor de sprijin; determinarea stării de tensiune-deformare a versanților cu ajutorul metodelor numerice de calcul.

Noutatea și originalitatea științifică a rezultatelor obținute: modernizarea și argumentarea științifică a metodologiei de evaluare a influenței proceselor reologice în calculul construcțiilor de sprijin.

Problema științifică importantă soluționată în domeniul investigat constă în elaborarea indicațiilor metodice pentru evaluarea stabilității de lungă durată a versanților și determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin, luând în considerație procesele reologice, care se dezvoltă în argilele neogene, ce alcătuiesc versanții din Republica Moldova.

Semnificația teoretică și valoarea aplicativă a tezei constă în lărgirea bazei științifice care ar permite realizarea practică a asigurării stabilității de lungă durată a construcțiilor de sprijin și a obiectivelor proiectate în cadrul versanților alunecători (potențial-alunecători), de asemenea, în determinarea posibilității sporirii eficienței măsurilor orientate spre combaterea deformațiilor de alunecare.

Implementarea rezultatelor științifice s-a realizat prin utilizarea metodologiei elaborate la proiectarea măsurilor pentru combaterea deformațiilor de alunecare în cadrul a 3 obiective situate în cadrul versanților alunecători.

АННОТАЦИЯ

к диссертационной работе на соискание ученой степени доктора технических наук
«Роль реологических процессов при расчете подпорных сооружений, возводимых на
оползнеопасных склонах Молдовы»

Чебан Олег, Кишинэу, 2018

Специальность: 211.02 – Строительные материалы, конструкции и сооружения

Структура диссертации: введение, четыре главы, выводы и рекомендации, библиография (170 источников). Содержание изложено на 137 страницах основного текста; содержит 12 таблиц (без учета приложений), 62 рисунков, 4 приложения. Результаты исследования опубликованы в 10 научных работах.

Ключевые слова: оползни, оползневое давление, подпорные сооружения, методы расчетов, реология, реологические процессы, деформации ползучести, устойчивость склонов.

Область исследования: оползневые и оползнеопасные склоны Республики Молдова.

Цель исследования: разработка методики оценки длительной устойчивости оползнеопасных склонов и определения оползневого давления с учетом реологических процессов.

Задачи определены главной целью исследования и направлены на изучение принципов учета реологических свойств грунтов при определении давления на ограждающие конструкции; оценку НДС склонов с помощью численных методов расчета.

Научная новизна и оригинальность работы: состоит в совершенствовании и научном обосновании методики учета реологических процессов при расчете подпорных сооружений.

Важность научной проблемы, решенной в рамках исследования, состоит в разработке методики оценки длительной устойчивости оползнеопасных склонов и определения оползневого давления на ограждающие конструкции с учетом реологических процессов, развивающихся в толще сарматских глин Молдовы.

Теоретическая значимость и практическая ценность: полученные результаты расширяют научную основу и практическую реализацию обеспечения устойчивости подпорных сооружений и защищаемых объектов, расположенных на потенциально опасных (оползнеопасных) склонах, а также определяют направления повышения эффективности противодеформационных мероприятий.

Внедрение научных результатов осуществлено путем применения разработанной методики при проектировании противодеформационных мероприятий на 3-х объектах при застройке оползневых склонов.

ANNOTATION

To the thesis for the Doctor of Technical Science degree
«The role of rheological processes in the calculation of retaining structures constructed on
landslide-prone slopes of Moldova»

Ceban Oleg, Chisinau, 2018

Specialty: 211.02 – Building materials, design and construction

Thesis structure: introduction, four chapters, conclusions and recommendations, bibliography (170 sources). The contents are described in the 137 pages of the main text; It contains 12 tables (without application), 62 drawings, 4 applications. The study is published in 10 scientific papers.

Key words: landslides, landslide pressure, retaining structures, methods of calculation, rheology, rheological processes, creep, slope stability.

Area of the research: landslide and landslide-prone slopes of the Republic of Moldova.

Aim of the research: to develop methodology for assessing the long-term stability of landslide-prone slopes and landslide pressure determination taking into account the rheological processes.

Objectives identification of the main purpose of the study and focus on: the study of the mechanism of deformation development in the studied slopes, the possibility of manifestation of creep deformation and as a result, reducing strength of the Sarmatian clays; studying accounting principles of the rheological properties of soils in determining the pressure on the retaining structures; assessment of the stress state of slopes by numerical calculation methods.

Scientific novelty and originality: consist in improving the scientific argumentation and the treatment of the rheological processes in the calculation of retaining structures, constructed at landslide-prone slopes of the Republic of Moldova.

The importance of the scientific problem, is solving in the framework of the research and developing a methodology for assessing the long-term stability of landslide-prone slopes and determining landslide pressure on the retaining structures, taking into account the rheological processes developing in the interior the Sarmatian clays of Moldova.

Theoretical significance and applicative value of the thesis is to improve the methods of calculation of retaining structures, constructed at landslide-prone slopes. The results expand the scientific knowledge and practical implementation of the sustainability of retaining structures and protected objects located in potentially dangerous (landslide) slopes, also determine ways to improve the effectiveness of measures to combat landslides.

Implementation of the scientific results was accomplished by the use of the developed method for the design of anti landsliding measures on 3 construction sites during the building process on sliding slopes.

ABREVIERI

AȘM – Academia de Științe a Moldovei

PIB – Produsul Intern Brut

IITD – Institutul de Ingineri în Transport din Dnepropetrovsk (actualmente UNTFD)

UE – Uniunea Europeană

EGI – element geologic ingineresc

IPC „S.Lazo” – Institutul Politehnic de Stat „S.Lazo”

USC – Universitatea de Stat din Comrat

IDAM – Institutul de Drumuri Auto din Moscova (actualmente UTSDAM)

USCM – Universitatea de Stat de Construcții din Moscova

MEF – metoda elementelor finite

ISȘTIM – Institutul de Stat de Științe Tehnice Inginerești din Moldova (actualmente INGEOCAD)

IPDA – Institutul de Proiectări a Drumurilor Auto

LCDAT – Laboratorul de Cercetări Științifice în Domeniul Alunecărilor de Teren

STD – starea de tensiune-deformare

MPD – măsuri de protecție împotriva deformațiilor

MPA – măsuri de protecție împotriva alunecărilor

UTM – Universitatea Tehnică a Moldovei

BTȘ – baza tehnico-științifică

RM – Republica Moldova

CSI – Comunitatea Statelor Independente

CNAA – Consiliul Național de Acreditare și Atestare

INCERCON – Institutul Național de Cercetări Științifice în Construcții (Institutul de Cercetări Științifice în Construcții)

IPDAM – Institutul de Proiectări ale Drumurilor Auto din Moldova

ANACEC - Agenția Națională de Asigurare a Calității în Educație și Cercetare

SEMNE CONVENȚIONALE

- C – coeziunea în pământurile argiloase, Pa;
 C_c – coeziunea structurală (componenta ireversibilă) în pământurile argiloase, Pa;
 C_w – coeziunea totală în pământurile argiloase, Pa;
 D – grosimea zonei pasive în calculele de evaluare a stabilității, m;
 F_p – coeficientul rezistenței la forfecare la presiunea p ;
 H – grosimea masivului de pământ, m;
 I_p – indicele de plasticitate, %;
 k – coeficientul de stabilitate;
 k_{flua} – coeficientul de stabilitate după fluaj;
 l – lungimea blocului de pământ, m;
 n – porozitatea, %;
 ρ_n – tensiunea normală, Pa;
 ρ_z – componenta verticală a tensiunii normale de comprimare în masivul de pământ la adâncimea z , Pa;
 $S_{p,W}$ – rezistența la forfecare a pământului argilos la presiunea p și la umiditatea W , Pa;
 S_{∞} – rezistența de lungă durată a pământului argilos, Pa;
 t – durata acțiunii încărcării asupra solului, s;
 t_{np} – timpul reducerii rezistenței solului până la starea limită, s;
 u – deformația de alunecare a solului sub acțiunea tensiunilor tangențiale, m;
 u_t – deformația de alunecare a solului în timp sub acțiunea tensiunilor tangențiale, m;
 v – viteza de deformare a solului sub acțiunea tensiunilor tangențiale, m/s;
 v_0 – viteza de deformare a edificiului sub acțiunea tensiunilor tangențiale, m/s;
 v_z – viteza de deformare a masivului de pământ la adâncimea z de la suprafața terestră sau talpa fundației sub acțiunea tensiunilor tangențiale, m/s;
 W_{fin} – umiditatea finală a solului, %;
 W_{ini} – umiditatea inițială a solului, %;
 W_L – limita de lichiditate, %;
 W_P – limita de plasticitate, %;
 x,y,z – axele de coordonate, coordonatele punctului în temelia edificiului, m;
 α – unghiul de înclinare al versantului sau al taluzului, grad;
 α_{cr} – unghiul critic a versantului sau a taluzului, grad;
 γ – deformația relativă de lunecare a mostrei sau a masivului de pământ, m;
 γ_{kp} – unghiul critic de lunecare;

$\Delta\tau$ – partea activă a tensiunii tangențiale, Pa;
 e – coeficientul de porozitate;
 η – viscozitatea dinamică, Pa·s;
 η_{fin} – viscozitatea dinamică finală, Pa·s;
 $\eta_{ini\tau}$ – viscozitatea dinamică inițială, Pa·s;
 η_t – viscozitatea dinamică în timp, Pa·s;
 λ – deformația de forfecare (măsura fluajului), m;
 v – viteza relativă a deformației de alunecare, s⁻¹;
 Σ_w – coeziunea hidrocoloidală (componenta reversibilă), Pa;
 τ – tensiunea de forfecare, Pa;
 τ_{cr} – tensiunea tangențială critică la care se produce forfecarea, Pa;
 τ_{max} – tensiunea tangențială maximă într-un punct arbitrar din temelie, Pa;
 $\tau_{max.max}$ – tensiunea tangențială maximum-maximorum, Pa;
 τ_{lim} – tensiunea tangențială inițială, limita de fluaj, Pa;
 τ_{xz} – tensiunea tangențială pe suprafețele orizontale și verticale, Pa;
 τ_{δ} – tensiunea tangențială pe suprafața orientată, Pa;
 φ – unghiul de frecare interioară, grad;
 φ_n – unghiul de frecare interioară a solurilor granulare cu evidența densității (unghiul de frecare interioară adevărat), grad;
 φ_w – unghiul de frecare interioară a solurilor argiloase cu evidența densității-umidității, grad;
 ψ_p – unghiul rezistenței la forfecare la presiunea p, grad;
 c_i – coeziunea solului în baza blocului, Pa;
 φ_i – unghiul de frecare interioară în baza blocului, grad;
 W_i – greutatea proprie a pământului în bloc, kN;
 N_i – componenta normală a reacțiunii la baza tronsonului, kN;
 D_i – forța rezultantă de la sarcina exterioară, kN;
 u_i – valoarea presiunii din pori, kPa;
 μ_v, μ_h – coeficientul de seismicitate;
 f_i – brațul componentei normale aplicate la baza blocului de pământ N, m;
 x_i – brațul forței de la greutatea proprie a blocului de pământ W, m;
 R_i – brațul forței de rezistență la forfecare a solului, m;
 e_i – brațul componentei orizontale a sarcinii de la acțiunea seismică, m;
 d_i – brațul rezultantei de la sarcina exterioară, m;
 y – brațul componentei presiunii de alunecare în secțiunea de calcul.

INTRODUCERE

Actualitatea și importanța problemei investigate sunt condiționate de necesitatea soluționării problemelor, ce țin de stabilitatea de lungă durată a versanților și nemijlocit de stabilitatea clădirilor și altor structuri amplasate pe acești versanți.

În Moldova, problema alunecărilor de teren rămâne una dintre cele mai importante, deși în ultima perioadă s-a reușit stabilizarea temporară a alunecărilor. În republică anual sunt distruse zeci de case, ies din funcțiune un număr mare de hectare de pământ arabil, se înregistrează cazuri de pierdere a stabilității temeliei drumurilor auto, a construcțiilor de sprijin.

Aceasta înseamnă că la construcția oricăror tipuri de clădiri pe versanți cum ar fi complexe locative, clădirile industriale și edificiile inginerești, sistemele de gazificare, de alimentare cu apă și altele trebuie să se țină cont de posibilitatea dezvoltării unui proces de alunecare de teren și de adoptarea măsurilor pentru combaterea alunecărilor.

Construirea pe terenurile potențial-alunecătoare presupune asigurarea înaltă a exploatării și stabilității de lungă durată a edificiului în condițiile cele mai dificile. În majoritatea cazurilor, aceasta necesită evaluarea corectă a stabilității terenurilor și elaborarea unui complex de măsuri de combatere a alunecărilor. Ținând cont de faptul că numai în raioanele Hâncești, Strășeni, Călărași au fost afectate de alunecări mai mult de 6 mii ha, problema alunecărilor de teren rămâne una dintre cele mai importante în ramura construcțiilor.

Cel mai des în complexul de măsuri luate pentru combaterea alunecărilor sunt incluse structurile de sprijin: pereți de sprijin, construcțiile din piloți într-un rând sau două etc. Geometria construcțiilor de sprijin va depinde mult de mărimea presiunii de alunecare și, prin urmare, costul și siguranța lor. Din cele expuse conchidem, pe bună dreptate, că problema privind cercetarea influenței proceselor reologice asupra calculării structurilor de sprijin, amplasate pe versanții potențial-alunecători din Republica Moldova, este actuală.

Nivelul științific de cercetare a problemei

Abordarea științifică a problemei evaluării proceselor reologice în calculul structurilor de sprijin în condițiile specifice regionale din Republica Moldova, ținând cont de versanții cu risc real de alunecare, impune studierea și utilizarea bazelor teoretice puse la temelie lucrărilor cercetătorilor autohtoni și străini.

La elucidarea tematicii tezei privind determinarea presiunii de alunecare autorul a efectuat cercetări teoretice corespunzătoare în trei direcții principale:

1. Cercetarea proceselor de alunecare și a metodelor de calculare a gradului de stabilitate a versanților.

2. Cercetarea naturii rezistenței pământurilor care determină stabilitatea de lungă durată a versanților.

3. Cercetarea teoriilor fundamentale de calcul al presiunii de alunecare a pământului asupra structurilor de sprijin, care determină geometria construcțiilor de combatere a fenomenului dat.

Cercetarea proceselor de alunecare este descrisă în mai multe lucrări științifice, care denotă că acest proces este destul de complicat, iar cauzele ce îl condiționează sunt foarte diferite. Nu întâmplător această problemă stă pe ordinea de zi a multor conferințe și simpozioane, a căror lucrări inserează materiale interesante privind investigarea alunecărilor concrete, abordări teoretice și rezultate ale experimentelor de cercetare a mecanismului procesului de alunecare a rocilor. Însă până în prezent rămân încă nesoluționate problemele privind evaluarea calitativă a gradului de stabilitate a versanților potențial-alunecători și a calculului sigur al presiunii exercitate asupra structurilor de sprijin care sunt incluse în complexul de măsuri de combatere a alunecărilor de teren.

În Republica Moldova, această problemă se află în centrul atenției mai mult de o sută de ani. În primele etape cercetările au constat de cele mai deseori în descrierea caracterului alunecărilor. Acestui fenomen i-au fost închinat lucrările lui O.C.Langhe, F.S.Porucic, B.V.Veselovschi, S.Ia.Barâș și alții. În anii '60 ai sec. XX au început cercetări serioase ale proprietăților fizico-mecanice ale pământurilor, s-au inițiat observări regulate asupra alunecărilor. Alunecările au fost concepute ca procese naturale ireversibile, care influențează activ asupra formării reliefului actual. În această perioadă apar lucrările lui S.T.Vznuzdaev, T.S.Gheideman, G.V.Obedientov, S.S.Orlov, N.L.Râmbu, T.I.Ustinov, C.Șadunț și alții.

În legătură cu activizarea proceselor de alunecare, începând cu anii '70 ai sec.XX, se inițiază investigarea localităților populate ale republicii și elaborarea recomandărilor privind protejarea lor de alunecări. La aceste lucrări aderă specialiștii Direcției Geologie împreună cu Secția Geografie a Academiei de Științe a Moldovei, Catedra Geologie Inginerească a Institutului Politehnic din Chișinău „S.Lazo”, Institutul Pedagogic din Tiraspol ș.a. Dezvoltarea științei despre alunecări a făcut posibilă soluționarea mai multor întrebări privind evaluarea numerică a influenței diferitor factori asupra stabilității versanților în baza cercetării lor complexe prin metodele geologiei inginerești și mecanicii pământurilor, precum și prin metodele modelării. Rezultatele obținute și-au găsit reflectare în operele fundamentale ale lui A.T.Levadniuc, V.N.Tcaci, T.A.Timofeeva și alții.

În anii 80 ai sec.XX, cercetările științifice privind alunecările în Moldova au atins cel mai înalt nivel. S-a mărit numărul de organizații care se preocupau de această problemă și de elaborarea măsurilor de luptă cu alunecările. La soluționarea celor mai importante probleme erau

solicitați specialiștii de la Moscova, Dnepropetrovsk, Odesa, specialiștii principali de la institutele de proiectare (Moldkomunproect, Moldghiproavtdor și alții). Anume în acești ani se formează premisele cercetării detaliate a naturii proceselor de alunecare în republică și se elaborează strategia de luptă împotriva lor. Specialiștii AȘM desfășoară activități privind zonarea geologică-ingenerească a teritoriilor supuse alunecărilor. Acestei teme îi sunt dedicate lucrările lui L.A.Anosova, G.M.Belinchis, A.M.Capceli, A.T.Levadniuc, A.M.Moniuşco, S.S.Orlov, T.I.Robustova, G.N.Sârodoev, T.A.Timofeeva și alții. Cu regret, în ultimii zece ani ai sec.XX, volumul lucrărilor de cercetare științifică s-a redus brusc. Teza de doctor a lui A.P.Sudarev privind alunecările în Moldova pare să fie printre ultimele cercetări ale etapei respective.

Însă este absolut necesar să fie cercetat îndeosebi rolul proprietăților reologice ale pământurilor în dezvoltarea proceselor de alunecare în Moldova. Investigațiile în acest domeniu erau efectuate în principal de către specialiștii din Moscova și Dnepropetrovsk și se refereau în special la întrebările privind asigurarea stabilității versanților și taluzurilor din apropierea drumurilor. Printre ultimele lucrări la această tematică menționăm monografia lui V.N.Polcanov.

În urma cercetării și analizei izvoarelor științifice existente și a materialelor de arhivă care stau la baza științifică a tezei concluzionăm că investigațiile efectuate anterior sunt de o mare importanță. Totodată, constatăm cu regret că în ultimii treizeci de ani problemelor privind alunecările nu li se acordă atenția cuvenită.

O deosebită importanță la momentul actual au problemele privind evaluarea stabilității de lungă durată și determinării presiunii asupra structurilor de sprijin. Ultima ține de tendința de valorificare a versanților potențial-alunecători și necesitatea de a asigura exploatarea clădirilor și construcțiilor amplasate pe ei.

Cele menționate au stat la baza alegerii obiectivului, scopului principal și problemelor elucidate în cercetarea de față.

Obiectivul cercetării: versanții alunecători și potențial-alunecători din Republica Moldova care ar putea fi valorificați pentru construcții.

Obiectul de cercetare: procesele reologice care au loc în pământurile argiloase ce formează majoritatea versanților de pe teritoriul republicii, ce condiționează dezvoltarea fenomenului de alunecare și determină valoarea presiunii de alunecare la efectuarea calculului privind structurile de sprijin.

Scopul cercetării: elaborarea metodologiei de evaluare a stabilității de lungă durată a versanților-alunecători și determinarea presiunii de alunecare, ținând cont de procesele reologice care au loc în masivul de pământ.

Problemele propuse pentru cercetare

În cadrul cercetării de față au fost examinate, în primul rând, următoarele probleme:

1. Studiarea mecanismului de dezvoltare a deformațiilor versanților care ar putea fi valorificați pentru construcții.
2. Efectuarea analizei privind posibilitatea de dezvoltare în masivul versanților a deformațiilor de curgere lentă.
3. Studiarea posibilității de reducere în timp a rezistenței argilelor neogene din care sunt formați versanții potențial-alunecători din Republica Moldova.
4. Efectuarea analizei metodelor de calcul al stabilității versanților, care sunt aplicate în Moldova, precum și procedeele de determinare a presiunii de alunecare bazate pe aceste metode.
5. Cercetarea principiilor de evaluare a proprietăților reologice ale pământului la determinarea presiunii asupra structurilor de sprijin.
6. Cercetarea posibilităților de aplicare a principiilor de prognozare a deformațiilor de alunecare a structurilor de sprijin în baza teoriei fizico-tehnice a fluajului în condițiile amplasării lor pe versanții potențial-alunecători de pe teritoriul Moldovei.
7. Evaluarea stării de tensiune-deformație a versanților, aplicând metodele numerice de calcul, elaborarea modelelor mecanico-matematice, a criteriilor de calcul privind construcțiile de sprijin.
8. Elaborarea recomandărilor privind aplicarea metodologiei propuse.

Metodele și baza informațională a cercetării. În procesul investigării tematicii tezei au fost aplicate metode științifice generale cum ar fi: analiza, abstracția, abordarea sistematică. Cercetarea a fost efectuată în baza abordării complexe, utilizând metode mecanico-matematice și complexul de programe PLAXIS, adaptat pentru ingineri. Pentru soluționarea unor probleme speciale au fost folosite metoda comparației și analizei statistice, metoda analogiei geologică-inginerească. Au mai fost utilizate metode mecanico-matematice de modelare a situațiilor naturale. În procesul de cercetare au fost aplicate, de asemenea, metode empirice: observațiile asupra obiectului, măsurarea deformațiilor, evaluări ale experților.

Pentru atingerea obiectivului propus în teză au fost folosite principiile fundamentale de cercetare cu scopul de a cunoaște cât mai multe despre alunecări, condițiile și cauzele dezvoltării lor, metodele de calcul și căile de stabilizare a lor.

La baza informativă a cercetării stau documentele instructiv-normative ale Republicii Moldova, datele Institutului Național de Cercetări Științifice în Domeniul Construcțiilor (INCERCON); materiale de arhivă ale institutelor IPDA și UTM, teze la tema dată.

Baza teoretică și metodologică a tezei o constituie lucrările cercetătorilor autohtoni și străini în domeniul cercetării alunecărilor de teren și, în special, a rolului proceselor reologice în apariția lor, precum și a metodologiei de calcul a elementelor de protecție, monografii, materiale ale conferințelor științifice internaționale și republicane, resurse-internet, elaborări personale ale autorului cercetării.

Importanța problemei științifice soluționată în domeniul investigat constă în elaborarea metodologiei privind evaluarea stabilității de lungă durată a versanților cu risc de alunecare și determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin, luând în considerație procesele reologice ce se dezvoltă în masivul de pământ compus din argilele neogene din Moldova.

Noutatea științifică și originalitatea investigației constau în perfectarea și argumentarea științifică a metodologiei de calcul a proceselor reologice pentru determinarea calculului construcțiilor de sprijin amplasate pe versanții alunecători din Moldova. Aceasta se exprimă prin următoarele:

1. Determinarea valorilor „pragului de fluaj” a argilelor neogene din care sunt formați versanții alunecători.
2. Studiarea mecanismului de dezvoltare a deformațiilor versanților care ar putea fi valorificați pentru construcții.
3. Demonstrarea posibilității de apariție a deformațiilor de alunecare în urma curgerii lente în straturile de pământ ale versanților cercetați.
4. Identificarea factorilor naturali care pot avea un rol decisiv în dezvoltarea proceselor de alunecare, precum și în determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin și care nu sunt luați în considerație la aplicarea metodelor ingineresti.
5. Propuneri de modificare a metodelor ingineresti de calcul al stabilității versanților alunecători, luând în vedere proprietățile reologice ale pământurilor.
6. Demonstrarea necesității determinării presiunii de alunecare asupra structurilor de sprijin, ținând cont de posibilitatea dezvoltării deformațiilor de fluaj în masivul de pământ. Valorile presiunii vor fi determinate de intensitatea deformațiilor identificate, de existența zonelor cu rezistență redusă în masivul de pământ, gradul de deteriorare a structurii primare.
7. Efectuarea analizei comparative a evaluării stabilității de lungă durată a versanților cu utilizarea metodelor ingineresti de calcul și a metodei elementelor finite.
8. Determinarea principiilor de proiectare a structurilor de sprijin, luând în considerație natura procesului de alunecare identificat.

Autenticitatea rezultatelor cercetării. Concluziile și recomandările din teza de față au la bază:

- premisele teoretice axate pe principiile fundamentale ale mecanicii pământurilor și geologiei inginerești și, în special, teoria fizico-tehnică a fluajului pământurilor argiloase, metode contemporane de calcul printre care metoda elementelor finite;
- experimentele efectuate privind determinarea caracteristicilor reologice cum ar fi: limita de fluaj și coeziunea structurală care denotă posibilitatea dezvoltării deformațiilor de curgere lentă;
- cercetările de laborator efectuate privind stabilitatea de lungă durată a argilelor neogene din Moldova;
- corespunderea satisfăcătoare a rezultatelor cercetărilor teoretice obținute prin calcule conform metodologiei existente cu datele obținute în cercetările din teren;
- analiza comparativă a calculelor efectuate cu starea reală a 5 versanți potențial-alunecători supuși deformațiilor de curgere lentă.

Rezultatele principale ale tezei concepute pentru susținere:

1. Elaborarea de către autorul tezei a metodei de determinare a presiunii de alunecare a pământului asupra construcțiilor de sprijin amplasate pe versanții alunecători, luând în considerație procesele reologice care au loc în pământurile argiloase neogene din Moldova.

2. Esența metodei constă în identificarea mijloacelor de efectuare a analizei reologice a posibilității de dezvoltare a deformațiilor de curgere lentă în masivul de pământ al versanților alunecători, care determină mărimea presiunii de alunecare.

3. Rezultatele din teren, de laborator și analitice ale investigației care formează expresiile de descriere a dezvoltării deformațiilor de alunecare.

4. Modelul mecanico-matematic al terenurilor alunecătoare cercetate și a schemelor de calcul ale metodei elementelor finite.

5. Principiile de proiectare a construcțiilor de sprijin cu evidența naturii procesului de alunecare.

Implementarea rezultatelor științifice s-a realizat prin utilizarea metodologiei elaborate privind calculul proceselor reologice pentru a fi proiectate măsurile de combatere a deformațiilor de alunecare pentru 3 obiective de construcție pe versanții alunecători.

Aprobarea rezultatelor tezei. Principalele rezultate ale tezei au fost expuse și aprobate la conferințele științifice internaționale ale Academiei de Științe a Moldovei (2015, 2016); ale Universității de Stat de Construcții din Moscova (2013, 2014); Universității de Stat din Comrat (2013); Conferinței științifico-practice a profesorilor, doctoranzilor și studenților din cadrul Universității Tehnice a Moldovei.

Publicații la tema cercetată. La tema tezei au fost publicate 10 lucrări, printre care: 4 - în reviste recomandate de CNAA; 3 – în culegeri internaționale; 1 – indicație metodică.

Structura tezei. Lucrarea include: adnotare (în limbile română, rusă și engleză); introducere; 4 capitole; concluzii generale și recomandări, bibliografie (170 titluri).

Conținutul lucrării este expus pe 137 pagini text de bază, exclusiv anexele, 62 figuri, 12 tabele, 4 anexe.

Primul capitol, „*Evaluarea rolului proceselor reologice la calculul alunecărilor de teren*”, conține date despre abordarea contemporană a metodologiei privind conceptul de fenomen reologic în pământurile argiloase neogene, esența și natura proceselor de alunecare, care se desfășoară în plan reologic.

A fost efectuată analiza abordărilor contemporane privind evaluarea nivelului de stabilitate a versanților, dată caracteristica metodelor ingineresti exacte și aproximative. Accentul este pus pe utilizarea complexului de programe PLAXIS și în special pe procedeul „Phi-Reduction”. Au fost evidențiate neajunsurile proprii metodelor de calcul care se bazează pe metoda elementelor finite.

Au fost analizate în detalii bazele metodologice, determinat rolul fenomenelor reologice la pierderea stabilității construcțiilor de sprijin. Este argumentată necesitatea cercetării în continuare a problemelor privind calculul proprietăților reologice ale pământurilor când este determinată presiunea asupra construcțiilor de sprijin.

Sunt formulate principalele probleme ale cercetării de față.

În capitolul doi, „*Caracteristica succintă a terenurilor cercetate*”, în baza cercetărilor de teren și experimentelor de laborator privind determinarea caracteristicilor fizico-mecanice și reologice ale pământurilor, au fost trase concluzii privind condițiile specifice geologico-ingineresti a 5 versanți alunecători situați în Moldova Centrală, care pot fi valorificați pentru construcții.

Au fost prezentate rezultatele determinării pragului de fluaj a pământurilor argiloase din Moldova – caracteristică primordială utilizată la efectuarea analizei reologice.

Au fost efectuate cercetări ale stabilității de lungă durată a pământurilor argiloase din care sunt formați versanții alunecători din Moldova, care a dat posibilitatea de a evidenția rolul anizotropiei asupra parametrilor de rezistență și a determina valorile lor de calcul pentru evaluarea stabilității de lungă durată a versanților.

În capitolul trei, „*Evaluarea stabilității versanților cercetați în baza analizei reologice*”, au fost efectuate calculele necesare și prognozată posibilitatea dezvoltării deformației de fluaj a 5 versanți alunecători cercetați.

Au fost prezentate rezultatele evaluării stabilității terenurilor cercetate, fiind utilizată metoda elementelor finite. Este argumentat rolul prioritar al abordării complexe privind evaluarea riscului de alunecare a versanților care pot fi valorificați pentru construcții.

Capitolul patru, „*Determinarea presiunii asupra construcțiilor de sprijin cu evidența variației posibile în timp a rezistenței pământului*”, include abordările principale propuse de autorul lucrării de față pentru întărirea siguranței evaluării stabilității versanților și argumentarea necesității de calcul al presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin cu evidența posibilității dezvoltării deformațiilor de curgere lentă și de natura procesului de alunecare identificat.

Sunt prezentate rezultatele de determinare a valorilor presiunii de alunecare și calculele respective, obținute în baza modelelor mecanico-matematice elaborate pentru terenurile examinate, fiind utilizată metoda echilibrului-limită.

Sunt argumentate abordările modificate privind modelarea procesului de alunecare, care permite evaluarea veridică a stabilității versanților alunecători și determinarea valorii presiunii de alunecare la proiectarea structurilor de sprijin.

1. EVALUAREA ROLULUI PROCESELOR REOLOGICE LA CALCULUL ALUNECĂRILOR DE TEREN

1.1. Fenomenul reologic în pământurile argiloase. Esența problemei

Factorii care conduc la pierderea stabilității versanților sunt foarte variați. N.V.Ornatski, încă la mijlocul secolului XX, i-a clasificat în două grupe. „Prima grupă de factori conduc la mișcarea relativă a unor părți ale masivului de pământ una față de alta datorită tensiunii care apare în cadrul unei sau altei părți a masivului... Condiția manifestării acestor factori este modificarea stării de echilibru în care are loc cedarea unei părți limitate a masivului” [122, p.412].

A doua grupă de factori Ornatski o pune în relație cu parametrii fizici, care influențează asupra stării legăturilor interioare și, corespunzător, care modifică rezistența la forfecare a rocilor.

În urma acțiunii unor sau altor cauze apare dezechilibrul dintre starea de tensiune a pământului și rezistența la forfecare a lui.

În primul caz, această necorespondere este condiționată de mărirea tensiunilor tangențiale sau micșorarea tensiunii normale, când coeziunea solurilor este invariabilă. În al doilea caz, în urma micșorării (sau diminuării totale) coeziunii, pe când starea de tensiune rămâne constantă.

În multe cazuri, dereglarea stabilității versanților și taluzurilor survine în urma schimbărilor, din cauze exterioare, a forțelor active (de forfecare) și pasive (de frânare) care acționează asupra lor. Astfel de alunecări pot fi numite provocate. Printre factorii care condiționează dezvoltarea alunecărilor provocate putem evidenția construirea terasamentelor artificiale și îndeosebi a celor abrupte, măcinarea și defrișarea versanților în timpul lucrărilor de drum și excavării gropilor de fundare, supraîncărcării versanților datorită greutateii construcțiilor edificate pe ei și terasamentelor de pământ [8, 16, 17, 117, 118, 119] și altele.

În afară de aceasta, același rol îl pot juca suprasaturarea și sporirea umidității solurilor din care sunt formați versanții, care conduce la reducerea rezistenței. O influență negativă în acest plan pot avea diferitele procese de eroziune eoliană care, de asemenea, reduc rezistența de forfecare a rocilor și pământurilor din masivul versanților, în primul rând, în urma diminuării coeziunii lor, de asemenea factorii seismici și altele. În toate aceste cazuri, care, deseori, au caracter catastrofal, pierderea stabilității versanților și taluzurilor are loc nemijlocit în urma topografiei sau mediului existent [16, 32, 33, 35, 54, 83, 102, 108, 137, 140, 168] ș.a. Evident, astfel de situații trebuie evitate.

Însă, deseori ne confruntăm cu alte tipuri de alunecări, care, într-o măsură oarecare, au caracter progresiv în timp. Pierderea stabilității versanților și taluzurilor se manifestă în lipsa unor schimbări evidente în ceea ce privește valorile eforturilor, care acționează în cadrul masivului de pământ și care atrag după sine reducerea rezistenței de forfecare a pământurilor din care sunt

formați. Astfel de alunecări, de regulă, apar pe versanții potențial-instabili, care se află în stare de echilibru-limită. În această situație, pierderea stabilității versanților se datorează deformației lor, vizual abia perceptibile, și care se desfășoară lent, dar, totodată, conducând la creșterea permanentă a stări tensionate în masivul de pământ. În toate cazurile, o astfel de deformație, care se desfășoară ani în șir și chiar zeci de ani, se exprimă prin apariția fisurilor dincolo de marginea taluzurilor sau în cadrul versanților cu mult mai devreme decât apariția alunecării. Astfel de fisuri apar în masivul de pământ al versanților datorită acțiunii eforturilor de întindere în partea superioară a lor.

Un mare grup de cercetători consideră că dezvoltarea proceselor de alunecare, posibilele deformații de curgere lentă se datorează proprietăților reologice ale pământurilor [3, 22, 27, 42, 51, 55, 62, 70, 78, 91, 100, 111, 126, 127, 137, 143, 145, 169 și alții].

B.K.Hou consideră că trebuie să fie atrasă o deosebită atenție proceselor de fluaj: „mișcarea neașteptată în jos, pe pantă, a unui volum destul de mare al masei pământului, de regulă, este cunoscută cu numele de *alunecare* (landslide), care reprezintă mai degrabă un fenomen adânc decât unul de suprafață” [164, p.212-213].

Astfel de fenomene se observă destul de des și pe versanții de pe teritoriul Moldovei (fig.1.1).



Fig.1.1. Formarea fisurilor pe versantul alunecător

Sursa: foto de autor.

Aceasta s-ar părea că ar conduce la dezvoltarea bruscă a alunecărilor în cadrul versanților, care o perioadă îndelungată și-a păstrat stabilitatea. O astfel de situație poate condiționa dezvoltarea alunecărilor de orice tip în condițiile când în masivul de pământ sunt prezente argilele, cărora li sunt caracteristice prezența legăturilor coerente structurale rigide [113, 126-128 și alții].

Despre deformația versantului deseori mărturisesc deplasările construcțiilor amplasate pe acest versant și, în special, apariția fisurilor în pereții și elementele structurale ale edificiilor. E de menționat că în mare parte clădirile care lucrează bine la deformațiile neuniforme, chiar semnificative, în urma tasării neuniforme a pământului, sunt foarte vulnerabile la cea mai mică, relativ, deformație de alunecare. În asemenea condiții, cel mai des se deteriorează construcțiile, care au rigiditate longitudinală și transversală redusă. Însă chiar și în prezența acestei rigidități, în aceste condiții, construcțiile nu sunt asigurate de deteriorare (fig.1.2).



Fig.1.2. Deteriorarea unei case de locuit în urma deformațiilor reologice ale versantului

Sursa: foto de autor.

Observările permanente asupra fisurilor apărute în timp denotă caracterul progresiv al deformației versanților și taluzurilor și în majoritatea cazurilor prevede pierderea stabilității lor.

În același timp, este foarte important că apariția acestor fisuri pe versanți încă nu demonstrează posibilitatea dezechilibrării statice a versantului, deseori deformațiile se manifestă și atunci când coeficientul de stabilitate al versantului este cu mult mai mare decât unitatea.

În Moldova, proiectanții se confruntă cu fenomenul când un șir de versanți, care manifestă semne vizibile de deformații de alunecare, la evaluarea gradului de stabilitate sunt caracterizați printr-un coeficient de stabilitate cu mult mai mare decât o unitate. Acest fapt denotă existența unor dificultăți în elucidarea naturii fenomenului de alunecare cercetat și a cauzelor apariției lui.

Autorul lucrării de față face legătura dintre observările efectuate asupra proceselor de alunecare cu manifestări ale proprietăților reologice ale pământurilor argiloase și deformațiile de fluaj, ce se dezvoltă în masivul versantului.

Fluajul este una dintre deseale manifestări ale proprietăților reologice ale corpurilor fizice. O particularitate a fluajului constă în deformația îndelungată a corpului care se amortizează (stinge) lent sau nu se stinge deloc în timp sub influența încărcării (sarcinii) constante aplicate asupra unui corp.

În opinia lui Z.G.Ter-Martirosean, ”proprietățile reologice ale pământurilor sunt condiționate, în general, de rezistența mediului vâscos față de deplasarea particulelor minerale în timpul schimbărilor volumetrice și, în special, la schimbarea formei. Aceasta înseamnă că proprietățile reologice se manifestă diferit la deformațiile volumetrice și de forfecare” [145, p.158].

Analiza izvoarelor literare efectuată de autorul lucrării de față a demonstrat că prognozarea dezvoltării deformațiilor de curgere lentă poate fi realizată cel mai simplu în baza teoriei fizico-tehnice a fluajului propusă de profesorul N.N.Maslov.

Pentru soluționarea problemelor, utilizând teoria fizico-tehnică, se vor folosi funcțiile determinate cu modificările aplicabile pământurilor argiloase. În special, acestea sunt următoarele modele reologice (fig.1.3-1.4):

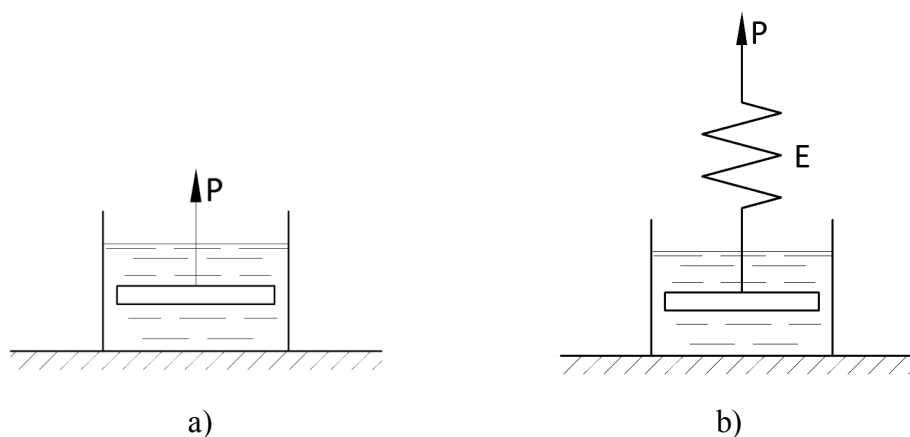


Fig.1.3. Modele reologice

- a) modelul lui Newton (pentru lichidul ideal vâscos);
- b) modelul lui Maxwell (pentru mediul elasto-vâscos).

Sursa: elaborat de autor [111, 112].

Modelul lui Maslov este elaborat în baza modelelor lui Newton, Maxwell, Bingam-Shvedov și se referă la pământurile argiloase. Esența modelului constă în următoarele.

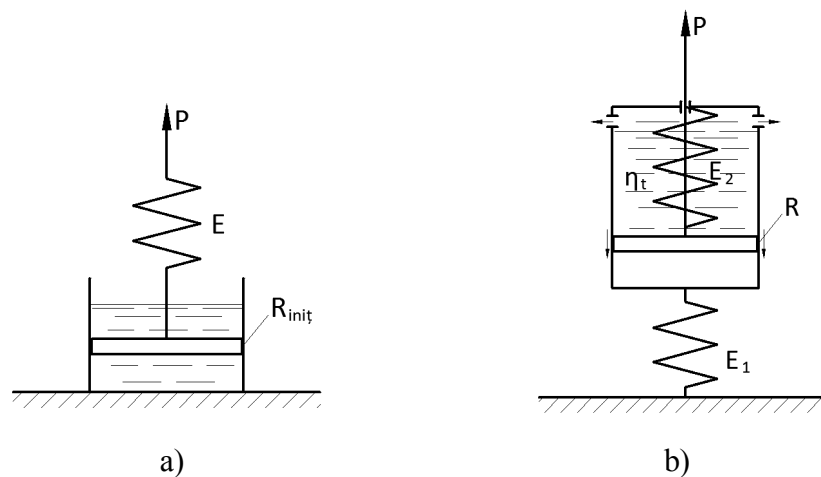


Fig.1.4. Modele reologice

- a) modelul lui Bingam-Shvedov (pentru mediul elasto-plastic-vâcos);
 b) modelul lui Maslov (pentru solurile argiloase).

Sursa: elaborat de autor [111, 112].

Deformația inițială, datorită întinderii arcului U_1 , poate fi asemănătoare cu deformația inițială a pământului, o parte reversibilă și una ireversibilă, în funcție de mărimea și caracterul încărcării (sarcinii) aplicate. Forțele de frecare pe suprafețele laterale ale pistonului pot fi considerate ca frecare interioară în pământurile argiloase ($\rho \cdot tg\varphi_\omega$), cu capacitatea de a se modifica în timp datorită variației umidității pământului.

Rezistența vîscoasă a materialului în camera cu coeficient de vîscozitate poate corespunde cu aceeași rezistență a pământului argilos, care determină vîscozitatea pământului (Σ_ω). Evident, vîscozitatea și coerența pământului se pot modifica la schimbarea umidității pământului, iar într-o perioadă îndelungată de timp – datorită legăturilor structurale nou-formate în pământ.

Rezistența arcului de sticlă U_2 reprezintă coeziunea ireversibilă C_c a pământului. Coeziunea dată, caracterizată de legăturile structurale ireversibile, poate fi distrusă la o deformare oarecare a pământului. Totodată, valoarea coeziunii C_c poate crește în timp datorită legăturilor structurale nou-formate sau “îmbătrânirii” colloidale.

În corespundere cu analogia expusă mai sus, condițiile de lucru al pământului argilos sub influența tensiunii tangențiale în timp (τ) pot fi scrise în forma criteriilor următoare [111]:

$$\tau > \rho \cdot tg\varphi_\omega + \Sigma_\omega + c_c; \quad (1.1)$$

În condiția dată are loc distrugerea imediată a pământului;

$$\tau < \rho \cdot tg\varphi_\omega + c_c; \quad (1.2)$$

Această condiție înseamnă:

- a) deformația de curgere lentă practic lipsește;

b) rezistența de lungă durată a pământului este asigurată:

$$\tau > \rho \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\omega} + c_c; \quad (1.3)$$

și, totodată:

$$\tau < \rho \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\omega} + \sum_{\omega} + c_c.$$

În aceste condiții:

a) apare fluajul;

b) rezistența pământului poate fi asigurată pentru o perioadă oarecare, însă datorită deformației de curgere lentă poate fi afectată în timp coeziunea de natură ireversibilă C_c , atrăgând după sine reducerea rezistenței pământului.

Din aceste condiții reiese că manifestarea fluajelor pământurilor argiloase depinde de coerența \sum_{ω} . Fluajul survine în urma activizării coerenței pământului, necesară pentru a suporta tensiunea tangențială aplicată asupra pământului. Astfel, tranziția pământurilor argiloase în stare de fluaj poate avea loc numai după majorarea tensiunii tangențiale aplicată pământului τ până la o anumită limită τ_{lim} , numită limită sau „pragul” de fluaj, determinată conform relației următoare:

$$\tau_{lim} = \rho \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\omega} + c_c. \quad (1.4)$$

Toate tipurile de roci argiloase pot fi clasificate în trei grupe principale:

- Roci argiloase rigide (unghiul de frecare interioară ($\varphi_w \neq 0$); coerența ($\sum_w = 0$); coeziunea structurală ($C_c \neq 0$). Acest tip de roci au o duritate și rezistență sporită, argilele de acest tip nu sunt supuse fluajului. Concluzia a fost trasă din expresia (1.4) și argumentată de observări practice;

- Roci argiloase pseudo-rigide ($\varphi_w \neq 0$; $\sum_w \neq 0$; $C_c \neq 0$ sau $C_c = 0$). În funcție de manifestarea în cadrul rezistenței lor a forțelor de frecare interioară $\varphi_w \neq 0$, aceste pământuri se caracterizează printr-o oarecare limită de curgere τ_{lim} la forfecare, de aceea trecerea lor în stare de fluaj este posibilă numai după depășirea aceste limite, adică $\tau > \tau_{lim}$. În afară de aceasta, e de menționat că valoarea τ_{lim} , conform expresiei (1.4), depinde de mărimea tensiunii normale p , totodată, și de valoarea unghiului de frecare internă și umiditate ω . De unde rezultă:

$$\tau_{lim} = f(p, \omega, t). \quad (1.5)$$

În acest caz, procesul curgerii lente se va desfășura sub acțiunea părții active a tensiunilor de forfecare:

$$\Delta\tau = \tau - \tau_{lim}. \quad (1.6)$$

Adică:

$$\Delta\tau = \tau - \rho \cdot \text{tg}\varphi_{\omega} + c_c \quad (1.7)$$

- Roci argiloase „viscoplastice” ($\varphi_w = 0$; $\sum_w \neq 0$; $C_c = 0$). Rezistența lor la forfecare este asigurată numai de coerență \sum_{ω} . Pământurile date au, după caracteristicile sale, un caracter lichid-coloidal și fluajul se manifestă în cea mai mare măsură. Din expresia (1.4) conchidem că limita de fluaj a acestor pământuri argiloase ($\tau_{lim} = 0$). Deci, aceste pământuri pot trece în stare de fluaj la cele mai mici valori ale tensiunilor de forfecare.

Exemplele dezvoltării deformațiilor de alunecare demonstrează necesitatea efectuării unor prognozi momentane pentru soluționarea următoarelor probleme principale:

- posibilitatea tranziției versantului cercetat în stare de fluaj lent sau chiar progresiv;
- intensificarea (viteza) manifestării acestei deformații în timp;
- condițiile de stabilizare a acestei deformații sau, dimpotrivă, dezvoltarea ei în legătură cu trecerea în starea de mișcare.

Așadar, la evaluarea gradului de risc al alunecărilor de teren este necesar a efectua prognozarea stabilității de lungă durată, care poate fi făcută în baza analizei reologice a situației naturale.

La rândul său, analiza reologică nu poate fi efectuată fără a fi cercetată în detalii rezistența de lungă durată a pământurilor din care sunt formați versanții alunecători.

Cercetând fenomenul alunecării de teren, nu putem să nu ținem cont de opiniile mai multor savanți și îndeosebi de opiniile lui G.C.Bondaric că “pentru a atinge scopul cercetărilor asupra procesului de alunecare, și anume, cunoașterea mecanismului și a dinamicii lui, prognozarea lui și prevederea măsurilor eficiente de combatere a alunecărilor de teren, se impune cercetarea complexă a stării naturale în care se formează alunecările, precum și cercetarea complexă a mediului geologic. Totodată, printre factorii care influențează asupra tipului procesului de alunecare și a caracterului acestuia, care trebuie luați în considerare la evaluarea procesului, putem enumera componența, structura, starea și proprietățile rocilor” [49, p.142].

Asupra importanței și necesității studierii proprietăților fizico-mecanice ale pământurilor și identificarea naturii de formare a lor la efectuarea cercetărilor geologico-inginerești atrage o deosebită atenție A.C.Larionov: “Problema cercetătorilor pământului constă nu numai în studierea proprietăților pământurilor afânate, dar și în prognozarea schimbării lor în timpul lucrărilor de construcție...” [107, p.6].

C.V.Ruppeneit observă că fisurarea “schimbă radical toate proprietățile fizico-mecanice ale masivului nealterat de fisuri: se mărește brusc permeabilitatea, se reduce considerabil rezistența la

forfecare, progresează deformațiile sub încărcare...” [133, p.11]; se aduc date privind reducerea stabilității și caracteristicilor deformative de zeci de ori.

În urma cercetărilor proprietăților fizico-mecanice ale rocilor argilo-nisipoase și schimbărilor în cadrul lor sub influența exploatării construcțiilor se constată faptul că printre factorii principali care determină proprietățile rocilor și, corespunzător, comportarea lor sub acțiunea încărcărilor, de rând cu compoziția minerală și starea lor, putem enumera și particularitățile lor textural-structurale [34, 35, 69, 89, 93, 131, 141, 142 și alții].

Pentru efectuarea cercetărilor de față sunt foarte importante, în special, rezultatele studiului efectuat sub conducerea lui G.C.Bondaric [47-49].

Schimbările texturale ireversibile ale rocilor la forfecarea plană și multiplană a fost observată practic în toate experimentele. “S-a determinat că caracterul modificării ireversibile a texturii rocilor în zona deplasărilor de alunecare este analogic cu schimbările ireversibile ale rocilor la forfecare” [48, p.99].

Cu regret, opinia lui V.A.Priklonschi privind faptul că “proprietățile mecanice ale rocilor argiloase sunt cel mai puțin studiate, dar în același timp, sunt și cele mai complicate” se adevărește și azi [129, p.340].

Despre complexitatea determinării naturii stabilității pământurilor argiloase repetat și-au expus opiniile mai mulți savanți [20, 23, 26, 34, 38, 43, 55, 61, 65, 67, 69, 88, 89, 94, 112, 115, 123, 165 ș. a].

Așa, de exemplu, încă la începutul sec.XX, academicianul E.M.Sergheev explica caracterul complex al rezistenței la forfecare a pământurilor coezive prin faptul că “în pământurile coezive există forțe de coeziune între particule, condiționate de factori diferiți” [136, p.293].

Fără îndoială, în cercetarea proprietăților pământurilor sunt determinanți anii '70 ai sec.XX, când ies de sub tipar lucrările fundamentale ale lui S.S.Vealov, Iu.C.Zarețchi, R.V.Maximeac, M.N.Goldștein, G.I.Ter-Stepanean, S.R.Mescean, N.N.Maslov, N.A.Dalmatov, S.N.Sotnicov, M.V.Malâșeva și alții.

Reducerea rezistenței în masivul de pământ al versanților alunecători nu este suficient evaluată până în prezent. În cele mai dese cazuri, cercetătorii leagă reducerea rezistenței rocilor în timp doar de modificarea stării de tensiune, fără evidența acțiunii altor factori.

După cum demonstrează analiza lucrărilor științifice închinată întrebărilor privind pierderea stabilității versanților și taluzurilor, deplasările catastrofale deseori sunt precedate de deformații lente, care în etapa inițială nu pot fi identificate nici chiar de observările geodezice. După o perioadă de timp, când deformația atinge limita determinată de condițiile date, survine o mișcare puternică – alunecarea.

Problema privind rezistența de lungă durată a pământurilor argiloase care formează majoritatea versanților din Moldova este de o importanță primordială, de aceea sunt căutate modalități noi de evaluare a acestui factor, când la etapa de proiectare în complexul de măsuri de protecție sunt incluse diferite tipuri de construcții de sprijin. Desigur, apare necesitatea determinării valorii critice a deformației și evaluării rezistenței de lungă durată a pământului în fiecare caz aparte.

Drept exemplu poate servi accidentul din satul Clișova. Au fost identificate un șir de circumstanțe care ar permite să nu fim de acord cu cauza anunțată oficial, datorită căreia au avut loc deformațiile de alunecare, și să afirmăm că factorul decisiv a fost deformația de curgere lentă care a condiționat schimbarea stării de tensiune-deformare a versantului.

Rolul important al fenomenelor reologice în dezvoltarea proceselor de alunecare în timpul de față practic nu lasă îndoieli. Acest fapt este confirmat de mai mulți savanți.

Estimarea incorectă a proprietăților reologice conduc la supraestimarea rezistenței argilelor cu 50-60% [26, 27, 51, 55, 63, 64, 143, 144, 145, 148, 153 și alții]. Cele expuse mai sus denotă că pentru prognozele contemporane ale stabilității de lungă durată a versanților potențial-alunecători este necesară, în mod obligatoriu, determinarea parametrilor reologici ai pământului.

Un aspect deosebit în acest sens capătă întrebările ce identifică natura rezistenței argilelor neogene tari și „pseudo-rigide” din Moldova, care țin de particularitățile componente lor, condiționate de procesele tectonice și gravitaționale.

În lumina cercetărilor de față efectuate de autorul tezei au fost analizate rezultatele experimentelor efectuate anterior privind studierea rezistenței pământurilor argiloase din Moldova. De asemenea, au fost examinate materialele de arhivă ale Catedrei Geodezie, Cadastru și Geotehnică a UTM.

Materialele de arhivă au fost completate cu rezultatele experimentelor efectuate personal de autorul tezei în laboratorul geotehnic “INGEOTECH GRUP” SRL.

1.2. Principiile conceptuale ale evaluării riscului de alunecare a versanților

Evaluarea sigură a stabilității versanților depinde de mai mulți factori, însă factorul determinant constă în stabilirea corectă a corelației $\tau_{\max} \rightleftharpoons S_{\infty}$ în masivul de pământ.

Odată cu dezvoltarea intensă a tehnologiilor computerizate a devenit posibilă soluționarea unui șir de probleme nerezolvate anterior. În special, în practica de calcul au fost incluse procedee bazate pe analiza numerică; calculele au fost efectuate cu ajutorul modelării tridimensionale [2, 8, 12, 13, 15, 19, 28, 30, 31, 44-46, 162, 163 ș.a.]. Noile tehnologii au permis determinarea nu pur și

simplicu a coeficientului de stabilitate a versantului, dar și cercetarea detaliată a mecanismului de dezvoltare a procesului de alunecare.

Este necesar de menționat aportul semnificativ în dezvoltarea programelor computerizate pentru evaluarea stabilității versanților a lui Dj.Cran, D.G.Frenlund [30].

Principiile-cheie ale dezvoltării complexelor de programe au fost determinate de D.G.Frenlund, care a formulat metoda echilibrului-limită și a elaborat algoritmul de calcul [31]. Companiile Geo-Slope și Soil Vision, actualmente, sunt furnizorii de bază a programelor pentru calculul stabilității versanților. Totodată, e de menționat că, deși metodele echilibrului-limită sunt folosite pe larg, dar au și o limită semnificativă în utilizare. În special, condițiile geologice dificile ale versantului reduc, într-o mare măsură, posibilitatea utilizării lor. Aceasta a fost una din cauzele principale ale introducerii complexelor de programe în practica de calcul a stabilității versanților, bazate pe metoda elementelor finite PLAXIS și PHASE, precum și a programei bazate pe metoda diferenței finite – FLAC-SLOPE [11, 13 ș.a.].

Actualmente, există mai mult de 200 abordări ale stabilității versanților. Una din ultimele clasificări este reprezentată în figura 1.5.

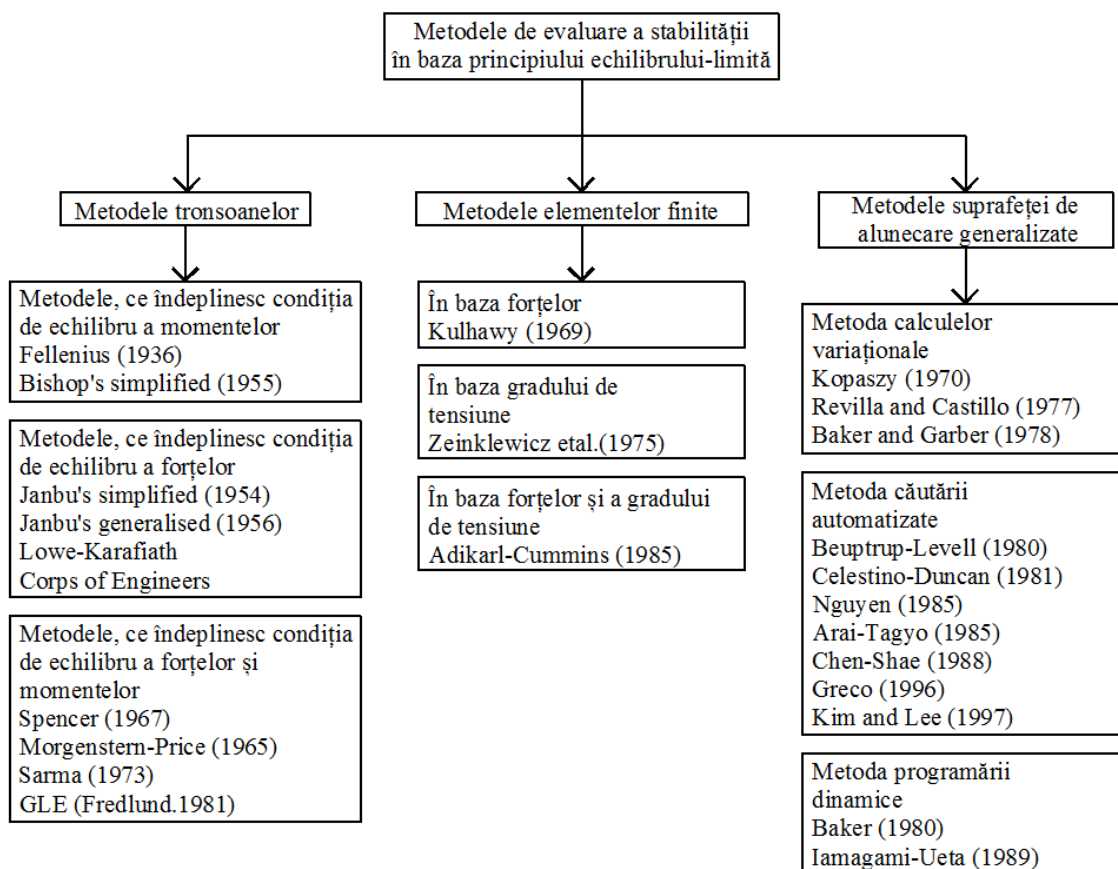


Fig.1.5. Clasificarea metodelor de calcul al stabilității versanților

Sursa: Gitirana, 2005 [28].

Conform analizei cercetărilor efectuate de autorul tezei, metodele de calcul al stabilității versanților se dezvoltă și se perfectează în permanență. Apar noi abordări ale soluționării problemelor privind evaluarea riscului de alunecare a versanților [12, 16 ș.a.].

De exemplu, I.C.Fomenco propune abordarea mecanico-matematică [162, 163]. În corespundere cu aceasta, metodele de calcul al stabilității versanților se împart în câteva grupe principale: intuitive, bazate pe analiza echilibrului-limită, și altele - bazate pe metodele analizei probabilistice, în ansamblu cu utilizarea tehnologiilor GIS.

Deosebirea dintre abordările privind determinarea gradului de stabilitate a versanților se exprimă prin câțiva factori. Printre cei mai importanți putem enumera natura și mecanismul dezvoltării procesului de alunecare: caracterul rocilor cu mișcări de alunecare; posibilitatea utilizării aparatului matematic pentru soluționarea problemelor.

Cele mai mari dificultăți apar la determinarea poziției suprafeței de alunecare critice ce corespunde unui coeficient minim de stabilitate [25].

În acest sens, este corespunzător cazul pierderii stabilității versantului, care s-a soldat cu distrugerea rambleului pe tronsonul „răscrucea Orhei” din orașul Chișinău. În urma cercetărilor efectuate au fost înregistrate două suprafețe de alunecare posibile: superioară – în intervalele de adâncime până la 10 m: inferioară – la adâncimea de 19-21 m. Deși a fost îndeplinit un complex de măsuri de combatere a alunecărilor, care a fost elaborat pentru o posibilă mișcare de alunecare pe suprafața superioară, peste 7 ani au apărut semne ale deformației versantului care corespundeau suprafeței inferioare, mult mai adânci. În următorii 2 ani, ca rezultat al mișcărilor de alunecare, a fost distrus drumul, care trecea pe teritoriul versantului, atras în procesul de alunecare.

Exemplul de mai sus arată destul de convingător că forma suprafeței de alunecare trebuie examinată ca principalul semn la alegerea modalității de calcul al coeficientului de stabilitate. De alegerea dată va depinde caracterul diagramei presiunii de alunecare și, respectiv, calculul structurilor de sprijin.

Evaluarea gradului de stabilitate a versantului poate fi efectuată atât prin metode aproximative, cât și prin metode exacte ale mecanicii pământului. Ultimele pot fi împărțite în trei grupe [28].

În prima grupă sunt incluse metodele bazate pe presupunerea că poziția suprafeței de alunecare este cunoscută.

Observăm că pentru toate alunecările cercetate de autor suprafața de alunecare se conturează clar în zona de contact a argilelor pestrițe cu textură „noduroasă” (partea superioară a masivului de pământ) cu argilele sure, verzui-sure de bază. Aceste circumstanțe în ansamblu cu zonele de

rezistență scăzută identificate sub formă de fisuri sau “suprafețe de alunecare” locale observate în procesul lucrărilor de forare, permit a stabili zona unde se presupune alunecarea.

La grupa a doua se referă metodele care permit determinarea valorilor încărcărilor critice și geometria versanților prin metodele teoriei echilibrului-limită.

Metodele incluse în grupa a treia se bazează pe determinarea stării tensiune-deformație prin soluționarea problemelor corespunzătoare cu ajutorul teoriei de deformare liniară a mediului sau a problemelor combinate ale teoriei elasticității și plasticității pământului.

Drept exemplu, în anexa 1 sunt date câteva forme de pierdere a stabilității versanților pentru alegerea schemelor și metodelor de calcul (după SI 519-79) al alunecărilor de teren după tipul deplasării: alunecare, împingere și curgere plastic-vîscoasă (tab.A1).

Dezvoltarea tehnicii de calcul a condiționat trecerea de la metodele echilibrului-limită la metodele numerice, care într-o măsură mare au lărgit posibilitățile modelării matematice. Însă trebuie să recunoaștem că acestea sunt mai complicate și mai dificile.

Metodele numerice se împart în metode care se bazează pe mecanica mediului solid și metode bazate pe mecanica mediului discret.

Se disting, de asemenea, metodele combinate care reprezintă îmbinarea metodelor echilibrului-limită și a elementelor finite.

Metodele bazate pe mecanica mediului solid se folosesc mai des. La ele se referă metodele elementelor finite, diferențelor finite și elementelor de frontieră. Pentru calculele ulterioare, autorul a utilizat complexul de programe PLAXIS.

Pentru calculul stabilității este folosit procedeul „Phi-reduction” (reducerea φ și C). Ideea principală a metodei constă în găsirea unor valori critice ale parametrilor rezistenței, pentru care versantul atinge starea de echilibru-limită ($K = 1$).

Coeficientul de stabilitate (K) se determină din relația [14, 15]:

$$K = \frac{S_{\max}}{S_{\lim}}, \quad (1.8)$$

unde: S_{\max} – rezistența maximală posibilă la forfecare;

S_{\lim} – rezistența la forfecare necesară pentru echilibru.

Utilizând expresia rezistenței lui Mohr-Coloumb, formula (1.8) poate fi scrisă astfel:

$$K = \frac{\sigma_n \operatorname{tg}\varphi + C}{\sigma_n \operatorname{tg}\varphi_r + C_r}, \quad (1.9)$$

unde: φ și C – corespunzător, unghiul de frecare interioară și coeziunea la tensiunea normală σ_n ;

φ_r și C_r – parametrii rezistenței admise care determină echilibrul versantului;

La analiza comparativă a coeziunii și unghiului de frecare interioară se micșorează în proporții similare următoarele:

$$\frac{C}{C_r} = \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\varphi_r} = \sum M_{sf} \quad (1.10)$$

Înmulțitorul total exprimă reducerea iterativă caracteristicilor de rezistență până la valoarea coeficientului de stabilitate ce corespunde echilibrului-limită ($K \rightarrow 1,0$).

Dar poate fi utilizată și altă schemă-limită – a forțelor de reținere și de împingere, care apar în masivul de pământ.

Coeficientul de stabilitate (K) se determină din expresia cunoscută, aplicând relația momentelor de reținere (M_{ret}) și momentelor de împingere (M_{imp}) sau prin relația dintre forțele de reținere (F_{ret}) și forțele de împingere (F_{imp}):

$$K = \frac{M_{ret}}{M_{imp}} \quad \text{sau} \quad K = \frac{F_{ret}}{F_{imp}} \quad (1.11)$$

Una dintre metodele care satisfac condiția generală a echilibrului momentelor, este metoda simplificată a lui Bishop. Însă această metodă se potrivește mai mult la evaluarea versantului format din pământ omogen și se recomandă pentru calculul practic care se efectuează conform schemei suprafeței de alunecare cilindrice.

La procedeele din această grupă, care satisfac condițiile generale ale echilibrului momentelor și forțelor, se mai referă metodele lui Spencer, Sarma, Morgenstern-Price ș.a.

Aici se poate menționa că compararea rezultatelor calculului de stabilitate obținute, efectuată de I.C.Fomenco [163] pentru un versant-test prin diferite metode, demonstrează identitatea cu aproape 100% (tab.1.1).

Tabelul 1.1. Rezultatele calculului coeficientului de stabilitate pentru versantul-test după I.C.Fomenco [163]

Rezultatul calculului	Metoda de calcul						
	Morgenstern-Price (M-P)	Spencer	Bishop (simplificat)	Janbu (simplificat)	Corps of Engineers 1	Corps of Engineers 2	Lowe-Karafath
K obținut după metoda suprafețelor de alunecare cilindrice	1,66	1,66	1,66	1,55	1,67	1,68	1,67
Diferența în valorile lui K (etalon este considerată metoda M-P)	1	0,99	0,99	0,93	1,01	1,01	1,01

În ultimul timp se folosesc pe larg metodele care se bazează pe analiza stării limită (LAM – Limit Analysis Method).

Ideea care stă la baza acestor metode se explică prin faptul că pământurile din care sunt formați versanții se examinează ca un corp plastic ideal, ce satisface condițiile fluidității plastice. Comportarea pământurilor se limitează de două teoreme ale distrugerii plastice – limitelor superioare și inferioare. Acest principiu stă la baza majorității metodelor contemporane.

Esența metodei constă în aceea că, conform teoremei limitei de sus a distrugerii plastice, deplasarea masivului de pământ va avea loc dacă vor apărea pierderi de energie pe suprafața de alunecare. În acest caz, limita de sus poate fi considerată minimul de pierderi ale energiei pe suprafața de alunecare.

În acest sens sunt admise două ipoteze: 1 – este determinată clar zona mișcării de alunecare și 2 – însăși deplasarea are loc cu o viteză constantă. Teorema limitei de jos a distrugerii plastice reiese din câmpul de tensiune admisibil. Însăși „câmpul” nu este continuu și constă din câteva zone. Câmpul de tensiune în aceste zone trebuie să satisfacă condițiile de echilibru, precum și condițiile de frontieră luate în calcul și să fie mai joase decât valoarea tensiunii ce corespunde limitei de curgere plastic-vâscoase.

O subgrupă considerabilă de metode contemporane reprezintă metodele bazate pe analiza deformațiilor-limită. La ele se referă, în primul rând, metoda lui Iu.I.Soloviev și metodele optimizării discrete.

Merită atenție metodele bazate pe analiza tensiunilor-limită care se împart în metodele analitice și numerice.

Metodele analitice sunt dezvoltate în lucrările lui V.V.Socolovschi, S.S.Golușchevici, A.I.Ivanov ș.a.

Metodele numerice au început a se dezvolta intensiv odată cu lărgirea posibilităților tehnologiilor computerizate [31, 40, 44, 45, 50, 56, 84-86, 105, 114, 134, 135, 159, 162 ș.a.]. Aici este necesar de menționat încă o dată că analiza comparativă a modelării stabilității versanților testați, efectuată de către un șir de cercetători, cu rezultatele obținute prin metodele echilibrului-limită, și metoda optimizării discrete au valori apropiate, diferența constituind nu mai mult de 5%. Îndeosebi, putem accentua coincidența suprafețelor de alunecare obținute în urma modelării.

Tendențele actuale privind calculul stabilității versanților oglindesc străduințele de a optimiza identificarea suprafeței de alunecare (cele mai reale posibile). Pentru aceasta, cu

ajutorul tehnologiilor computerizate, se elaborează modele de comportare și criteriile de evaluare a rezistenței pământurilor.

Se efectuează, de asemenea, analiza probabilistică și sensibilității. Metodele evidențiate împreună cu calculul stabilității prin metodele deja cunoscute permite majorarea gradului de siguranță la evaluarea riscului de alunecare.

Calculul stabilității versanților alunecători se efectuează cu ajutorul GIS-pachetelor de programe contemporane – Global Mapper și ArcGis, precum și prin utilizarea anexelor SINMAP și SMORTH.

Modelarea matematică se efectuează prin utilizarea complexelor de programe GeoStudio (GEO-SLOPE International), Slide 6.0 și Phaze 2 (Rocscience inc.), SVSlope (SoliVision Systems Ltd), FLAC/Slope (ITASCA), PLAXIS, Limit State: GEO (Limit stat, Ltd) ș.a. (13, 16, 28, 30) ș.a.

Folosirea unui șir de programe (PLAXIS, COSMOS/M, NASTRAN ș.a.) permit efectuarea calculelor atât în domeniul elastic, cât și în acel plastic al masivelor de pământ. Însă exactitatea calculelor efectuate va depinde de mai mulți factori cum ar fi: corectitudinea în alegerea modelului de comportare a pământului, stabilirea parametrilor lui, determinarea stării de tensiune inițială a versanților.

În ultimii ani, pentru evaluarea stabilității versanților alunecători se folosesc metodele monitoringului geodezic și hidrodinamic. În opinia autorului tezei, această metodă poate fi utilizată pentru masivele alunecătoare de structură omogenă, care sunt formate din roci argilo-nisipoase, așternute peste argile. În acest caz, zona cu umiditate ridicată se va fixa clar la contactul a două masivuri. În cazul formării suprafeței de alunecare în cadrul argilelor, caracterul distribuirii umidității pe adâncimea masivului este mult mai complicat. Conform cercetărilor lui V.N.Polcanov și T.A.Timofeeva, zona cu umiditate ridicată se observă la contactul argilelor pestrițe cu textură „noduroasă” și cu cele surii, surii-albăstrui, cu textură orizontal-stratificată [127, 149 ș.a.].

Printre lucrările fundamentale care au apărut în ultimii ani poate fi considerată teza lui I.C.Fomenco [163]. În teză au fost examinate următoarele întrebări: interpretarea teoretică a procesului de alunecare; prognozarea proceselor de alunecare; evaluarea metodelor de calcul al stabilității versanților, în același rând, cu aplicarea metodelor cu modelare tridimensională; au fost oglindite tendințele actuale de evaluare a stabilității.

Cu regret, în lucrare au fost elucidate într-o măsură mai mică întrebările privind determinarea valorilor presiunii de alunecare, legate direct de măsurile de combatere a alunecărilor. Potrivit autorului, luarea măsurilor preliminare de combatere a alunecărilor în

stadiul inițial al dezvoltării proceselor de alunecare pot reduce semnificativ gradul riscului de alunecare.

E de menționat că cercetările efectuate în ultimii ani sunt legate într-o măsură oarecare de revizuirea în general a metodelor existente de calcul al stabilității versanților și analiza neajunsurilor lor. În special, R.I.Cașlev [101], în baza metodelor de calcul ale profesorilor V.C.Țvetcova și A.N.Bogomolova, a propus o metodă de calcul al stabilității versanților și taluzurilor pentru 6 variante de așezare a straturilor de pământ în acești versanți și taluzuri, care fac posibilă determinarea coeficientului de stabilitate în orice moment, dacă se cunosc modificările proprietăților rocilor în timp.

În opinia autorului acestei teze, rezistența de lungă a pământului este factorul determinant ce condiționează stabilitatea versanților alunecători. Însă, determinarea ei și până în prezent stârnește multe discuții. Aceasta confirmă încă o dată complexitatea problemelor cercetate. Referitor la metoda de calcul al stabilității versanților propusă, trebuie să cunoaștem numaidecât graficul funcției $S_{\infty} = f(t)$. Actualmente, în această direcție, în Republica Moldova se fac doar primii pași.

A.S.Bobrovici, reieșind din cerințele practice față de mărirea exactității și siguranței calculelor privind determinarea coeficientului de stabilitate a versanților naturali, propune soluția matematică [44].

Pentru descrierea adecvată a dezvoltării procesului de alunecare, A.S.Bobrovici propune elaborarea modelului anizotrop al pământului care permite reprezentarea forfecării pământului pe toată suprafața de alunecare. Se propune să fie folosită concluzia analitică obținută pentru evaluarea gradului de stabilitate prin metoda suprafețelor cilindrice de alunecare. În opinia autorului tezei de față, metoda propusă poate fi implementată în Moldova pentru rambleurile și pantele din construcțiile rutiere și căile ferate. Însă pentru evaluarea stabilității de lungă durată a versanților naturali cu înclinarea mai mare de 5 grade, metoda poate fi aplicată doar după efectuarea unor calcule suplimentare.

Cel mai mare neajuns al metodelor de calcul exacte constă în faptul că ele se referă la masivele de pământ omogene după proprietățile lor fizico-mecanice. În cazul terasamentelor și pantelor artificiale, astfel de situații se întâlnesc destul de des. Însă, când e vorba de evaluarea stabilității versanților naturali, de regulă, avem de-aface cu masive de pământ neomogene. Mai mult decât atât, în cazuri aparte, potențialele suprafețe de alunecare în masiv se pot manifesta accentuat și să nu coincidă cu cele obținute conform teoriei echilibrului-limită.

De exemplu, acestea se pot exprima prin prezența stratificărilor cu rezistență redusă, suprafețe pe care anterior au avut loc deplasări de alunecare, zone de deformații, legate de

procesele seismico-gravitaționale ș.a. În multe cazuri, în soluțiile exacte, menționate mai sus, e greu de modelat schemele complicate de încărcare, influența forțelor seismice, filtrația și alte acțiuni. De aceea, în practica de proiectare sunt folosite pe larg ca și mai înainte metodele ingineresti de calcul, care conțin diferite ipoteze simplificatorii,

Actualmente, în calcule se folosesc metode bazate pe modelul izotrop al pământului. Aceasta se referă practic la toate metodele ingineresti de calcul și la complexe de programe PLAXIS, ANSYS și altele. În același timp, însușirile anizotropice ale pământului pot modifica starea reală a versanților într-o mare măsură, condiționând schimbări în corelația dintre forțele de reținere și forțele de împingere. Drept urmare, alunecarea “nu se va lăsa mult așteptată” [2, 45, 46 ș.a.].

Astfel, elaborarea metodologiei în care se va putea ține cont de variația proprietăților pământurilor în timp va contribui nu numai la prognozarea corectă a stabilității versantului, dar și la determinarea sigură a valorilor presiunii de alunecare asupra structurilor de sprijin.

1.3. Bazele metodologice ale determinării rolului fenomenelor reologice în diminuarea stabilității construcțiilor de sprijin

Deși pereții de sprijin la prima vedere sunt destul de simpli ca construcție inginerescă, condițiile lor de lucru nu sunt clarificate până în prezent. Aceste circumstanțe sunt argumentate printr-un șir de cazuri de deformație bruscă și distrugere a lor, deseori chiar după mulți ani de lucru satisfăcător [1, 4, 6, 10, 16, 22, 42, 57, 59, 111, 112, 170 ș.a.].

În baza datelor din experiența în domeniul construcțiilor se pot trage concluziile că dereglarea lucrului construcțiilor de sprijin poate fi cauzată de pierderea stabilității generale și deformației de curgere lentă progresivă în timp, în special, când sunt edificate în pământurile argiloase. Astfel, a fost înaintată propunerea că asupra pământurilor argiloase probabil influențează tensiunile tangențiale cu acțiune de lungă durată în timp.

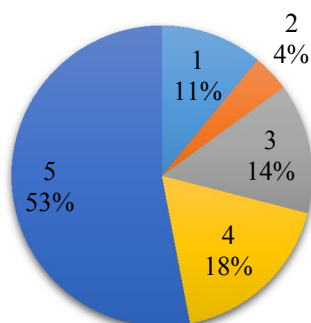
Cercetările efectuate în această direcție de către specialistul în materie R.Pack (SUA), pe parcursul cărora au fost examinați mai mult de 100 pereți de sprijin, demonstrează că practic toate construcțiile cercetate au fost supuse deformațiilor de alunecare. Rezultatele observărilor lui R.Pack sunt reprezentate în diagramele din figura 1.6.

După cum se observă din ciclograme, o parte însemnată a construcțiilor se află în stare de avarie din cauza prezenței pământurilor argiloase în temelia lor sau în pământul de umplutură al timpanului.

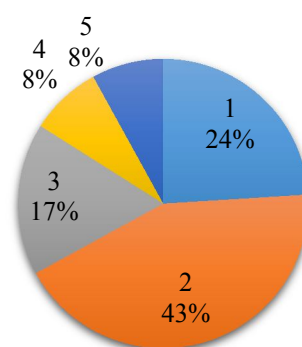
Alt exemplu pot servi cercetările lui D.Henkel (Marea Britanie) privind condițiile de pierdere a stabilității unui șir întreg de pante, care erau susținuți de pereți de sprijin, după zeci

de ani de funcționare. Unul dintre acești pereți, “Wood Green” (fig.1.8), până la distrugere, și-a îndeplinit funcțiile satisfăcător timp de 54 ani. Distrugerea a avut loc în urma deformației progresive de lungă durată în condiții permanente de reducere în timp a coeziunii argilelor din care erau formați versanții.

Un șir de cazuri asemănătoare de pierdere a stabilității versanților și taluzurilor descrie în lucrările sale A.Skempton [22, 137]. De exemplu, el a descris cazul de dereglare a stabilității pantei și a peretelui de sprijin Kensel Green (Londra), construit încă în anul 1912. Prima prăbușire a pantei și distrugerea peretelui a avut loc în 1929, adică, peste 17 ani după construirea lui. Peretele a fost restabilit și au început a se face observări amănunțite asupra lui. O nouă prăbușire a avut loc în 1941, adică, peste 12 ani după restabilire.



a) caracterul deformării pereților de sprijin pe temelie naturală



b) tipul solurilor aflate în temelie sau în umplutură a pereților aflați în stare de deplasare progresivă sau înclinați

1 – stabilizare, după o deplasare oarecare;
 2 – deplasare imediată după edificare;
 3 – stare nedeterminată;
 4 – distrugere completă;
 5 – deplasare progresivă sau înclinare.

1 – lipsesc date; 2 – argile în temelie și umplutură; 3 – argile în umplutură, despre temelie – lipsesc date; 4 – argile în temelie, în umplutură – lipsesc date; 5 – nisipuri, pietriș, roci stâncoase în temelie, argile în umplutură.

Fig.1.6. Ciclogramele deformațiilor construcțiilor de sprijin (conform lui R.Pack)

Sursa: elaborate de autor în baza [112].

Caracterul deformației a condus la presupunerea că aceste fenomene sunt legate între ele, caracterizate inițial de stabilitatea asigurată pe o lungă durată de timp a versanților și taluzurilor urmată de o prăbușire bruscă, cu reducerea rezistenței în timp a pământurilor din care erau formați. Aici putem menționa că majoritatea cercetătorilor și specialiștilor, printre care și unul dintre cei mai recunoscuți autori – L.Shukle, împărtășeau anume acest punct de vedere. Amintim că A.Skempton, descriind cazul versantului susținut de peretele Kensel

Green, observă că distrugerea acestui perete ar fi putut avea loc doar la o reducere bruscă a rezistenței (nu mai mică decât cu 61%) a pământurilor argiloase din versant timp de 29 ani de funcționare.

În Ungaria, în 2011, a avut loc o mare alunecare: 400 m din versant s-au prăbușit peste orașul Culicij, afectând 50 de case. Despre dezvoltarea lentă a deformațiilor de alunecare în versanți a fost înștiințată administrația locală, care a recunoscut că alunecarea a putut fi preîntâmpinată. Însă conducerea țării nu a alocat mijloacele financiare necesare (225 mln. dol.SUA) pentru elaborarea proiectului de măsuri de combatere a alunecărilor.

Încă un exemplu poate servi alunecarea din satul Ropoto, Grecia. Primele ei semne au apărut la începutul anilor '60 ai sec.XX, însă procesul de alunecare general a avut loc la 12 aprilie 2012. Case de locuit, biserici, școli, hoteluri au început încet să se "așeze" și să lunece lent pe pantă. Astăzi, în satul, cândva prosper, nu locuiește nimeni, iar deformațiile lente continuă.

Determinarea presiunii de alunecare este strâns legată de evaluarea corectă a stabilității versanților. O importanță deosebită, după cum s-a menționat, pentru teritoriile Moldovei capătă evaluarea stabilității de lungă durată a versanților potențial-alunecători cu înclinarea nu mai mare de 6-8 grade, care sunt supuși deformațiilor [21, 52, 117, 119, 120, 121 ș.a.].

Teoriile fundamentale ale calculului au fost examinate de autorul tezei, având la bază lucrările savanților cum ar fi: V.G.Berezanțev, A.I.Bileuș, A.Ia.Budin, B.V.Veselovschi, S.S.Vealov, A.C.Ghinzburg, Ă.M.Dobrov, A.G.Dorfman, E.P.Emelianova, Iu.K.Zarețchi, V.D.Kazarnovschi, V.V.Chiuntțeli, N.N.Maslov, S.P.Mescean, V.I.Osipov, Z.G.Ter-Martirosean, G.I.Ter-Stepanean, A.Ia.Turovscaia, I.V.Fiodorov, V.A.Florin [41, 42, 53, 55, 57, 58, 63, 72, 78, 82, 86, 94, 106, 111, 115, 123, 144, 145, 155, 160, 161].

Din analiza izvoarelor literare se arată că numărul publicațiilor destinate studierii rolului proceselor reologice în dezvoltarea deformațiilor de alunecare este destul de impunător, însă lucrări destinate cercetării presiunii de alunecare asupra structurilor de sprijin în care s-ar ținea cont de manifestarea proprietăților reologice ale pământurilor este limitat [36, 37, 60, 66, 73, 76, 77, 112, 144 ș.a.].

Printre ultimele merită atenție teza lui A.Ă.Naser [116] în care este dată caracteristica proprietăților de rezistență și reologice ale pământurilor argiloase și sunt determinate criteriile de evaluare a valorii presiunii de alunecare asupra structurilor de sprijin din piloți.

În opinia autorului tezei de față, momentul pozitiv constă în utilizarea în timpul cercetărilor a principiilor teoriei fizico-tehnice a fluajului propusă de profesorul N.N.Maslov privind prognozarea stabilității versantului alunecător. În același timp, în opinia noastră,

presiunea de alunecare asupra unui pilot și asupra construcției de sprijin dintr-un șir de piloți se va deosebi. De aceea, cercetarea particularităților specifice ale procesului de curgere vâscoasă a pământurilor argiloase la contactul cu elementele (piloții) construcției de sprijin impun studiarea lor ulterioară.

Referitor la alunecările observate în Moldova, asupra lor vor acționa în primul rând schimbările proprietăților reologice în zona de alunecare, pe când pământurile alunecătoare și, cu atât mai mult pământurile de bază, pot avea consistență tare. Aceasta exclude apatia procesului de fluaj în afara zonei de alunecare în mișcare.

Valorificarea teritoriilor din Moldova în ultimii ani, pe care anterior nu se planificau construcții din cauza riscului alunecării terenului, este strâns legată de îndeplinirea unui complex de măsuri de combatere a lor. Practica demonstrează că în cadrul complexului, împreună cu măsurile luate pentru organizarea scurgerii apelor subterane și pluviale, trebuie incluse și structurile de sprijin. Deseori aceștia sunt pereții de sprijin în unul sau două niveluri, rândurile de piloți, palplanșele ș.a.

Calculul lor, proiectarea și, nu-i mai puțin important, exploatarea, sunt legate direct de determinarea corectă a valorii presiunii care se transmite asupra construcției din partea masivului de pământ (alunecător) [10, 42, 57-60, 66, 73-78, 81, 98, 99 ș.a.].

Avarierea pereților de sprijin este un fenomen întâlnit des și are loc permanent în toată lumea [4, 6, 16, 18 ș.a.]. Unul dintre primele este descris de J.Coste și G.Sangler [103, p.362], cercetând prăbușirea peretelui de sprijin de pe colina Furghion din Lion în 1930.

Acest exemplu denotă că proiectanții se confruntă ca și odinioară cu întrebări teoretice nesoluționate.

Încă la începutul sec.XX, N.A.Țîtovici a propus ca soluționarea întrebărilor privind rezistența și stabilitatea masivului de pământ și presiunea pământului asupra construcțiilor de sprijin să fie considerate “cazuri particulare ale uneia și aceleiași probleme a echilibrului-limită a pământurilor” [166, p.14].

Teoria echilibrului-limită a fost pusă la baza lucrărilor lui Ș. Coloumb (1773) și V.Renchin (1859), care au cercetat problema privind determinarea presiunii pământului asupra structurilor de sprijin. Un aport deosebit în elucidarea acestei probleme l-au adus A.Prandtl, F.Ketter, G.Reisner ș.a.

Actualmente, teoria echilibrului-limită este formulată din punct de vedere contemporan în lucrările lui V.V.Socolovschi, S.S.Golușchevici, V.G.Berezanțev, M.V.Malâșev, Iu.I.Soloviev, Iu.A.Sobolevschi, G.Meiergof, J.Biarez și alți savanți.

Din momentul apariției primelor metode de determinare a presiunii de alunecare, de exemplu “Terzaghi-Cray” [26], au fost făcute mai multe încercări de elaborare a unor metode care ar fi mai apropiate de procesul natural de alunecare. Drept exemplu pot servi metodele care se bazează pe structura în bloc a prisme de prăbușire (G.N.Șahuneanț, “Berer-Maslov”, M.N.Goldștein, A.G.Dorfman); metode bazate pe analiza stării de tensiune a masivului de pământ (A.N.Bogomolov, S.N.Nikitin și alții); metode bazate pe calculul forțelor de presiune de alunecare (L.C.Ghinzburg, M.N.Goldștein, E.Spencer, A.M.Bogomolov și alții).

Din analiza izvoarelor literare efectuată de autorul tezei este clar că pe parcursul ultimei sute de ani apar noi și noi lucrări legate de determinarea stabilității versanților și a presiunii pământului asupra structurilor de sprijin, care subliniază încă o dată importanța acestei probleme și faptul că ea până în prezent nu este soluționată [2, 4, 5, 7, 8, 12, 24, 28, 30, 31, 37, 44-46, 95-97, 114, 139, 157, 167 ș.a.].

În acest sens, e de menționat rolul cercetătorilor ITID (UNTFD) care, sub conducerea lui M.N.Goldștein, a dus o luptă aprigă cu alunecările de teren la construcția căilor ferate. Anume lor le revine rolul principal în abordarea naturii proceselor de alunecare și evaluării măsurilor de combatere a alunecărilor și deformațiilor. Autorul afirmă că fără metodele simple, ce par astăzi elementare, propuse în anii ’50-’60 ai sec.XX, ar fi de neconceput “saltul” din zilele noastre [66, 73-78, 80, 92, 104, 149, 152-156].

Cercetând întrebarea privind determinarea presiunii asupra structurilor de sprijin, trebuie să menționăm că în majoritatea cazurilor proiectanții folosesc în continuare metodele care se bazează pe axiomele lui Coloumb. Într-un șir de cazuri, aceste metode dau rezultate sigure. Însă ele nu permit a determina valoarea presiunii în dependență de valoarea deplasării pereților de sprijin și nu iau în considerare concepțiile contemporane privind natura rezistenței pământurilor.

În același timp, anume Terzaghi, generalizând rezultatele mai multor lucrări, a determinat presiunea intermediară a pământurilor ca o mărime static nedeterminată, în funcție de valorile deplasărilor transversale. Presiunea activă a fost percepută ca presiunea laterală a pământului în momentul distrugerii sub acțiunea efortului de comprimare verticală, iar a celor tangențiale – ca presiune laterală în momentul degradării sub acțiunea efortului transversal, care comprimă pământul de umplutură din timpan. În ambele cazuri se presupune distrugerea cu formarea a suprafețelor de alunecare accentuate.

Analiza cercetărilor lui Ș.Coloumb și a altor cercetători este inclusă în una dintre lucrările timpurii ale lui M.N.Goldștein [62]. În lucrare sunt menționate divergențele dintre

opiniile diferitor autori și rezultatele obținute în ceea ce privește determinarea valorilor presiunii laterale a pământului.

Fără îndoială, o atenție deosebită merită cercetările efectuate sub conducerea lui M.N.Goldștein și A.Ia.Turovscaia destinate analizei stabilității versanților și determinării presiunii de alunecare cu ajutorul metodei modelării centrifuge [64]. Experimentele au permis identificarea caracterului manifestărilor de alunecare și determinarea valorii presiunii pământului asupra peretelui. A fost demonstrat că peretele de sprijin poate fi o măsură de combatere a alunecărilor ineficientă în cazul stabilizării alunecărilor mari active, deoarece este probabilă dezvoltarea în aceste condiții a unei presiuni semnificative și, de asemenea, este legată de o posibilă revărsare a pământului peste peretele de sprijin.

Efectuând cercetarea presiunii de alunecare asupra pereților de sprijin, utilizând metoda variațională, I.L.Dudințeva [80] a soluționat problema privind presiunea pământului asupra peretelui de sprijin înclinat cu o suprafață „grunțuroasă” la o formă liberă a suprafeței de alunecare și conturul arbitrar al suprafeței terestre.

Analiza metodelor de determinare a presiunii de alunecare permite a concluziona că principalul în stabilirea valorilor presiunii pământului asupra structurilor de sprijin constă în alegerea corectă a parametrilor de rezistență în zona implicată în mișcarea de alunecare. În acest context, sunt convingătoare rezultatele cercetărilor T.A.Timofeeva și N.B.Cernenco [151].

Cercetând influența diferitor factori asupra rezistenței pământurilor versanților alunecători prin metoda statisticii matematice de către autorul acestui articol [151] s-a propus ecuația rezistenței de lungă durată pentru argilele meotice, ce dtermină valoarea micșorării rezistenței pământurilor alunecătoare în timp:

$$S_{ld} = 0,32 \frac{S_{sd}}{t} + 0,64S_{sd}, \quad (1.12)$$

unde: S_{sd} – rezistența de scurtă durată;

S_{ld} – rezistența de lungă durată;

t – timpul.

Astfel, la evaluarea stabilității de lungă durată a versanților se recomandă a lua în calcul reducerea rezistenței pământurilor în masiv, condiționată de acumularea zonelor defectate (zonelor cu rezistență scăzută). Desigur, cele expuse mai sus vor determina într-o măsură mare și valoarea presiunii de alunecare asupra structurilor de sprijin.

B.S.Babahanov soluționează problema determinării valorii presiunii de alunecare în baza analizei stării de tensiune-deformație a masivului de pământ [37].

Cu regret, această metodă, pentru a fi aplicată la cercetarea alunecărilor de teren de pe teritoriul Moldovei, cere aprobare, deoarece în majoritatea cazurilor alunecările în Moldova se dezvoltă în pământurile argiloase cu o anizotropie accentuată.

Asupra dificultăților care apar la calculul construcțiilor de sprijin cu șiruri de piloți atrage atenția M.A.Suvorov [139]. În cadrul cercetărilor efectuate Suvorov observă că mecanismul de interacțiune a pământurilor ce alunecă cu piloții structurilor de sprijin nu este examinat suficient. Schema de funcționare a acestor construcții, care suportă presiunea de alunecare a pământului, se deosebește esențial de schema tradițională de funcționare a fundației pe piloți la acțiunea încărcărilor (M, Q, N), care se transmite prin coloană spre marginea superioară a fundației. M.A.Suvorov propune să se accepte că presiunea de alunecare acționează asupra radierului și nemijlocit asupra trunchiului piloților sub forma distribuirii sarcinii pe adâncime și distribuirii uniforme pe toate rândurile de piloți.

În opinia autorului tezei de față, presiunea de alunecare pe adâncimea masivului se schimbă neuniform și depinde mult de tipul și forma alunecării (lunecare, curgere plastică ș.a.).

Cum s-a menționat mai sus, datorită condițiilor de frontieră complicate, problema determinării presiunii de alunecare cu ajutorul metodelor echilibrului-limită, actualmente, nu are soluție exactă matematică.

Cele mai mari speranțe sunt puse în metoda elementelor finite și modificările acesteia. Însă, această direcție poate fi dezvoltată doar în instituțiile de cercetare științifică care dețin în posesie utilajul computerizat necesar și sunt asigurate cu programele respective. De aceea, majoritatea proiectanților folosesc metode aproximative.

Aceasta denotă faptul că perfectarea metodologiei de determinare a presiunii de alunecare trebuie considerată o problemă foarte importantă și actuală, soluționarea căreia va condiționa proiectarea mai sigură a complexului de măsuri împotriva alunecărilor de teren, precum și reducerea costului construcțiilor de sprijin, mărirea eficienței funcționării lor.

De exemplu, A.M.Caraulov propune metodologia de calcul al presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin cu ajutorul metodelor-simplex [99]. Metodologia este dată în formă de recomandări cu asigurarea programelor respective. Programa este elaborată în mediul Microsoft Visual Basic 6.0.

Principiul de calcul al pereților de sprijin prin metoda-simplex rezultă în efectuarea unei serii de verificări ale peretelui de sprijin privind prima și a doua grupă a stărilor-limită, fiind determinat în fiecare caz cel mai nefavorabil sistem de interacțiune, precum și cea mai nefavorabilă poziție a suprafeței (curbei) de alunecare.

Analizând materialele cercetărilor teoretice și rezultatele observărilor în natură menționate mai sus, se pot trage următoarele concluzii:

- la amplasarea pereților de sprijin în pământurile argiloase, în toate cazurile, chiar și atunci când sunt plasați pe piloți, trebuie să se țină cont de o eventuală deformație de alunecare în timp;

- o astfel de deformație de alunecare în multe cazuri conduce la colapsul construcțiilor;
- deformația de alunecare de lungă durată și progresivă în timp are caracter reologic.

Astfel, fără a efectua un calcul al reducerii rezistenței pământurilor argiloase în timp, utilizarea metodelor actuale obișnuite de calcul al alunecărilor și a principiilor învechite de cercetare de laborator a pământurilor, într-un șir de cazuri, este pur și simplu imposibilă.

Analiza fenomenului examinat (fluajului) arată că principala cauză a dezvoltării proceselor de alunecare trebuie căutată în condițiile create de deformațiile masivului de pământ a unei noi stări de tensiune, precum și a reducerii, în primul rând, a rezistenței pământurilor argiloase în timp, datorită dereglării în cadrul lor a legăturilor interioare active, care se exprimă prin mărimile coeziunii, și, probabil, a unghiului de frecare interioară.

Un șir de învățați au menționat în cercetările lor că unghiul de frecare interioară φ , datorită acțiunii permanente a factorilor exteriori, practic, nu se schimbă în timp. Așadar, principala problemă constă în determinarea valorii limitei rezistenței a acestor legături interioare și caracterului lor de funcționare.

Datele și experiența de luptă pentru combaterea alunecărilor conduc la faptul că mulți specialiști consideră că la analiza alunecărilor nu poate fi folosită direct mărimea coeziunii pământurilor argiloase, obținută în urma cercetărilor de laborator, deoarece valorile obținute în multe cazuri sunt mărite. De aici, în special, au apărut mai multe propuneri, chiar până la includerea lor în documentele normative corespunzătoare, despre necesitatea utilizării în calcul a mărimii coeziunii cu unele corectări în direcția micșorării lor (de exemplu, cu 50% față de mărimile stabilite în cercetările de laborator).

Astfel de propuneri par puțin credibile, deoarece nu sunt excluse greșelile mari, care pot conduce în unele cazuri la decizii neadecvate în plan economic, iar în alte cazuri – la urmări însoțite de avarii. Evident, la efectuarea analizei privind alunecările trebuie exclusă posibilitatea unor astfel de greșeli, în special legate de transferarea datelor cercetărilor de laborator pe mostre relativ de mici dimensiuni asupra întregului masiv de pământ, fără luarea în calcul a specificului situației naturale, precum și excluderea valorilor anormal de joase ale coeziunii la prelucrarea datelor statistice.

La cercetarea problemei privind reducerea rezistenței pământurilor argiloase în timp trebuie luați în considerare următorii factori suplimentari:

- umiditatea pământului, care poate fi condiționată, de exemplu, de ridicarea nivelului apelor subterane în urma inundațiilor sau a precipitațiilor atmosferice abundente;
- seismicitatea terenului.

Indiferent de influența semnificativă a fenomenelor reologice asupra funcționării structurilor de sprijin, rolul lor nici pe departe nu este unic. Determinante în acest caz vor fi valoarea deformațiilor de alunecare pe tot parcursul procesului, intensitatea lui, precum și tipul și destinația structurii de sprijin. De aceea, la proiectarea structurilor de sprijin de scară mare, în multe cazuri analiza reologică este necesară și obligatorie. În acest sens, aplicând metoda reologică, trebuie să se decidă soluționarea următoarelor probleme:

1. Evaluarea gradului de asigurare a stabilității de lungă durată a structurilor de sprijin;
2. Evaluarea condițiilor posibile de apariție a proceselor reologice (fluajul) în temelia și umplutura structurilor de sprijin;
3. Determinarea caracterului fluajului prognozat (pasiv sau progresiv);
4. Determinarea intensității de manifestare a fluajului (vitezei v_0);
5. Determinarea valorii deformației de alunecare în momentul amortizării fluajului sau la momentul scoaterii din exploatare definitiv a structurilor de sprijin.

Din cele expuse mai sus, cercul problemelor de soluționat este foarte larg. În cadrul acestei lucrări, problemele cercetării au fost reduse la următoarele:

- cercetarea principiilor de calcul al proprietăților reologice ale pământurilor la determinarea presiunii asupra structurilor de sprijin;
- cercetarea pronosticării a deformațiilor de alunecare ale structurilor de sprijin în timp;
- cercetarea metodelor de determinare a presiunii pământului asupra structurilor de sprijin;
- cercetarea posibilității de reducere a rezistenței argilelor neogene, care formează versanții cu risc de alunecare din Moldova.

Concluzii la capitolul 1

1. Practica ingierească, analiza surselor de literatură și a materialelor de fond demonstrează că în majoritatea cazurilor proiectanții și constructorii ignoră posibilitatea dezvoltării procesului de alunecare de natură reologică pe versanți. Anume de aceea una dintre problemele de cercetare constă în evaluarea veridicității rezultatelor privind determinarea gradului de stabilitate a versanților naturali.

2. În izvoarele literare sunt descrise cazuri specifice, când coeficienții de stabilitate au fost determinați incorect. Totodată, datele obținute în urma experimentelor privind deformația versanților de pe teritoriul republicii noastre demonstrează că acești coeficienți trebuie examinați cu o deosebită minuțiozitate. Proiectantul, evident, este mulțumit când valoarea coeficientului de stabilitate a versanților potențial-alunecători este de ordinul 1,5, care, de fapt, reflectă gradul de necunoaștere a valorii adevărate a coeficientului în legătură cu subestimarea rolului proceselor reologice care au loc în masivul de pământ.
3. O privire obiectivă asupra studierii problemei puse în cadrul analizei stabilității versanților subliniază două direcții în care, ca și mai înainte, este necesar de implementat progresul științific. Aici este vorba despre observarea și evaluarea comportamentului versanților, abordarea complexă a problemei, pe de o parte, și studierea legităților de comportare a versanților și a proprietăților lor, pe de altă parte.
4. Cercetările efectuate au arătat că în metodele-standard utilizate nu se iau în considerație doi parametri importanți, și anume:
 - particularitățile structurii naturale a pământului (prezența suprafețelor și a zonelor cu rezistență scăzută, anizotropia ș.a.);
 - acțiunea timpului.
5. La cercetarea stabilității versanților este foarte importantă evidența anizotropiei, care poate influența asupra formei suprafeței pe care are loc alunecarea. În calculele clasice, determinarea incorectă a poziției suprafeței de alunecare atrage după sine estimarea greșită a coeficientului de stabilitate. Din punctul de vedere al autorului tezei, evidența anizotropiei la efectuarea calculului stabilității și, corespunzător, a presiunii asupra construcțiilor de sprijin, trebuie să fie completată cu cercetări aprofundate ale cinematicii alunecării.
6. Factorul determinant al prognozei veridice a deformării versanților și taluzurilor este alegerea valorilor de calcul al coeziunii. Cu regret, și aceasta o susțin mai mulți cercetători, natura coeziunii structurale nu este studiată până la sfârșit.
7. Analizând întrebarea privind evaluarea reală a gradului de stabilitate, autorul tezei de față abordează câteva direcții. Pe de o parte, aceasta ar fi cercetarea profundă a naturii fizice a fenomenului, pe de alta – concretizarea mecanismului de calcul.
8. Cercetările efectuate de autor în baza studiului surselor de literatură au evidențiat deficiențele inerente metodelor exacte de calcul al stabilității pantelor și a determinării presiunii de alunecare, care se aplică într-o mai mare măsură a masivelor de pământ omogene în proprietățile fizice și mecanice.

Această circumstanță explică utilizarea în practică a metodelor de calcul al ingineresti, bazate pe ipoteze simplificatoare.

9. Interacțiunea structurilor de sprijin cu masivul de pământ are caracter mult mai complicat decât este reprezentat în ghiduri și manuale. Aplicarea programelor moderne de calcul în complex cu alegerea corectă a parametrilor de calcul a rezistenței deschid posibilități noi pentru evaluarea cantitativă a dezvoltării proceselor de alunecare a terenului și determinării presiunii de alunecare.
10. Evaluarea stării de tensiune-deformare cu ajutorul metodelor numerice în republică nu a fost realizată anterior și, prin urmare, trebuie dezvoltată și testată. Soluționarea unor astfel de sarcini în Moldova implică anumite dificultăți datorate lipsei unei baze de laborator echipate cu echipament modern pentru studierea rezistenței pământului de lungă durată și a complexului de programe corespunzător

Analiza cercetărilor teoretice, ca scop principal al acestei lucrări, și anume, elaborarea metodologiei de evaluare a stabilității de lungă durată a versanților cu risc de alunecare și determinarea presiunii de alunecare, ținând cont de procesele reologice care se dezvoltă în masiv, au determinat problemele care necesită a fi soluționate în teză:

1. Studiarea mecanismului de dezvoltare a deformațiilor în cadrul versanților care pot fi valorificați pentru construcție.
2. Efectuarea analizei unei posibile dezvoltări a deformațiilor de curgere lentă în masivul versanților cercetați.
3. Studiarea posibilității de reducere în timp a rezistenței pământurilor argiloase, care alcătuiesc versanții alunecători din Moldova.
4. Efectuarea analizei metodelor de calcul al stabilității versanților care sunt folosite în Republica Moldova, precum și a metodelor de determinare a presiunii de alunecare bazate pe ele.
5. Studiarea principiilor de evidență a proprietăților reologice ale pământurilor în cadrul determinării presiunii asupra construcțiilor de sprijin.
6. Studiarea posibilității de utilizare a principiilor de prognozare a deformațiilor de alunecare a structurilor de sprijin care se bazează pe teoria fizico-tehnică a fluajului în condițiile de amplasare în cadrul versanților potențial-alunecători din Moldova.
7. Evaluarea stării deformație-tensiune a versanților cu ajutorul metodelor numerice de calcul, elaborarea modelelor mecanico-matematice, a criteriilor de calcul al construcțiilor de sprijin.
8. Formularea recomandărilor privind implementarea metodologiei elaborate.

2. CARACTERISTICA SUCCINTĂ A TERENURILOR CERCETATE

2.1. Condițiile geologico-inginerești ale versanților alunecători cercetați

Pentru soluționarea problemelor care formează scopul principal al acestei cercetări au fost examinați detaliat 5 versanți alunecători situați în partea centrală a Moldovei.

Au fost analizate: particularitățile geomorfologice ale reliefului și ale structurii litologice; cauzele posibile de dezvoltare a deformațiilor; proprietățile fizico-mecanice și reologice ale pământurilor din care sunt formați versanții; au fost efectuate calculele necesare.

În continuare sunt expuse rezultatele prospecțiunilor geologico-inginerești, necesare pentru efectuarea analizei posibilității de dezvoltare a deformațiilor de curgere lentă.

Terenul nr.1 “Ocolirea satului Porumbrei”

Terenul se află la marginea satului Porumbrei (fig.2.1). Traseul viitor Giurgiulești-Chișinău, care traversează teritoriul “Ocolirea satului Porumbrei” trebuia să se înscrie în relieful contemporan complicat, la formarea căruia rolul principal le-a revenit proceselor de eroziune și alunecare.

În cadrul reliefului și până în prezent se păstrează pragul alunecării în formă de sectoare ale versantului cu înclinarea de 15 grade și marginea ei din partea stângă. În partea dreaptă, hotarul clar al amfiteatrului de alunecare poate fi conturat doar în partea superioară. În centrul amfiteatrului, la baza celei mai abrupte părți, recent se dezvoltă o tăietură erozivă, adâncimea căreia în partea superioară atinge treptat 0,5 m, iar în jos, pe pantă, se mărește până la 3 m și mai mult (fig.2.2). De asemenea, în partea stângă a amfiteatrului de alunecare se dezvoltă activ o ravenă. În apropierea nemijlocită a ravenei se observă fisuri nu prea adânci care denotă existența deplasărilor de suprafață. Astfel de deplasări se observă și în partea dreaptă a amfiteatrului de alunecare în locul unde iese la suprafață un izvor cu debit mic.

La investigarea repetată s-a stabilit contopirea unor fisuri și formarea unui singur prag cu înălțimea de 0,1...0,3 m.

Planul topografic al terenului este prezentat în fig. 2.3.

Conform datelor obținute în urma forării sondelor a fost construită secțiunea geologică generalizată (fig.2.4). După cum era de așteptat, în partea inferioară a secțiunii, mai sus de cota absolută 200,00 m, se așterne un strat de nisip destul de voluminos (câțiva metri), care este larg răspândit în regiunea cercetată și care divizează depozitele subcontinentale neogen-cuaternare (formațiunea baltică) de rocile pe care se aștern ele în masiv. În partea superioară a versantului, acest masiv de nisip nu a fost descoperit din cauza că sondele nu au fost forate până la adâncimea cuvenită.



Fig.2.1. Caracterul reliefului în partea superioară a versantului de lângă s.Porumbrei

Sursa: foto de autor.



Fig.2.2. Dezvoltarea tăieturii erozive recente pe versantul din apropierea s.Porumbrei

Sursa: foto de autor.

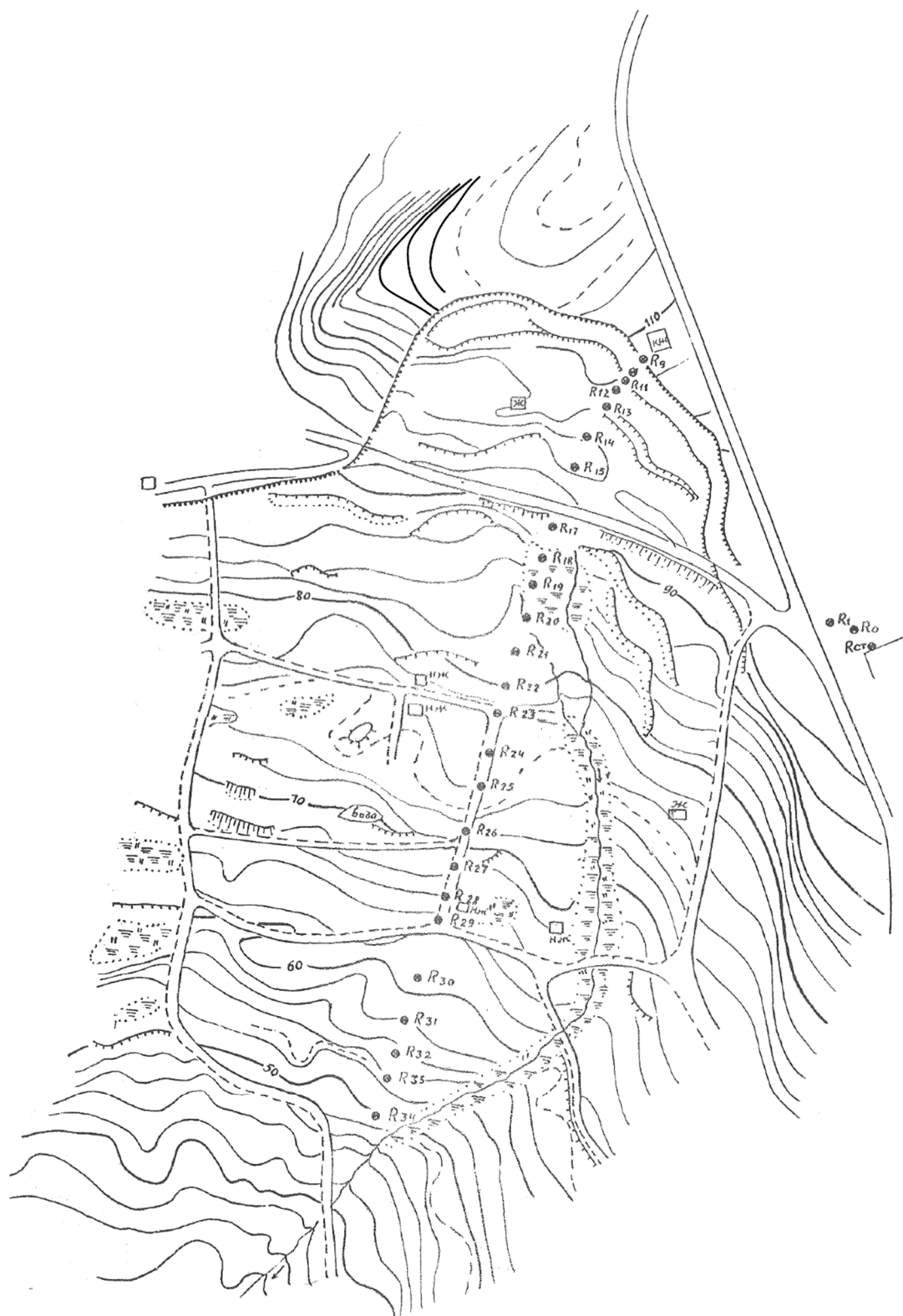
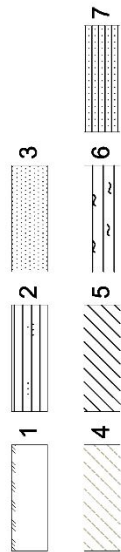


Fig.2.3. Terenul nr.1 “Ocolirea satului Porumbrei”

Sursa: elaborat de autor.

Semne convenționale



1 – Strat vegetal; 2 – Argila bruna, semivarioasa cu cuiburi de nisip;
3 – nisip; 4 – nisip argilos; 5 – argila nisipoasa grea; 6 – suprafețe de
lunecare; 7 – argile verzul-sure, profoase;

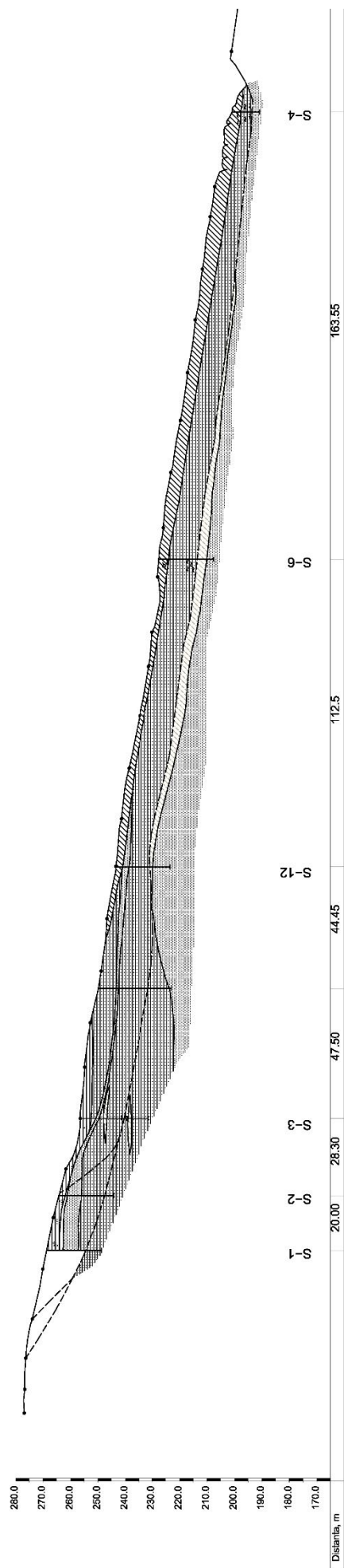


Fig.2.4. Secțiunea geologico-ingenierească generalizată a versantului din terenul-alunecător nr.1 “Ocolirea satului Porumbrei”

Sursa: elaborat de autor.

Pământurile argiloase verzui-surii din partea superioară a versantului aşternute pe nisipuri se caracterizează prin conţinutul ridicat al particolelor de nisip şi praf, carbonaţi şi marnă, care îngreunează formarea zonelor rezistente şi predispune la apariţia zonelor cu rezistenţă scăzută. Ultimele se înregistrează vizibil în partea inferioară şi la mijlocul amfiteatrului în argilele pestriţe şi verzui-surii cu textură „noduroasă” şi monolită. Din descrierea carotelor extrase din care s-au selectat probe pentru cercetările de laborator, în stratul de pământ argilos pot fi evidenţiate 4 elemente geologico-inginereşti: argile pestriţe cu textură „noduroasă” şi incluziuni de carbonaţi; argile surii-verzui nealterate cu dese suprafeţe de lunecare; argile surii-verzui cu incluziuni rotunjite, fără semne de pietrificare; argile pestriţe prăfoase.

În partea superioară a versantului, masivul argilos este acoperit de un strat de nisip în stare saturată, pe care se aştern argile nisipoase grele şi argile cuaternare.

Schimbarea bruscă a grosimii stratului de nisip pe toată căderea versantului denotă faptul că deformaţiile de alunecare pe acest teren au caracter de deversare. Suprafaţa de alunecare se fixează relativ clar datorită zonelor cu rezistenţă redusă în partea inferioară şi de mijloc a corpului alunecării, în zona de contact a argilelor verzui-surii cu nisipurile şi nisipurile argiloase, pe care sunt aşternute. Limitele inferioare ale masivului argilos, fiind neuniforme, mărturisesc că aici cândva au avut loc deformaţii în bloc. În legătură cu faptul că profilul versantului nu a atins poziţia de echilibru, nu se exclude posibilitatea dezvoltării procesului de fluaj la adâncime în cadrul masivului, de asemenea, nu este exclusă posibilitatea deplasărilor lente pe această suprafaţă. În timpul de faţă, pe versant au loc deformaţii de alunecare de suprafaţă condiţionate de saturarea părţii superioare a depozitelor în urma alunecărilor de teren datorită precipitaţiilor atmosferice şi apelor subterane, care se infiltrează prin fisuri, precum şi prin straturile de nisip şi praf.

Terenul nr.2 „Construcţia complexului locativ cu două niveluri în satul Vatra”

Terenul pentru construcţie cercetat se află în partea de nord-vest a oraşelului Vatra (fig.2.5). Planul topografic al terenului este reprezentat în figura 2.6.

Conform hărţii de raionare geomorfologică, terenul cercetat este situat în limitele subregiunii de sud-est a podişului Moldovei Centrale.

Zona geomorfologică a Moldovei Centrale coincide cu partea cea mai curbată a văii neogene a Prutului. Hotarul de est al zonei este caracterizat de un lanţ de stânci neogene formate în perioada sarmaţiană medie pe traseul Chişinău-Orhei-Camenca. Caracteristica deosebită a reliefului – dezvoltarea intensă a proceselor de eroziune-denudare, compartimentarea semnificativă şi contrastul, predominarea văilor formate de versanţii relativ-abrupţi.



Fig.2.5. Complexul locativ din s.Vatra

Sursa: foto de autor.

În sens geomorfologic, terenul este atribuit părții inferioare a versantului drept al râului Bâc, de geneză – alunecător vechi. Versantul este expus spre est cu înclinarea de 5-7 grade și pe unele sectoare până la 13 grade în partea de sus a versantului, dincolo de limitele terenului expus construirii. Cotele absolute ale terenului variază în limitele 57.00-71.00 m.

Secțiunea geologică generalizată a terenului este reprezentată în figura 2.7.

Terenul se referă la cele cu risc de alunecare. În momentul efectuării cercetărilor, versantul se afla în stare de echilibru-limită. Deformații de alunecare active nu s-au observat, însă stabilitatea versantului ar putea fi diminuată sub acțiunea factorilor orientați spre micșorarea forțelor de reținere sau mărirea forțelor de forfecare, deoarece versantul este supus deformațiilor de curgere lentă încete. Pământurile argiloase, care formează versantul, la diferite adâncimi, și-au pierdut rezistența din cauza proceselor de alunecare ce au avut loc anterior, despre care mărturisesc suprafețele de lunecare și zonele de pământ cu structură alterată, identificate în procesul efectuării prospecțiunilor geologico-ingineresti.

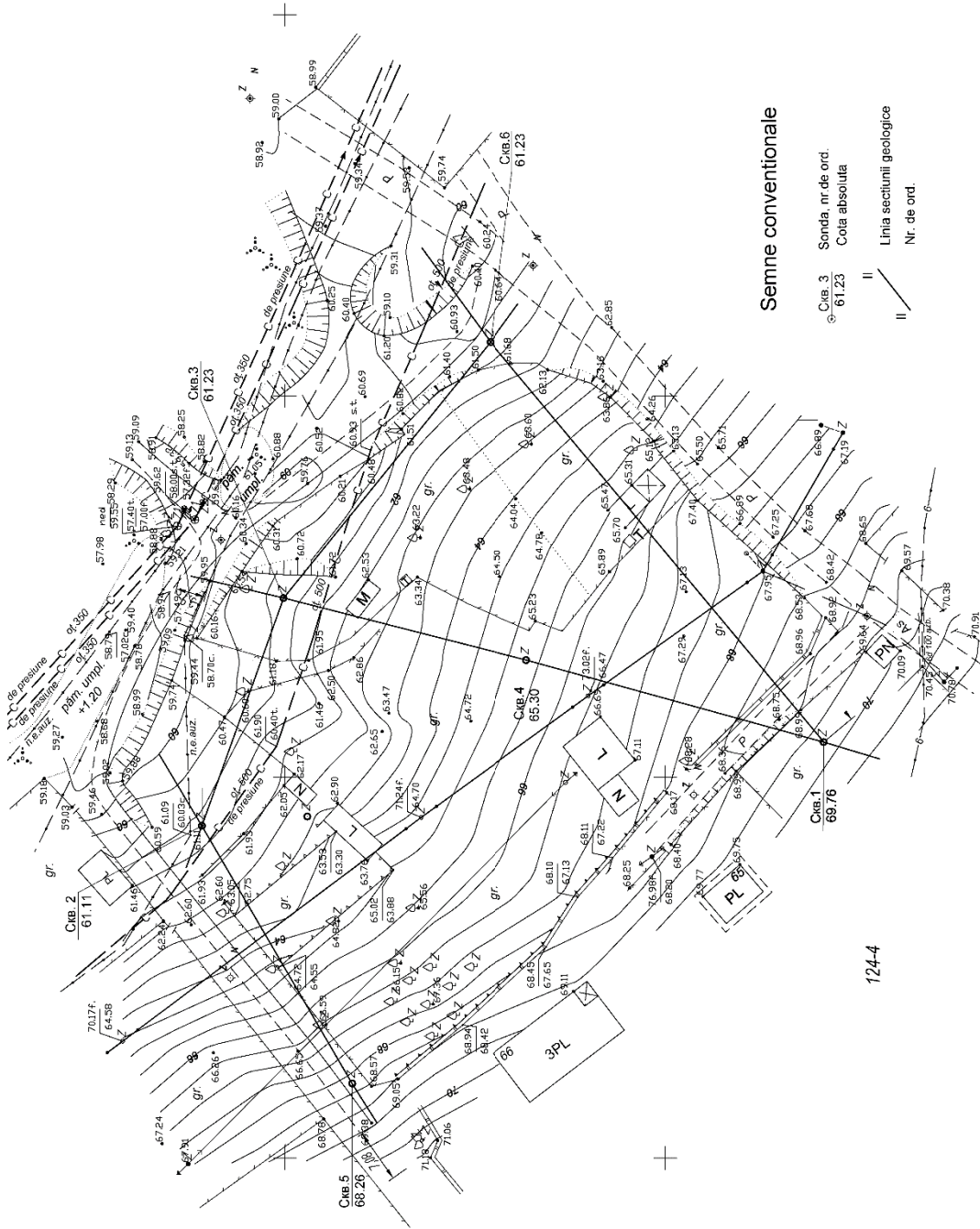


Fig.2.6. Terenul nr.2 „Construcția complexului locativ din satul Vatra, com. Trușeni, mun. Chișinău”

Sursa: elaborat de autor

Semne convenționale

- | | | | |
|--|---|--|--|
| | Strat vegetal | | Argila pratoasa, cu straturi de nisip |
| | Argila nisipoasa, pratoasa | | Argila nisipoasa, pratoasa, grea, cu straturi de nisip |
| | Nisip prafos, cu stratificari de argila | | Nisip argilos, cu straturi de nisip |
| | Nisip argilos, cu straturi de nisip | | Nisip prafos |
| | | | Nivelul apelor freatice |

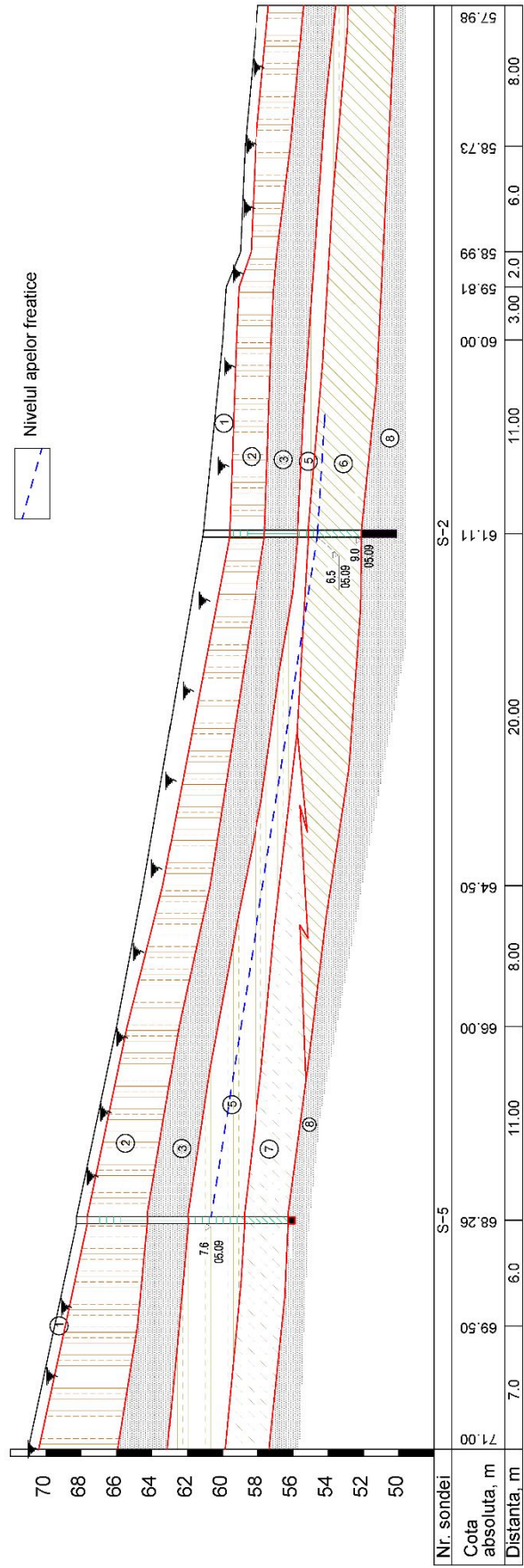


Fig.2.7. Secțiunea geologică a versantului alunecător. Terenul nr.2, satul Vatra.

Sursa: elaborat de autor.

Terenul nr.3 „Construcția complexului locativ din orașelul Codru”

Terenul cercetat este situat pe versantul cu pantă variabilă din partea dreaptă a râulețului Valea Schinoasei, afluentul râului Ișnovăț (fig.2.8). Planul topografic al terenului este prezentat în figura 2.9, iar secțiunea geologică generalizată – în figura 2.10.



Fig.2.8. Caracterul reliefului versantului alunecător de genă străveche din orașelul Codru

Sursa: foto de autor.

Conform rezultatelor obținute în urma prospecțiunilor geologico-inginerești ale terenului efectuate în anii '90 ai sec.XX (materialele arhivei „INGEOCAD”), partea versantului, preconizată construirii cu clădiri civile, a fost atribuită celor cu risc de alunecare. În momentul efectuării cercetării de față nu s-au depistat forme de relief tipice pentru versanții alunecători: nu au fost observate fisuri evidențiate, coline, ravene, praguri; copaci cu înclinarea spre partea de cădere a versantului, de vârsta mai mare de 30 ani. Însă cercetările vizuale minuțioase și sondajul locuitorilor din preajmă au arătat că în perioada investigațiilor versantul se afla în stadiul de dezvoltare a deformațiilor reologice lente.

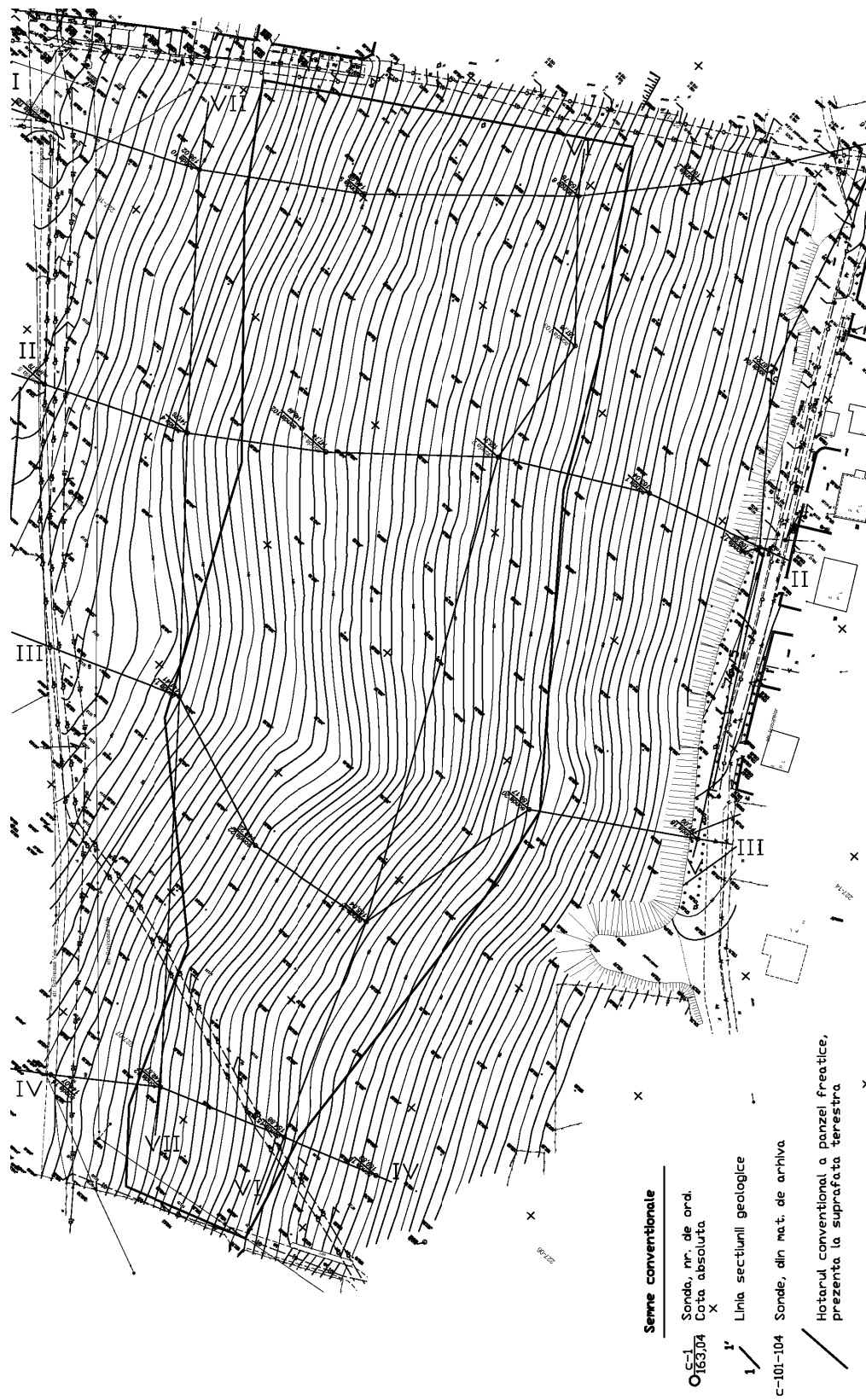


Fig.2.9. Terenul nr.3 „Construcția complexului locativ din orașelul Codru, mun. Chișinău”

Sursa: elaborat de autor.

Semne conventionale

	Pământ tehnogen		Nisip argilos, prafos, cu straturi de nisip și argilă
	Sol vegetal		Nisip argilos, prafos, plastic-curgător, cu straturi de nisip și argilă
	Argilă nisipoasă, prafoasă		Nisip prafos, cu straturi de nisip argilos
	Argilă		Nisip prafos, saturat, cu straturi de nisip argilos
	Argilă prafoasă, cu straturi de nisip cu structură alterată		Argilă prafoasă, cu straturi de nisip
	Argilă prafoasă, cu straturi de nisip alunecătoare, de geneza straveche		Hotarul pământurilor alunecărilor timpurii
			Hotarul pământurilor alunecărilor stravechi

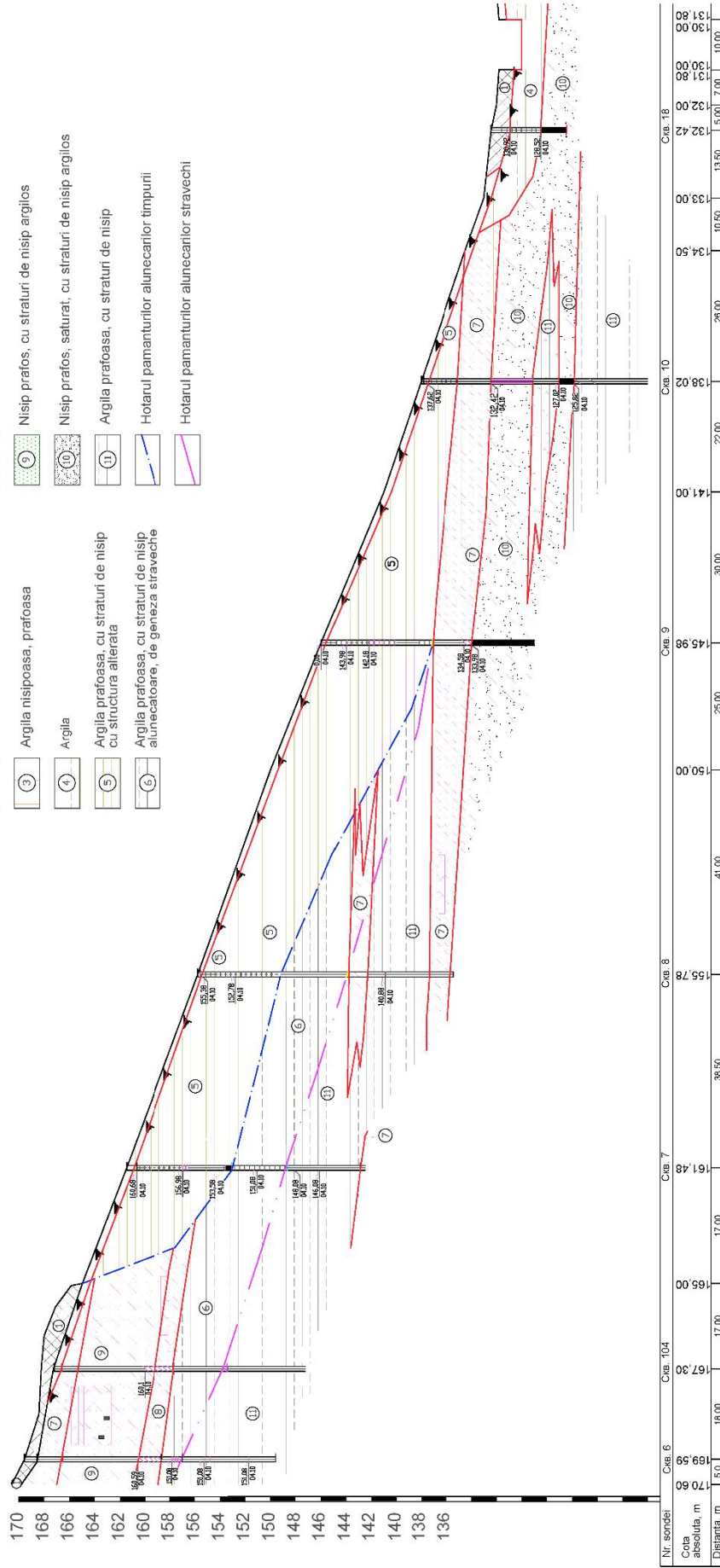


Fig.2.10. Secțiunea geologică generalizată versantului alunecător. Terenul nr.3. „Construcția complexului locativ din orașelul Codru, mun. Chișinău”

Sursa: elaborat de autor.

Analiza rezultatelor obținute au permis a identifica principalele cauze, condiții și factori, care pot contribui la o posibilă dezvoltare a deformațiilor de curgere lentă:

1. Terenul este situat în zona răsplatiei Vadul-lui-Vodă, zonă cu mișcări tectonice și neotectonice permanente, care contribuie la schimbările permanente și deteriorarea structural-texturală a pământurilor din care sunt formați versanții.
2. Particularitățile morfologice și morfostructurale ale reliefului sunt benefice, întâi de toate, pentru dezvoltarea proceselor locale de alunecare: la înclinarea medie de 8-9 grade, unghiul de înclinare a suprafeței terestre se schimbă de la 3 până 14 grade.
3. Din punct de vedere litologic, versantul este format din pământuri neomogene după compoziție, grad de umiditate și saturație, proprietăți fizico-mecanice și înclinația straturilor după direcția căderii versantului.
4. Prezența în argile a zonelor și suprafețelor cu rezistență scăzută. Una din cauzele principale de formare a suprafețelor cu rezistență scăzută constă în gradul înalt de fisurare și umiditate al versantului.
5. Un factor preponderent este căderea precipitațiilor atmosferice sezoniere. Consecințele acestui fapt constau în variațiile periodice ale regimului hidrostatic și hidrodinamic al pânzei freactice.
6. Activizarea proceselor de eroziune la baza versantului. În urma dezvoltării acestor procese se schimbă într-o mare măsură raportul dintre forțele de reținere și forțele de împingere, care conduc inevitabil la majorarea vitezei (intensității) dezvoltării proceselor reologice, legate de manifestarea fluajului adânc în masivul pământurilor argiloase.
7. Gradul înalt de saturație cu apă a masivului de pământ ce formează versantul. Prezența pânzei freactice, aproape de suprafața terestră, conduce la reducerea rezistenței rocilor argiloase, mărirea presiunii hidrodinamice și formarea stării submersate a lor. Totodată, mai important este faptul că excesul de umiditate micșorează coeficientul de viscozitate, care la rândul său conduce la mărirea intensității procesului de alunecare.
8. Manifestarea deformației de curgere lentă. Cercetările vizuale au arătat că versantul în limitele sectorului construit se află în condiții critice ale echilibrului-limită, și anume, în condiții de mișcare lentă în urma manifestării deformațiilor de fluaj. Cu toate acestea, deformațiile reologice apar pe versant neuniform și nu cuprind tot frontul masivului la suprafață și în adâncime. Într-un șir de sectoare locale, deformațiile se manifestă în formă de încovoituri și au caracter plastic. Mecanismul de dezvoltare a deformațiilor reologice este complicat. Baza lui constă în dezvoltarea deformațiilor volumetrice foarte lente de forfecare.

9. Factorul antropogen. Rolul acestui factor în dezvoltarea alunecărilor actuale din Moldova devine determinant. Nu face excepție nici versantul cercetat.

Terenul nr.4 „Construcția complexului locativ din satul Trușeni”

Terenul cercetat conform hărții teritorial-administrative este situat în cadrul exrtavilanului comunei Trușeni, mun.Chișinău (fig.2.11, 2.12).

Planul topografic al terenului este prezentat în figura 2.13, secțiunea geologică generalizată – în figurele 2.14, 2.15.

Terenul cercetat în sens geomorfologic reprezintă un versant cu înclinare variabilă, pe malul drept al râulețului Valea Trușenilor, afluent al râului Bâc. Lungimea lui (de la albie până la vârful versantului) este mai mare de 1 km. Lățimea versantului – nu mai mare de 1,5 km. Diferența de nivel constituie aproximativ 120 m. Cotele absolute ale reliefului terenului cercetat variază în limitele 90.00-121.00 m. Înclinarea se schimbă de la 2-3 până la 10-12 grade spre sud.

Teritoriul adiacent părții cercetate a versantului este folosit pentru construcții. În timpul valorificării lui, relieful natural a suportat unele schimbări: parțial a fost replanificat și terasat. În partea contruită a versantului nu s-au înregistrat semne de dezvoltare a deformațiilor. Râulețul Valea Trușenilor mai jos de terenul cercetat face o cotitură în limitele hotarele masivului alunecător.

Partea nevalorificată a versantului este relativ atât netedă, cât și văluroasă longitudinal, și în transversal.

Versantul dat se atribuie celor alunecători cu geneză timpurie și străveche. Versantul, în momentul efectuării cercetărilor, avea conturul suprafeței tipic pentru versanții alunecători: se observau coline bine conturate, fisuri, depresiuni, praguri, „păduri înclinate”.

Hotarul de sus al terenului cercetat este atribuit liniei de suprafață a unuia dintre blocurile masivului alunecător. În partea de sus a versantului se reliefează doi pereți paraleli ai unei rupturi anterioare. Peretele principal al rupturii are înălțimea de 8 m, cel de jos este mai mic – de 5-6 m. În prezent, masivul alunecător a fost recultivat. În pereții rupți se văd multiple pete de teren lipsite de strat vegetal. Lungimea rupturii peretelui principal este de 500 m, iar a peretelui interior – 160 m.

În interiorul blocului răsturnat a apărut un mic iaz, care se reflectă negativ asupra stabilității generale. Mai la est și la vest sunt înregistrate ieșiri ale apelor subterane – izvoarele sunt captate. Scurgerea nu este organizată cuvenit, de aceea apar sectoare de teren mlăștinos.



Fig.2.11. Aspectul general al terenului preconizat pentru construcții de pe versantul din s.Trușeni

Sursa: foto de autor



Fig.2.12. Peretele rupturii din versantul alunecător din s.Trușeni

Sursa: foto de autor

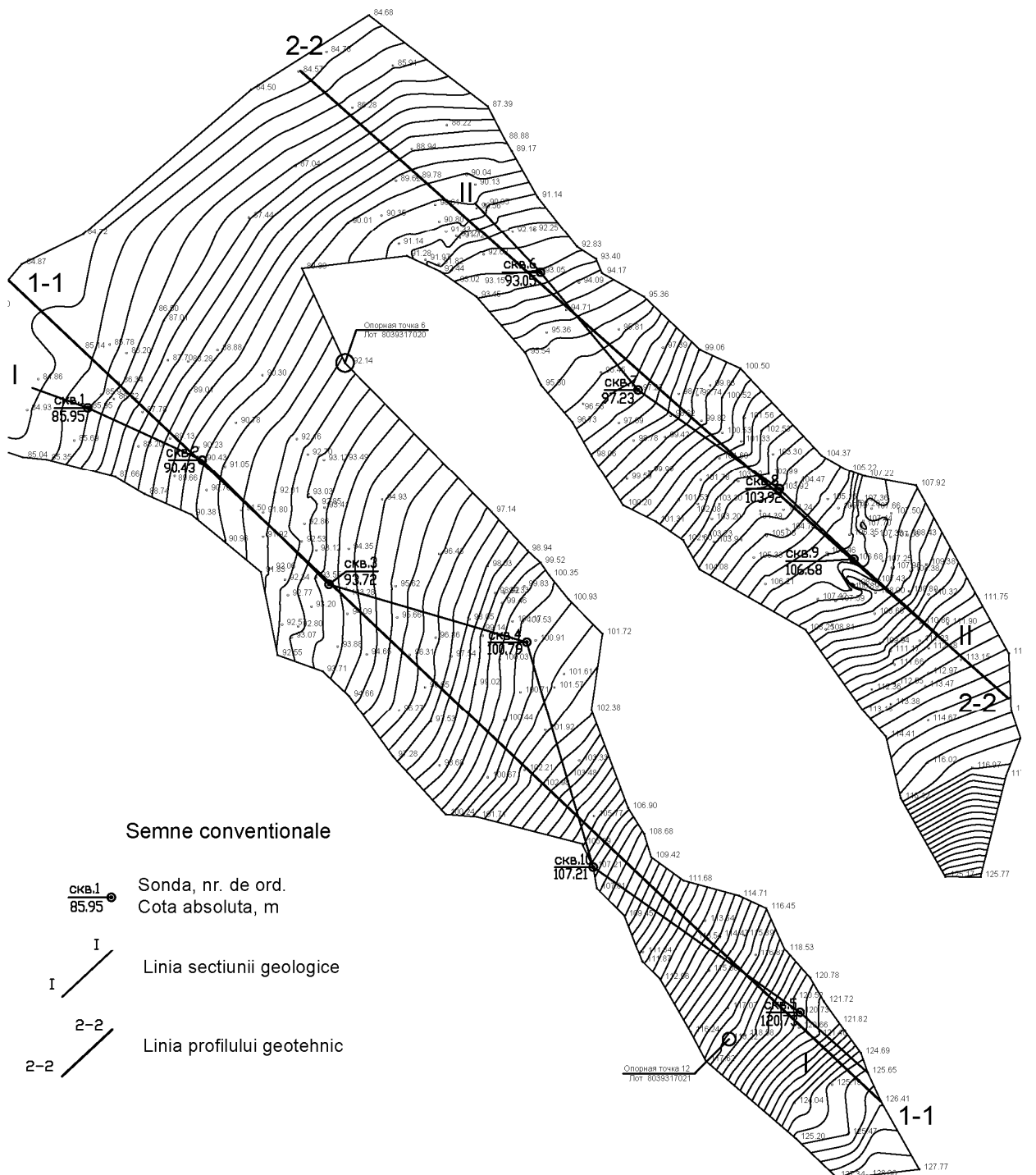


Fig.2.13. Terenul nr.4 „Construcția complexului locativ din satul Trușeni, mun.Chișinău”

Sursa: foto de autor

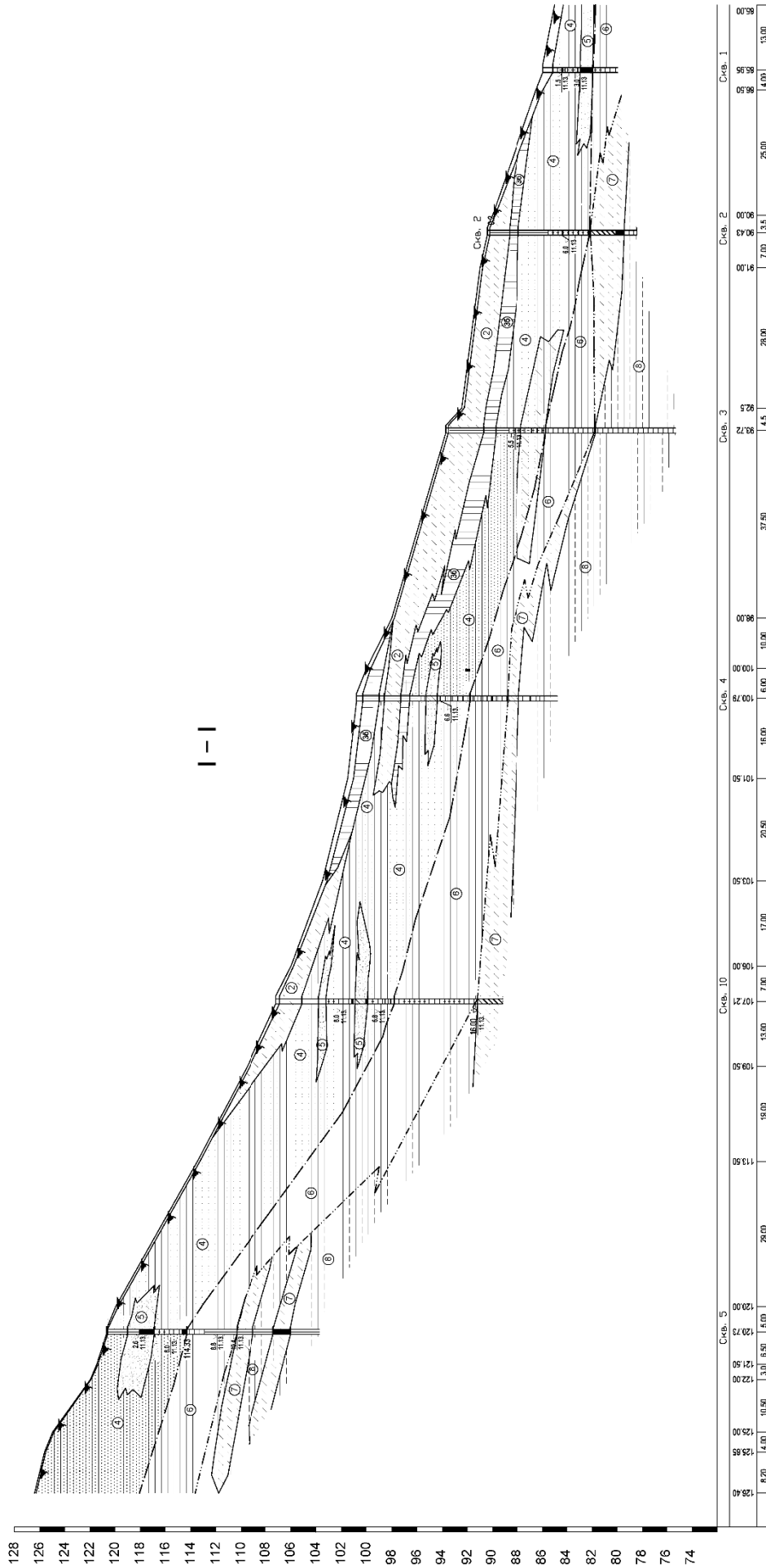


Fig.2.14. Secțiunea geologică I-I a versantului alunecător. Terenul nr.4, satul Trușeni
 Sursa: elaborat de autor.

Semne convenționale

	Sol vegetal		Nisip prafos, cu straturi de nisip argilos
	Nisip argilos, cu straturi de nisip și argila nisipoasă		Argila, prafoasă, cu straturi de nisip de geneză străvechi
	Argila nisipoasă, prafoasă		Nisip argilos plastic și plastic-curgător, cu straturi de nisip
	Argila nisipoasă, ușoară, prafoasă		Argila, prafoasă, cu straturi de nisip și nisip argilos
	Argila nisipoasă, prafoasă		Hotarul pamanturilor alunecarilor timpurii
	Argila, prafoasă, cu straturi de nisip cu structura alterată		Hotarul pamanturilor alunecarilor străvechi

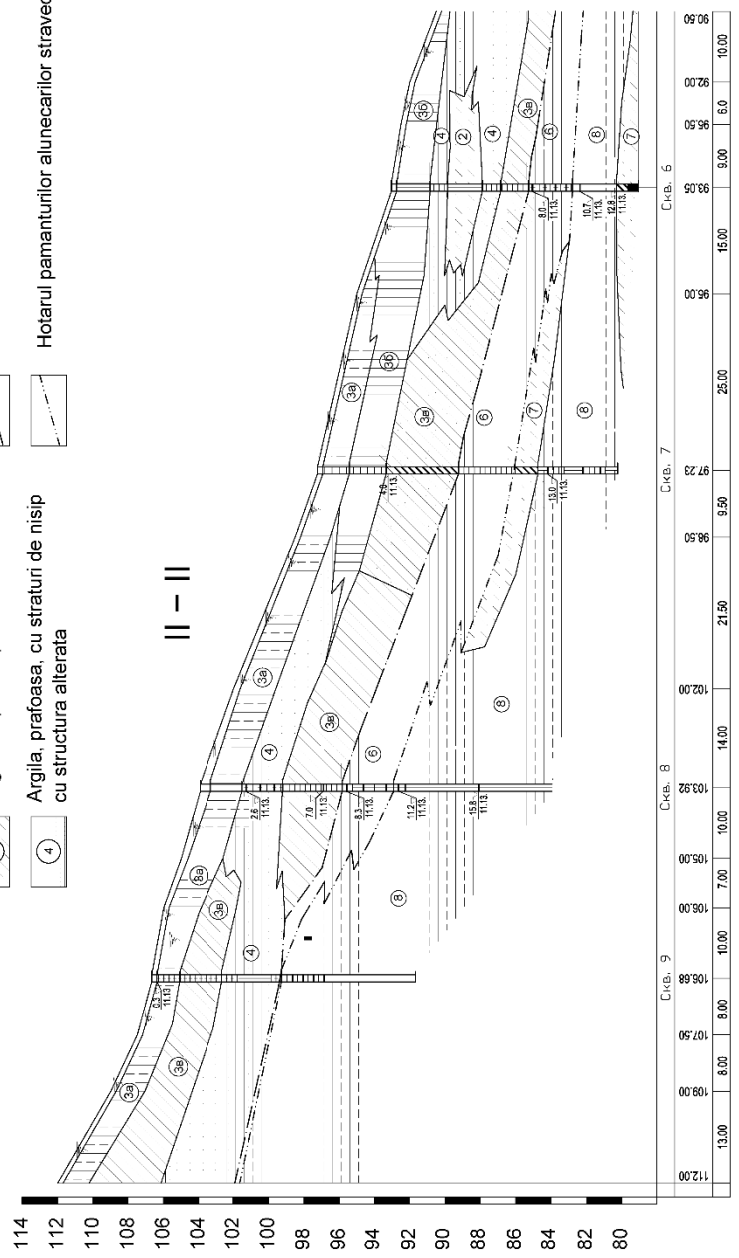


Fig.2.15. Secțiunea geologică II-II a versantului alunecător. Terenul nr.4, satul Trușeni

Sursa: elaborat de autor

Convențional, pe terenul cercetat al versantului se pot evidenția două blocuri (profile geotehnice) cu grad diferit de activitate a dezvoltării deformațiilor reologice. Hotarele dintre ele nu sunt clar delimitate. Din cele două profile, potențial cel mai riscant este profilul 2-2, amplasat pe verticală în cotele absolute: 84.00-115.00 m.

Grosimea presupusă a masivului de pământ ce suportă deformații reologice constituie de la 2-3 până la 9-10 m. Zona de deformație se dezvoltă în masivul argilelor neogene de geneză timpurie. Ea poate fi urmărită în formă de zone cu fisuri, cu gradul de saturație sporit și suprafețe de alunecare umezite.

Terenul nr.5 „Versantul din ‘Valea trandafirilor’”

Terenul cercetat este amplasat în partea de sud-vest a or. Chișinău în regiunea străzilor H. Botev-Kerci-C. Vârnăv, în partea stângă a văii „Valea trandafirilor”, care întretaie malul stâng al râului Bâc (fig.2.16). Planul terenului este reprezentat în figura 2.17.

Partea de sud-vest a orașului Chișinău se află pe Podișul Central a Moldovei. Partea dreaptă a orașului ocupă trei terase întretăiate de câteva văi mari, una dintre care este valea „Valea trandafirilor”. În partea superioară, valea se ramifică. Una din ramificații se înfige în malul stâng, complicând prin aceasta relieful terenului cercetat. La fundul văii curge un râuleț fără denumire, în unele sectoare captat într-un șanț de scurgere.

Pe adâncimea eroziunii contemporane se găsesc straturi de pământuri argilo-nisipoase din sarmatul mediu, acoperite cu argile nisipoase loessoide și nisipuri argiloase cuaternare. Secțiunea schematică geologică generalizată a unui profil geotehnic este reprezentată în figura 2.18.

Formarea sistemului de văi a luncii râului Bâc a avut loc în circumstanțe tectonice active, care au condiționat dezvoltarea proceselor de eroziune și alunecări de teren.

Depozitele de roci argiloase cu rezistență redusă acumulate la baza versantului în combinație cu procesele de eroziune din cauza scurgerilor pluviale au condiționat, în etapa inițială de formare a versantului, crearea alunecărilor de teren de tip „în bloc” de adâncimea mare, pe baza cărora s-au dezvoltat deplasări de alunecare repetate. Despre aceasta mărturisesc „pădurile înclinate”, suprafețele dealuroase, alternanța terenurilor abrupte cu cele plane, în care se formează acumulări de apă.

Sucesiunea straturilor permeabile (nisipuri, nisipuri-argiloase) în versantul format din argile condiționează formarea orizonturilor de apă care au ieșire la suprafață în formă de izvoare sau acumulări mici de apă în depresiunile din relief.

Pe sectoarele versantului unde se află case de locuit sau unde ele au fost demolate, în urma proceselor tehnogene are loc umezirea suplimentară permanentă a solurilor, care diminuează și mai mult stabilitatea versantului. Despre aceasta mărturisesc multiplele fisuri în pavajele rutiere și pietonale, în pereții caselor.

Pe sectoarele unde au fost demolate casele se observă urmele deformațiilor plastice ale solurilor argiloase saturate. În partea de jos a versantului poate fi observat restul unui val de de pământ împins cu înălțimea de 0,5 m.

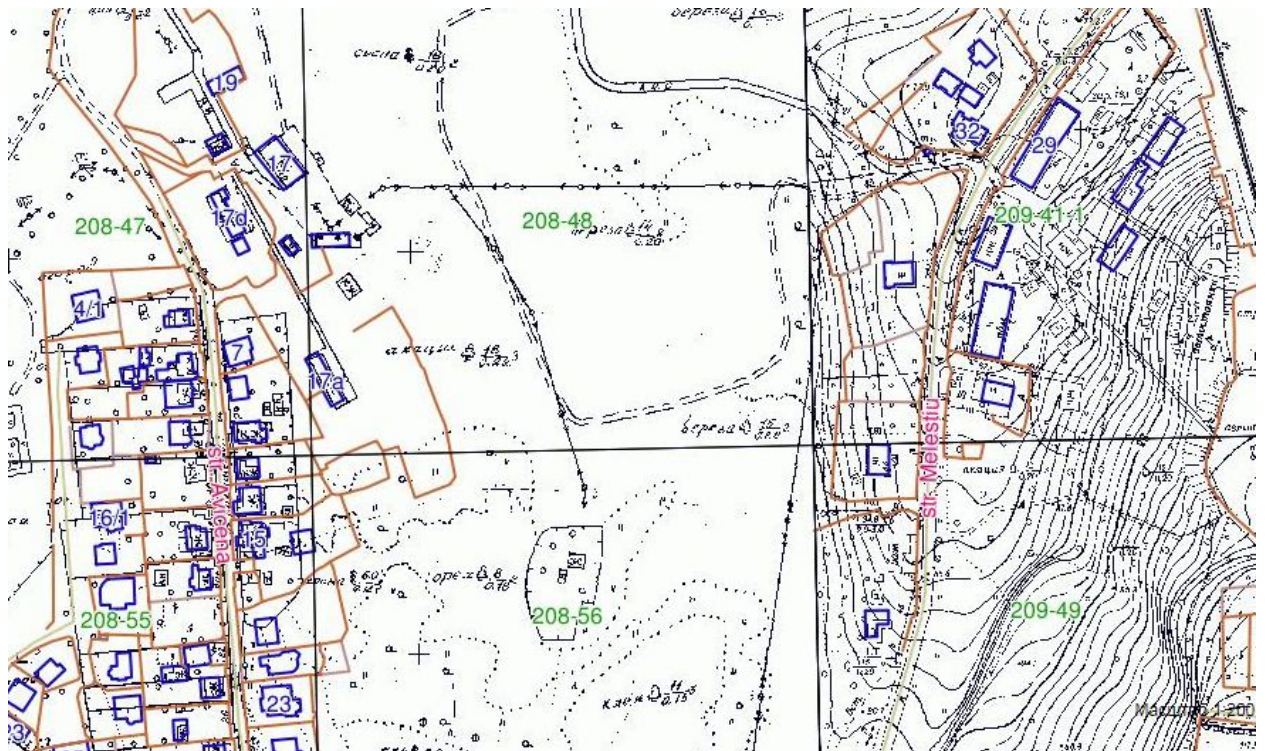




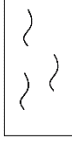

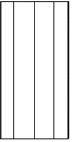

Fig.2.16. Aspectul general al versantului „Valea trandafirilor”

Sursa: foto de autor.



Fig.2.17. Terenul nr.5 „Versantul „Valea trandafirilor”, mun.Chişinău
 Sursa: elaborat de autor.

Semne convenționale

	Argile nisipoase loessoide		Nisipuri marunte		Depozite deluviale-alunecatoare
	Nisipuri argiloase		Argile samartiene, cu textura orientata orizontal		Suprafete de alunecare presupuse

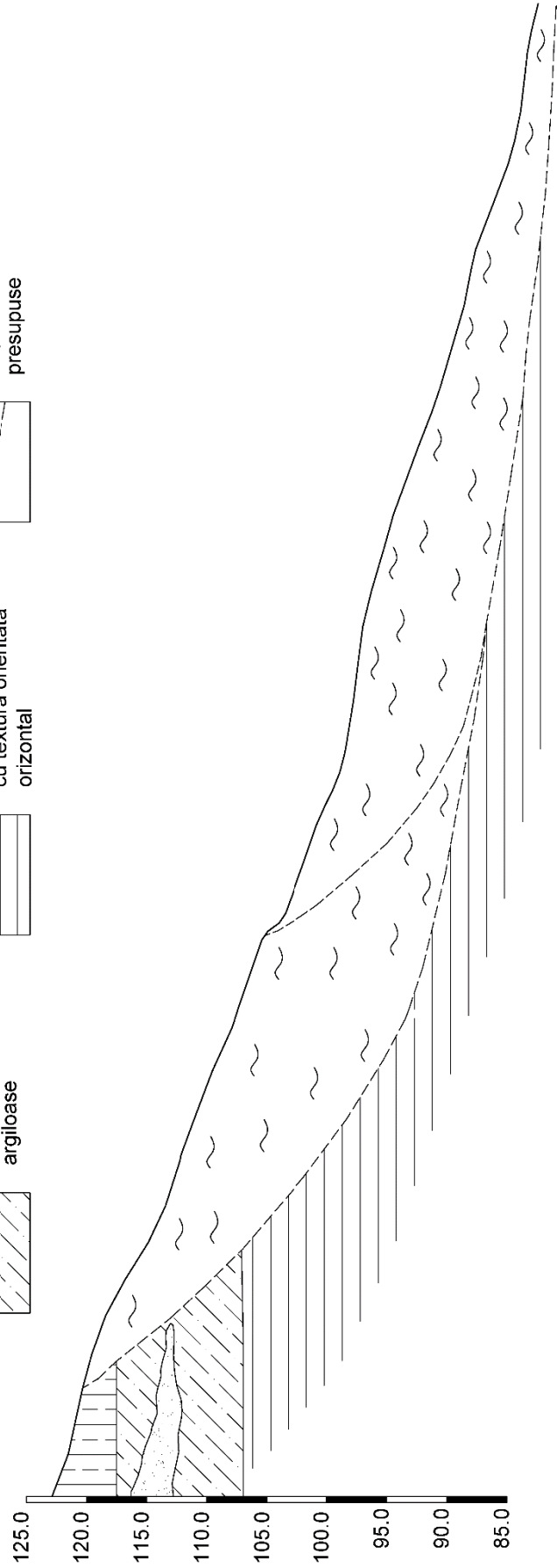


Fig.2.18. Secțiunea geologică generalizată a terenului „Valea trandafirilor”

Sursa: elaborat de autor.

2.2. Rezultatele cercetării caracteristicilor fizico-mecanice și reologice ale pământurilor

Primul pas la efectuarea analizei reologice este determinarea valorilor unghiului de frecare interioară (φ_w), legăturilor de coerență reversibile (Σ_w), legăturilor coeziunii structurale (C_c), coeziunii hidrocoloidale ireversibile ($\Sigma_{w,rig}$) și a limitei de fluaj (τ_{lim}).

În multe cazuri, în același rând și referitor la fenomenul de alunecare cercetat în argilele neogene din pământurile Moldovei, condițiile locale nu permit utilizarea directă a expresiei teoretice care determină mărimea limitei de fluaj pentru pământurile cu structură naturală. În condițiile actuale, aceasta ține de structura și textura neomogenă a rocilor. E de menționat că deși au fost efectuate cercetări semnificative privind determinarea limitei de fluaj, această problemă nu a fost soluționată pe deplin până astăzi.

Aceasta ține în special de faptul că încă nu sunt studiate particularitățile naturii coeziunii structurale ireversibile (C_c).

Legăturile ireversibile ale coeziunii structurale pot avea caracter ionic, putând fi determinate de legăturile cimentării, cristalizării ș. a. În toate cazurile acestea sunt ireversibile. Însă, după cum demonstrează cercetările academicianului V.D.Kazarnovcki [94], și coerența hidrocoloidală (Σ_w) în pământurile argiloase de consistență tare și semitare, cu care ne confruntăm în timpul cercetărilor rocilor, care formează versanții din Moldova, de asemenea, poate condiționa caracterul fragil și ireversibil a deformațiilor de forfecare. De aceea, este posibil, ca aceasta, ca și în cazul legăturilor ireversibile ale coeziunii structurale (C_c) să determine, într-o măsură mai mare sau mai mică, mărimea limitei de fluaj [123, 169].

Această problemă rămâne insuficient studiată. Totodată, din punct de vedere al analizei reologice, problema are importanță primordială.

În acest sens, nu ne putem baza definitiv pe schemele teoretice și apare necesitatea de a determina mărimea calculată a limitei de fluaj pentru a identifica tipurile diferite de pământ pe cale experimentală.

Investigațiile privind determinarea limitei de fluaj au fost efectuate pentru:

- a) argilele neogene din straturile de bază ale pământului cu structură nealterată;
- b) argilele neogene din straturile de suprafață ale pământului cu structură naturală.

În continuare vom expune descrierea rezultatelor cercetărilor efectuate.

Rezultatele experimentelor

Determinarea experimentală a valorii limitei de fluaj pentru variate tipuri de pământ studiate s-a efectuat în condiții de laborator prin metoda “vitezei constante” și prin metodologia perfectată de S.N.Sotnikov și V.N.Polcanov [127].

Au fost cercetate mostre de pământ cu valori apropiate ale umidității și indicelui de plasticitate (pentru tipurile de pământuri identificate anterior). Cercetările s-au efectuat la sarcina verticală $p_v = 100 \dots 500 \text{ kPa}$, în aparatele de forfecare după sistemul Maslov-Lurie (fig.2.19). Au fost supuse încercărilor mostre cu înălțimea $h = 3,5 \text{ cm}$, cu distanța de $1,0 \text{ cm}$ dintre părțile mobile ale aparatului, care generează forfecarea. Pentru menținerea umidității permanente a pământului, mostra a fost învelită cu cauciuc. Cu scopul de a proteja mostra de strivire, pe aceasta au fost îmbrăcate suplimentar inele subțiri de metal. Pe inelul de sus a fost plasat indicatorul, pentru înregistrarea deformației (λ) mostrei sub acțiunea efortului de forfecare. Presiunea verticală asupra mostrei era transmisă în aparate nemijlocit prin ramă, fixată rigid de partea mobilă de sus, ceea ce permitea a evita înclinarea mostrei la deformații mari.



Fig.2.19. Determinarea experimentală a limitei de fluaj

Sursa: foto de autor.

Determinarea limitei de fluaj a argilelor neogene din straturile de bază prin metoda “vitezei constante”

Pentru argilele din stratul de bază au fost efectuate 23 de experimente, fiind dată mărimea vitezei de deformare: 12 – pe mostre cu structura alterată (paste) și 11 – pe mostre cu structură naturală.

În baza rezultatelor experimentelor privind determinarea limitei de fluaj prin metoda “vitezei constante” când $v = a \cdot 10^{-5} \dots a \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$, autorul tezei, pe lângă altele, a făcut încercarea de a determina influența vitezei de deformare asupra valorii limitei de fluaj.

Paralel a fost cercetată influența presiunii verticale, umidității și consistenței pământului asupra valorii limitei de fluaj. Cercetările au fost efectuate pe mostre cu structură și umiditate naturală, după care au fost umezite suplimentar în lăzi cu nisip umed, precum și pe mostre cu structură alterată, îndesate suplimentar.

Mostrele cu structură alterată au fost pregătite în condiții de comprimare statică îndelungată sub diferite presiuni. Durata de rezistență a presiunii de comprimare a fost determinată la sfârșitul procesului de consolidare, fiind aplicată o sarcină anumită, care a fost fixată de indicator. Astfel a fost obținută valoarea umidității-densității necesare pentru mostrele special pregătite. Mostrele pregătite astfel au fost supuse experimentului în condiții de forfecare lentă cu “viteză constantă” $v = 4,2 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$. Rezultatele experimentelor au fost inserate în tabelul A1.1 și reflectate în figurile 2.20-2.24.

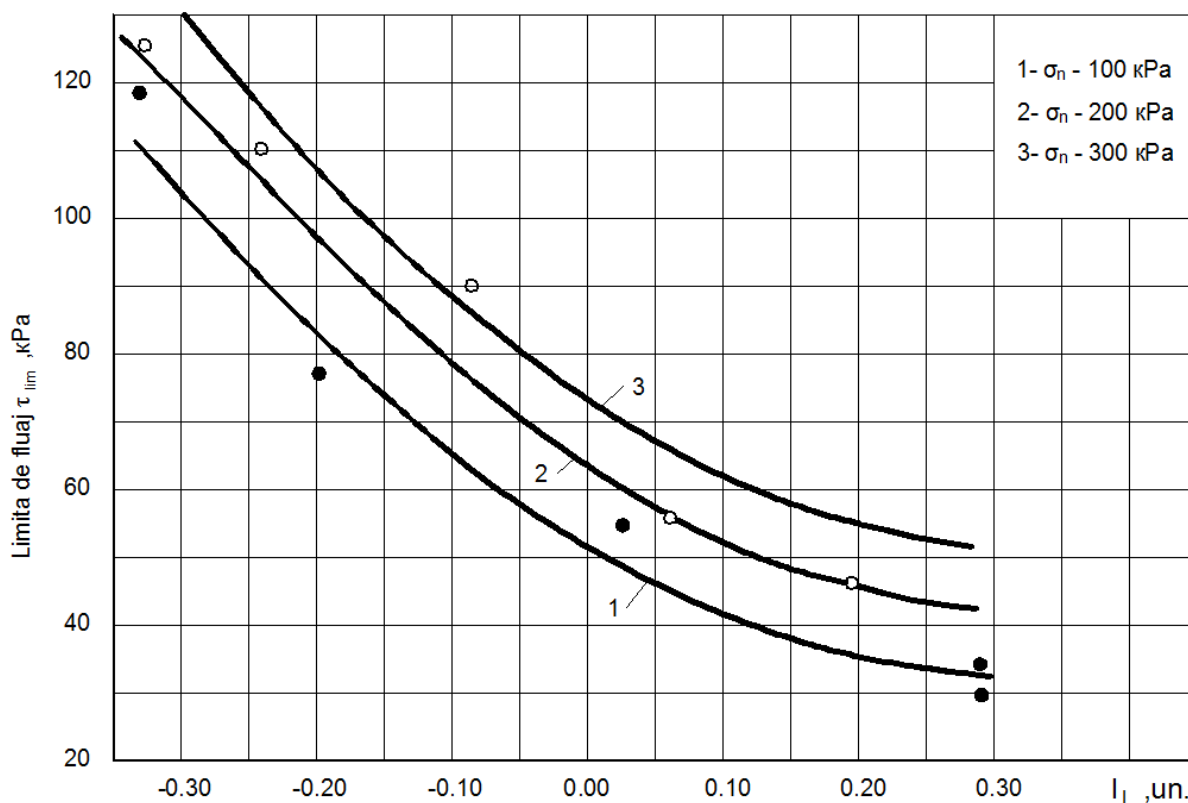


Fig.2.20. Dependența limitei de fluaj de consistență; experimentul prin “viteza constantă” $v = 4,2 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s}$, pe mostrele cu structură alterată, $I_p = 18,0$

Sursa: elaborat de autor.

Reprezentarea grafică a valorilor experimentale obținute, deși au fost efectuate un număr mic de experimente, a permis identificarea caracterului dependenței limitei de fluaj de consistență și presiunea normală, precum și a coeziunii și unghiului de frecare interioară de consistență. Cu

regret, din cauza strivirii pământului prin inelele dispozitivului, nu s-a reușit obținerea valorilor experimentale ale limitei de fluaj pentru consistența plastic-moale.

În diapazonul consistenței de la tare la plastic-vârtoasă se observă o scădere bruscă a limitei de fluaj. Dependența de tipul $\tau_{lim} = f(\sigma_n)$ este liniară. Se observă reducerea progresivă a coeziunii, ce corespunde limitei de fluaj, la majorarea consistenței.

Reducerea maximală este caracteristică pentru tranziția de la consistența tare la cea semitvârtoasă. Pentru $I_L = -0,20$, $C_{lim} = 72 \text{ kPa}$, pentru $I_L = 0,10$, $C_{lim} = 30 \text{ kPa}$, $\Delta C_{lim} = 42 \text{ kPa}$.

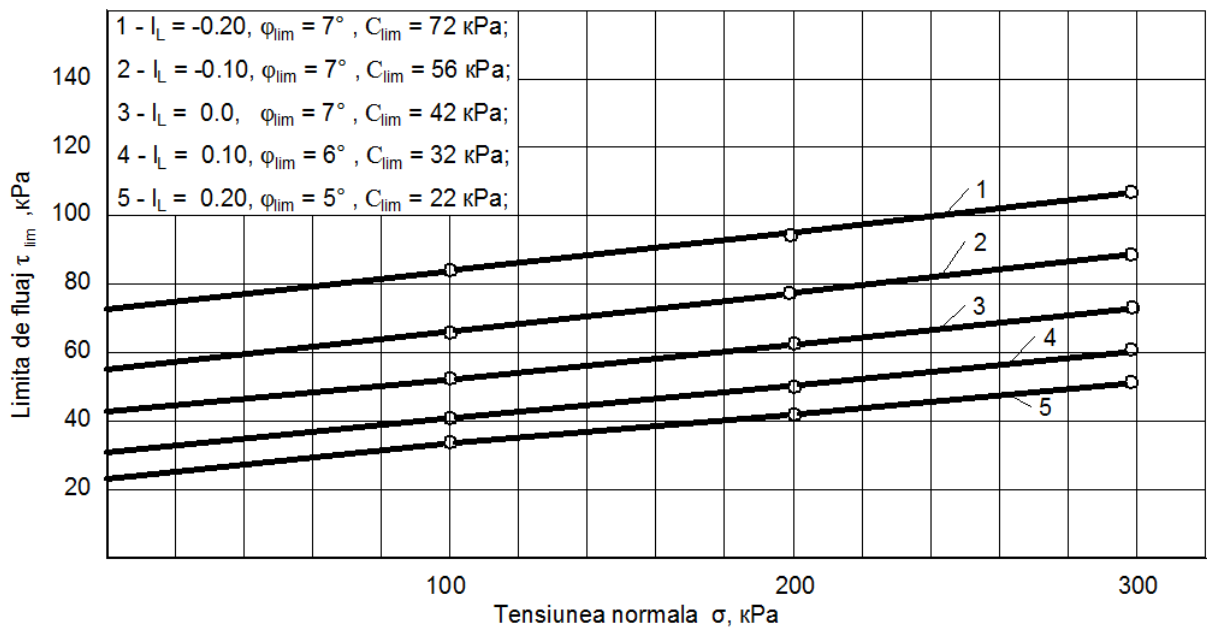


Fig.2.21. Dependenta limitei de fluaj de presiunea normală

Sursa: elaborat de autor.

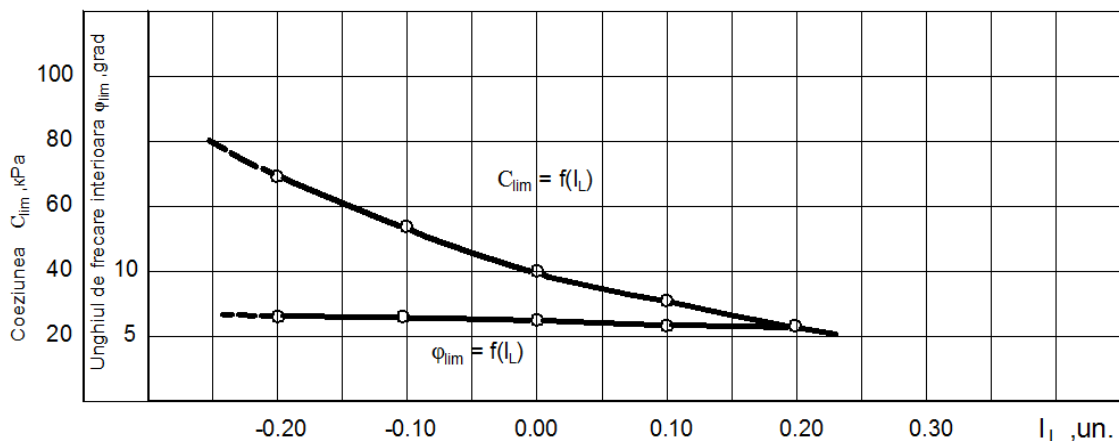


Fig.2.22. Dependenta coeziunii și unghiului de frecare interioară ce corespund limitei de fluaj față de consistență

Sursa: elaborat de autor.

La tranziția consistenței din semitare în plastic-vârtoasă, reducerea limitei de fluaj încetinește: pentru $I_L = 0,25$, $C_{lim} = 20 \text{ kPa}$, $\Delta C_{lim} = 10 \text{ kPa}$.

După caracterul curbei $C_{lim} = f(I_L)$ se poate presupune o reducere ulterioară a coeziunii, ce corespunde limitei de fluaj.

Unghiul de frecare interioară φ_{lim} în diapazonul consistenței: tare – plastic-vârtoasă, practic nu se schimbă și constituie $\varphi_{lim} = 5...7^\circ$.

Fără a pretinde la generalizări stricte și ținând cont de rezultatele cercetărilor efectuate, putem presupune că odată cu creșterea vitezei de deformare, se observă și creșterea valorii limitei de fluaj.

Pe mostrele cu structură naturală au fost efectuate 11 experimente de lungă durată. Experimentele au fost efectuate la diferite viteze de deformare: $v = 8.3 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$, $v = 1.9 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$, $v = 5.3 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$, $v = 5.8 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$, $v = 6,4 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$. Experimentele au durat de la 7 ore până la 62 diurne. Rezultatele acestor experimente sunt prezentate în tabelele A1.2, A1.3, iar reprezentarea grafică în figura 2.23.

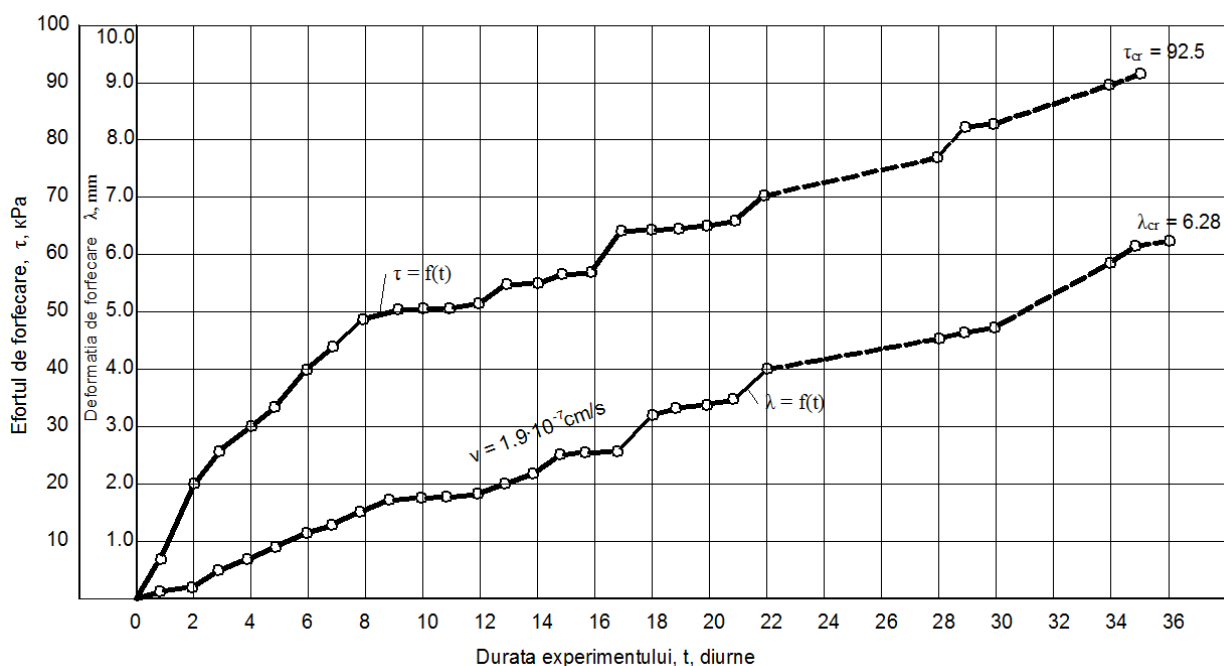


Fig.2.23. Determinarea limitei de fluaj conform experimentului cu “viteza constantă”. Mostre cu structură naturală după o umezire suplimentară. “Ocolirea s.Porumbrei”, sonda 14 h = 12,5 m (lab.nr.107)

Sursa: elaborat de autor.

Au fost supuse cercetărilor cu viteza $v = 8.3 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$ mostre de argile prăfoase pestrițe fără fisuri evidente cu consistența semitare în diapazonul indicilor de fluiditate $I_L = 0,01...0,07$ la

trei valori ale presiunii verticale $\sigma = 100, 200$ și 300 kPa (tab. A1.2). După cum se observă din tabelul A1.2, efortul critic de forfecare și limita de fluaj (limita rezistenței de lungă durată) se caracterizează prin valori mari. Aceasta mărturisește despre faptul că dacă în zona de apariție a forfecării nimeresc particule prăfoase, reducerea bruscă a rezistenței în procesul de dezvoltare a deformației nu are loc, iar la atingerea valorilor critice are loc așchierea bruscă.

Experimentele cu $v = 5.8 \cdot 10^{-8}$ cm/s au fost efectuate la presiune normală $\sigma = 100$ kPa pe mostre de pământ cu argile surii-verzui cu textură monolită, fără fisuri. Au fost supuse experimentului mostre cu structură naturală, precum și mostre umezite în lăzi cu nisip umed. Aceasta a făcut posibilă lărgirea diapazonului de modificare a consistenței ($I_L = -0,08 \dots 0,40$) și urmărirea caracterului schimbărilor limitei de fluaj în dependență de indicele de lichiditate. După cum se observă din figura 2.24, luând în considerație valorile experimentale, se distinge micșorarea limitei de fluaj la mărirea consistenței mostrelor încercate.

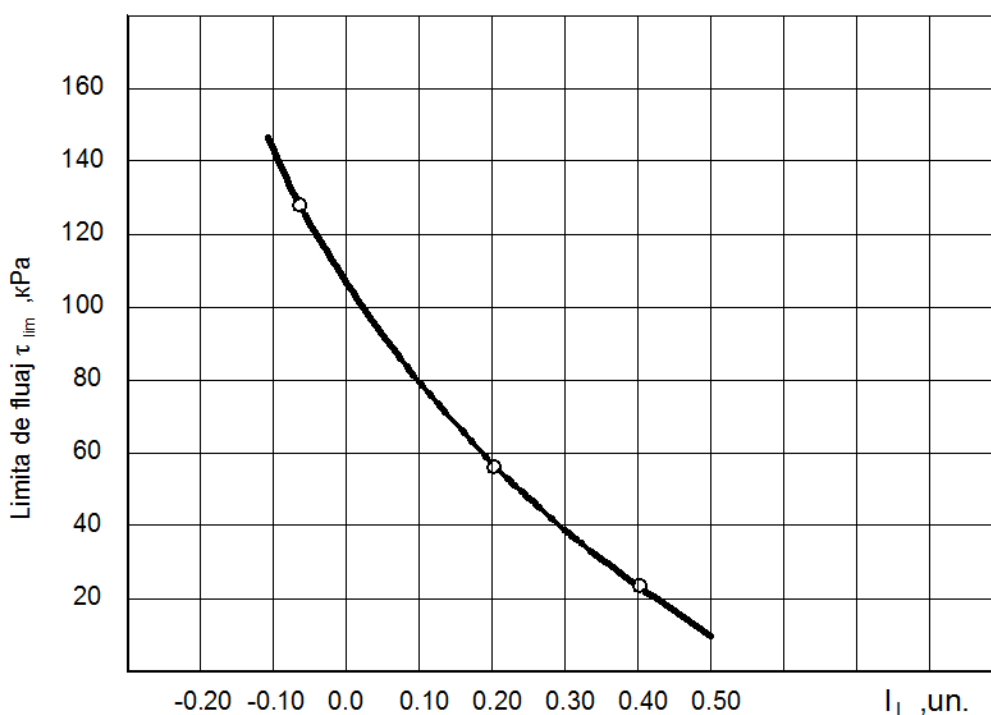


Fig.2.24. Graficul dependenței limitei de fluaj de consistență la viteza $v = 5,8 \cdot 10^{-8}$ cm/s (argile surii-verzui, nealterate, fără suprafață de alunecare (monolite))

Sursa: elaborat de autor.

Determinarea limitei de fluaj a argilelor neogene din stratul de suprafață

Sucesiunea determinării limitei de fluaj în acest caz este analogică cu descrierea de mai sus a straturilor de bază.

Metoda “cu viteza constantă”

a) experimentul cu viteza $v = 8.3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

Au fost supuse încercărilor mostre de pământ cu consistență tare, în diapazonul de umiditate $W = 0,256 \dots 0,315$ și indicele de plasticitate $I_p = 38,3 \dots 40,3$ la valori medii corespunzător egale cu $W = 0.284$; $I_p = 39$; $I_L = 0.04$.

Rezultatele experimentelor efectuate sunt prezentate în tabelul A1.3. Valoarea limitei de fluaj a argilelor neogene din stratul de suprafață în experimentele cu $v = 8.3 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ pot fi reprezentate prin expresia: $\tau_{limon} = p \text{ tg} 12^\circ + 90 \text{ kPa} = 0,21p + 90 \text{ kPa}$.

b) experimentul cu viteza $v = 5.8 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

Cu scopul lărgirii diapazonului datelor de umiditate și, corespunzător, consistența pământului, o parte din mostre au fost în prealabil umezite în lăzi cu nisip umed. Prin aceasta s-a putut determina valoarea limitei de fluaj în intervalul de consistență tare și plastic-vârtoasă.

Rezultatele experimentelor efectuate sunt prezentate în tabelul A1.3.

Valorile obținute la determinarea experimentală a limitei de fluaj corelează destul de convingător cu graficul general de tipul $\tau_{limon} = f(I_L)$, cu ajutorul căruia V.N.Polcanov a obținut funcțiile $\varphi_{limon} = f(I_L)$ și $C_{limon} = f(I_L)$ redată în figura 2.25.

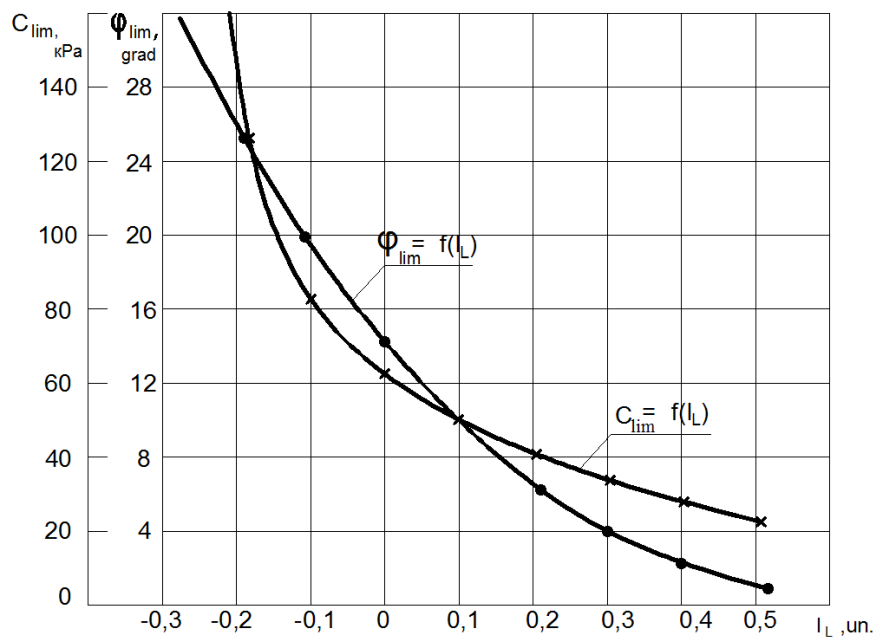


Fig.2.25. Funcțiile unghiului de frecare interioară φ_{lim} și ale coeziunii C_{lim} ce corespund limitei de fluaj în dependență de consistență

Sursa: conform datelor [127] cu includerea rezultatelor obținute de autor.

Utilizând funcțiile obținute referitor la valoarea de calcul a consistenței argilelor neogene și, corespunzător, a stratului de suprafață și de bază, care servesc drept date inițiale pentru analiza ulterioară a posibilității dezvoltării deformației de curgere lentă, au fost

adoptate următoarele valori de calcul ale limitei de fuaj: - pentru stratul de suprafață: $\tau_{limon}^{calc.s} = 0,16p + 40$ kPa; - pentru stratul de bază: $\tau_{limon}^{calc.b.} = 0,25p + 75$ kPa;; - pentru zona cu rezistență scăzută: $\tau_{limon}^{calc.red} = 0,09p + 9$ kPa.

Suplimentar la cercetările efectuate, au mai fost realizate experimente după metoda propusă de IITD.

Cercetările au fost efectuate pe 40 de mostre, extrase din sonde, situate în limitele terenului alunecător, dintre care 35 au fost supuse încercărilor la aparate de forfecare cu suprafață plană, printre care 29 în condiții de forfecare rapidă, 5 – după metoda “cu viteză constantă” la $v = a \cdot 10^{-8}$ m/s ; 6 – la aparate de compresiune monoaxială.

Forfecarea fost efectuată pentru trei valori ale presiunii verticale 0,1; 0,2; 0,3 MPa. În total au fost prelucrate 207 rezultate de forfecare plană, dintre care în 76 cazuri după suprafața naturală; în 67 cazuri – pe suprafețe pregătite și în 64 cazuri – pe suprafețe pregătite, suplimentar umezite.

Paralel au fost determinate caracteristicile fizice ale mostrelor de pământ conform metodologiei standard.

Prelucrarea rezultatelor s-a efectuat analogic prelucrării statistice a elementelor geologico-inginerești (EGI), obținute în baza materialelor din teren și precizate la deconservarea mostrelor. Valorile normative ale indicilor compoziției și stării pământurilor cercetate sunt date în tabelul A1.4.

În legătură cu faptul că numai în masivul de pământ format din roci argiloase neogene-meotis nealterate au fost identificați șase EGI, fiecare din ele în etapa respectivă de cercetare este caracterizat doar printr-un eșantion relativ mic de probe. Aceasta nu a permis identificarea precisă EGI după proprietățile lor fizice.

În timp ce valorile specifice ale umidității tuturor mostrelor experimentate se află în limitele 16,9-26,8%, intervalul valorilor medii ale umidității pentru fiecare EGI se îngustează. Conform datelor obținute, cele mai mici valori ale umidității sunt caracteristice argilelor nisipoase cuaternare ($W = 19,7\%$) și argilelor prăfoase pestrițe neogene-meotis ($w = 19,6\%$). În celelalte EGI se observă o oarecare mărire a umidității (până la $W = 24,3\%$).

Valorile densității pământurilor cercetate se schimbă în limite mari: de la 1,92 g/cm³ până la 2,11 g/cm³. Această dispersare semnificativă poate fi explicată prin particularitățile structural-texturale ale argilelor. Valori scăzute sunt caracteristice argilelor nisipoase cuaternare, precum și argilelor neogene-meotis cu un conținut mărit de incluziuni de carbonați. Valori maxime au argilele prăfoase mai dense, precum și argilele surii-verzui

nealterate fără suprafețe de alunecare. În argilele cu suprafețe de alunecare densitatea scade la $0,04 \text{ g/cm}^3$. Aceste argile au, de asemenea, valori scăzute ale densității scheletului pământului; se observă o oarecare mărire a porozității și coeficientului de porozitate.

Este semnificativă și dispersarea datelor experimentale a caracteristicilor de plasticitate: $W_L = 40,5 \dots 65,9$; $W_p = 19,1 \dots 35,4$; $I_p = 18,4 \dots 34,7$. După indicii de plasticitate și caracteristicile umidității se evidențiază destul de bine argilele prăfoase.

Consistența pământurilor cercetate în straturi, în general, este tare. Excepție fac doar argilele surii-verzui cu suprafețe de alunecare pentru care valorile medii ale indicelui de fluiditate constituie $I_L = 0,04$ (consistență semitare). Însă și în limitele acestor pământuri se observă mostre cu consistență tare.

Gradul de umiditate al tuturor mostrelor încercate se apropie de unitate.

Rezultatele obținute corespund concepțiilor formate despre mecanismul de alunecare. Drept zonă cu rezistență scăzută se cercetează argilele nealterate surii-verzui cu suprafețe de alunecare, care se deosebesc prin umiditate și consistență ridicată și valori reduse ale densității.

Cele expuse mai sus sunt confirmate de rezultatele obținute în urma cercetării proprietăților de rezistență ale pământului (tab.A1.5, A1.6). Pentru toate EGI cercetate se observă o dispersie semnificativă a valorilor obținute în experiment. În acest sens, dispersia maximală revine la trei tipuri diferite de argile: prăfoase, pestrițe cu textură „noduroasă”, surii-verzui cu suprafețe de alunecare.

Valorile ridicate ale rezistenței la forfecare a argilelor prăfoase sunt condiționate de metodologia imperfectă de încercare la forfecare, când în zona de forfecare persistă straturi prăfoase subțiri și straturi nisipoase, în același timp, având umiditate joasă.

Valori maxime ale rezistenței de forfecare s-au observat în mostrele luate din sondele nr.12 de la adâncimea de 11 metri. Forfecarea acestor mostre s-a petrecut în salturi. Distrugerea s-a petrecut în formă de așchiere bruscă fragilă.

Dispersarea valorilor experimentale ale argilelor bulgăroase pestrițate se explică în primul rând prin gradul de păstrare a structurii primare a argilelor, precum și de conținutul de incluziuni ale carbonaților, mărimea cărora în unele cazuri a ajuns până la 2-5 centimetri.

Pentru majoritatea mostrelor experimentate rezistența la forfecare diferă de 1,5-1,7 ori. Numai într-un singur experiment de încercare a mostrei luate din sonda nr.16 de la adâncimea de 6,5-6,7 m ($W = 23,6\%$; $W_L = 65,9\%$; $W_p = 31,2\%$; $I_L = 0,22$) pentru $\sigma = 0,3 \text{ MPa}$, rezistența la forfecare a constituit $S = 0,60 \text{ MPa}$, care depășește de aproximativ 3 ori valoarea medie și de 3,5 ori valoarea minimală a rezistenței la forfecare la presiunea verticală dată.

Un interes deosebit în ceea ce privește identificarea influenței asupra rezistenței prezența zonelor naturale cu rezistență scăzută îl reprezintă argilele surii-verzi monolite cu suprafețe de alunecare. Prezența acestor suprafețe de alunecare împiedică obținerea relației de tipul $S = f(\sigma)$.

S-a demonstrat, de exemplu, că pentru mostrele selectate din sonda nr.6 de la adâncimea de 13,8-14,0 m, pentru $\sigma = 0,2$ MPa, rezistența la forfecare a constituit $S = 0,22$ MPa, pentru $\sigma = 0,3$ MPa – $S = 0,20$ MPa; pentru mostra selectată din sonda nr.15, adâncimea de 10,3-10,5 m, și încercată la $\sigma = 0,3$ MPa, rezistența la forfecare este mai joasă decât a mostrei încercată la $\sigma = 0,1$ MPa; $S_3 = 0,150$; $S_1 = 0,168$ MPa. Pentru mostrele prelevate din sonda nr.12 de la adâncimea de 8,3-8,5 m, la o încărcare verticală $\sigma = 0,2$ MPa au fost efectuate încercări de forfecare asupra a două mostre. La prima rezistența de forfecare a constituit $S = 0,615$ MPa; la cea de-a doua – $S = 0,280$ MPa. Exemplele citate permit a trage concluzia că în masivul de pământ rezistența argilelor surii-verzi poate scădea brusc din cauza existenței zonelor naturale cu rezistență scăzută. În comparație cu alte EGI, argilele descrise au valori ale rezistenței mai mici decât medii-minimale $S = 0,124$ MPa.

Pentru identificarea ulterioară a zonelor naturale cu rezistență scăzută aflate în pământurile cercetate și determinarea valorilor de calcul ale caracteristicilor de rezistență în zonele cu mișcări de alunecare au fost efectuate experimente cu compresiune monoaxială (fig.2.26). Rezistența pământurilor a fost determinată prin presarea mostrelor. Mostrele pentru experiment au fost preparate în prealabil în formă de cilindru cu înălțimea $h = 20$ cm și diametrul $d = 10,8$ cm. Deformația mostrei cercetate a fost verificată cu ajutorul dinamometrului DOSM-3-1. Pentru prelucrarea rezultatelor a fost construit graficul de calibrare ca funcție a încărcării pe platformă și datelor indicatorului.

Tensiunea de forfecare maximă s-a determinat din expresia $\tau_{\max} = \frac{P}{2}$.

În lipsa forțelor de frecare interioară în rocă, rezistența la așchiere se va determina ținând cont de valoarea forțelor legăturilor structurale rigide, adică:

$$C_c = S = \tau_{\max}.$$

Dacă forțele de frecare interioară se manifestă, atunci:

$$C_c = \frac{1}{2} P_{pas0} \cdot \operatorname{tg}(45 - \frac{\varphi}{2}).$$

Reieșind din aceste premise teoretice, s-au obținut valorile coeziunii și ale unghiului de frecare interioară pentru mostrele cercetate.

Rezultatele experimentelor au fost incluse în tabelul A1.7.



Fig.2.26. Încercarea mostrei la compresiunea monoaxială

Sursa: foto de autor.

Din analiza rezultatelor obținute putem trage următoarele concluzii. Rezistența medie a argilelor surii-verzui nealterate cu suprafețe de alunecare, indiferent de EGI identificat, este puțin mai joasă comparativ cu rezistența acestor argile fără suprafețe de alunecare și practic coincide cu rezistența medie a argilelor pestrițe cu textură “noduroasă”.

Pentru identificarea completă a naturii rezistenței argilelor din pământurile Moldovei este necesar de a continua experimentele expuse mai sus.

Din analiza rezultatelor obținute la forfecare se trage concluzia că în calitate de valori de calcul al caracteristicilor de rezistență a pământurilor pentru evaluarea prealabilă a stabilității de lungă durată a versanților pot fi luate valorile obținute din experimentul la forfecare cu suprafața pregătită, suplimentar umezită și egale cu: $\varphi_l = 7^\circ$; $C_l = 14 \text{ kPa}$. Pentru efectuarea analizei reologice cu scopul evaluării posibilității dezvoltării deformației de curgere lentă, valoarea coerenței pământului poate fi adoptată $\Sigma_w = 23 \text{ kPa}$, iar unghiul de frecare interioară $\varphi_w = 5^\circ$.

Concluzii la capitolul 2

În urma observărilor făcute asupra situației geomorfologice și geologice, efectuării cercetărilor în teren pot fi trase următoarele concluzii:

1. Fenomenele de alunecare observate posedă caracter reologic.
2. Stratul superior al versanților cercetați se află în stare apropiată de echilibrul-limită.
3. Procesele de alunecare se datorează ridicării regionale a teritoriilor și proceselor de eroziune din cauza dezvoltării rețelei acvatice și de ravene.
4. Starea naturală vizuală a terenului nu permite identificarea cauzei principale a fenomenului de alunecare cercetat.
5. Argilele sarmatiene din care este format masivul alunecător se caracterizează printr-o limită de fluj cu valori destul de înalte, ceea ce exclude posibilitatea ditrugerii rezistenței structurale a acestor roci.
6. În același timp, rezistența argilelor sarmatice cercetate din masiv poate fi redusă din cauza existenței zonelor naturale cu rezistență scăzută.
7. Valorile experimentale ale limitei de fluj obținute în dependență de presiunea verticală și consistență, permit determinarea valorilor de calcul ale parametrilor φ_{lim} și C_{lim} , referitor la diferite stări ale pământului după criteriul “densitate-umiditate”.
8. Au fost determinate valorile de calcul ale caracteristicilor de rezistență ale pământurilor pentru evaluarea stabilității de lungă durată a versanților și efectuarea analizei reologice cu scopul determinării posibilității dezvoltării deformațiilor de curgere lentă. Și anume: $\varphi_{\infty} = 7^{\circ}$; $C_{\infty} = 14 \text{ kPa}$; $\varphi_{lim} = 5^{\circ}$; $C_{lim} = 9 \text{ kPa}$; $\varphi_{\Sigma_w} = 5^{\circ}$; $\Sigma_w = 23 \text{ kPa}$. Valorile obținute ale caracteristicilor reologice au servit drept date de bază pentru evaluarea stabilității a 5 versanți alunecători, precum și pentru determinarea valorilor presiunii de alunecare.

3. EVALUAREA STABILITĂȚII A VERSANȚILOR CERCETAȚI CU AJUTORUL ANALIZEI REOLOGICE

3.1. Prognozarea posibilității de dezvoltare a deformațiilor de fluaj în versanții cercetați

Cercetările efectuate de către autor au demonstrat că pronosticarea deformațiilor de curgere lentă, care determină stabilitatea de lungă durată a versanților și taluzurilor din Moldova, poate fi efectuată utilizând teoria fizico-tehnică a fluajului propusă de N.N.Maslov, ținând cont de caracteristicile reologice ale argilelor neogene, care formează majoritatea versanților și taluzurilor.

La baza calculelor reologice efectuate au fost puse următoarele ipoteze:

1. Prognozarea intensității deformațiilor de lungă durată a versanților, a edificiilor amplasate pe ele trebuie efectuată referindu-se la stadiul de amortizare (stingere) a fluajului, când structura pământului practic nu este alterată și nu există riscul de tranziție a deformației în fluaj stabilizat, apoi în fluaj accelerat, care ar conduce la distrugerea pământului.
2. La efectuarea prognozei trebuie să se țină cont de faptul că trecerea pământului în stare de fluaj cu viteza deformației, care are importanță practică, poate fi posibilă doar la o stare de tensiune oarecare determinată de proprietățile pământului (tensiunea tangențială primară, limita de fluaj ș.a.).
3. Evidența factorilor de amortizare a fluajului în timp la prognozarea intensității (stingerii) lui și existența unei stări-limită de tensiune trebuie să se bazeze pe indicii ce caracterizează proprietățile reologice ale pământurilor, fiind determinați în stadiile incipiente ale proiectării, conform datelor din tabel, iar, în continuare, pe cei obținuți pe cale experimentală.

Condițiile de lucru al pământurilor argiloase sub influența tensiunilor tangențiale în timp pot fi exprimate prin caracteristicile fluajului menționate mai sus.

După cum s-a observat, sunt cunoscute multe cazuri de pierdere a stabilității versanților, care și-au păstrat stabilitatea permanent în timp mai mulți ani și brusc s-au prăbușit în urma deformațiilor și a reducerii semnificative a rezistenței pământurilor, care formau versanții. În acest sens, nu fac excepție nici majoritatea versanților care formează relieful actual al republicii.

Investigațiile efectuate de autorul acestei teze confirmă ipotezele lui V.N.Polcanov și concluziile privind valoarea coeficientului de stabilitate a versanților real-alunecători din Moldova, care, conform calculelor obișnuite, depășește cu mult unitatea.

Observările detaliate asupra umidității mostrelor de pământ, care au fost supuse unui număr de încercări, demonstrează că acest factor reduce coeficientul de stabilitate într-o măsură neînsemnată. În aceeași măsură nu au fost obținute rezultate pozitive nici pentru evidența presiunilor hidrostatice și hidrodinamice, precum și a acțiunilor seismice [128].

Soluționarea problemei are o perspectivă mai avansată în baza principiilor generale ale teoriei rezistenței de lungă durată a pământurilor argiloase propusă de profesorul N.N.Maslov [109-112].

În acest context, vom enumera principiile generale ale efectuării analizei reologice:

1. Scopul analizei reologice constă în dezvăluirea naturii și cauzelor fenomenului de alunecare, ascunse, în esență, și „inaccesibile” la utilizarea metodelor obișnuite.

2. Esența analizei reologice rezumă la identificarea posibilității de pierdere a stabilității generale a versanților-alunecători în timp, care sunt stabili în momentul cercetării.

3. Determinarea acestei situații presupune cercetarea unei posibile reduceri a rezistenței pământurilor argiloase în timp, în condițiile asigurării stabilității generale a versanților, la deformarea lor lentă, datorită manifestării fluajului.

4. Reducerea rezistenței se datorează distrugerii legăturilor coeziunii structurale și părții rigide a legăturilor de coerență a pământurilor argiloase cu consistență vârtoasă.

5. La soluționarea problemei trebuie să se țină cont de compararea „limitei de fluaj” (τ_{lim}) cu tensiunea de forfecare care acționează în masivul versantului (τ_{max}).

Din expresia (3.1) este evident că deformația de curgere lentă este posibilă la mobilizarea coerenței pământului în condiții de asigurare a stabilității generale a versanților, cu condiția:

$$\tau_{max} > \tau_{lim} \quad (3.1.)$$

6. Pentru evaluarea stabilității de lungă durată a versanților sunt necesare un șir de calcule privind determinarea coeficientului de stabilitate pentru diferite valori ale parametrilor rezistenței.

În cazul când:

$$\begin{cases} K_{\varphi_w \Sigma_w C_c} > 1.0 \\ K_{\varphi_w C_c} > 1.0 \end{cases} \quad (3.2.)$$

deformația de curgere lentă este imposibilă. Stabilitatea generală a versantului este asigurată.

În condițiile:

$$\begin{cases} K_{\varphi_w \Sigma_w C_c} > 1.0 \\ K_{\varphi_w C_c} < 1.0 \end{cases} \quad (3.3.)$$

are loc asigurarea generală a stabilității versantului în condițiile manifestării deformației de fluaj și, corespunzător, se distrug legăturile rigide ale coeziunii structurale în pământurile argiloase ($C_c \rightarrow 0$).

În condițiile când:

$$\begin{cases} K_{\varphi_w} < 1.0 \\ K_{\Sigma_w} > 1.0 \end{cases} \quad (3.4.)$$

versantul, de asemenea, este stabil, dar este expus fluajului.

În sfârșit, dacă:

$$K_{\varphi_w \Sigma_w} < 1.0, \quad (3.5.)$$

se atestă pierderea stabilității versantului.

În expresiile (3.2-3.5), indicii coeficientului de stabilitate corespund caracteristicilor de rezistență incluse în calcule.

În condițiile examinate reprezintă un deosebit interes reducerea rezistenței pământului în cadrul fluajului din cauza distrugerii absolute a legăturilor rigide ale coeziunii structurale în pământurile argiloase (C_c).

În acest caz obținem:

$$\tau_{lim} = \rho_n \operatorname{tg} \varphi_w . \quad (3.6.)$$

În așa situație, intensitatea procesului reologic se mărește brusc. Corespunzător, se mărește și viteza deformației de curgere lentă și se micșorează gradul de stabilitate a versantului.

Dacă, în condiția:

$$\tau_{max} < \tau_{lim} , \quad (3.7.)$$

chiar și la distrugerea totală a coeziunii structurale, dar, totodată, respectând condiția:

$$\tau_{max} < \rho_n \operatorname{tg} \varphi_w , \quad (3.8.)$$

fluajul este exclus.

Dacă se respectă condițiile (3.7) și (3.8), dezvoltarea alunecărilor datorită deformațiilor de curgere lentă în masivul de pământ nu va avea loc. Așadar, cauzele alunecării în acest caz le putem atribui altor stări și condiții ale pământului, ce caracterizează versantul sau, în general, putem exclude fenomenul reologic din analiză ca factor decisiv al dezvoltării a alunecării de teren.

Vom explica cele expuse mai sus prin exemplul utilizării celor mai cunoscute metode de calcul al stabilității: metoda suprafeței cilindrice de lunecare și metoda forțelor orizontale în redacția lui N.N.Maslov.

Pentru evaluarea gradului de stabilitate a versanților relativ înalți și abrupti vom folosi expresia cunoscută a lui K.Terzaghi [146, 147]:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l_i)}{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i} . \quad (3.9.)$$

Această expresie corespunde metodei suprafețelor cilindrice și, de regulă, se utilizează la evaluarea gradului de stabilitate a versanților și taluzurilor care au riscul „colapsului cu forfecare și rotire” (fig.3.1).

În formă desfășurată, coeziunea totală C_w [în formula (3.9) C_i] se determină din ecuația deja cunoscută:

$$C_w = \Sigma_w + C_c,$$

unde: Σ_w – coeziunea legăturilor de natură hidrocoloidală reversibilă în pământurile argiloase; C_c – coeziunea structurală rigidă ireversibilă în pământurile argiloase.

Atunci într-o formă mai comodă pentru analiză, expresia (3.9) va avea următorul aspect:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n [P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + (\Sigma_w + C_c) l_i]}{\sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i} \quad (3.10.)$$

Amintim aici că în expresiile (3.9) și (3.10), elementele cu indicele i se referă la blocul de pământ corespunzător din cele evidențiate pe care ne imaginăm că ar avea loc alunecarea. Astfel, P_i reprezintă masa blocului; α_i – înclinarea față de orizont a tălpii blocului; φ_i și C_{wi} – corespunzător, unghiul real de frecare interioară φ_w și coeziunea totală a pământului în talpa blocului; l_i - lungimea blocului în planul desenului tehnic.

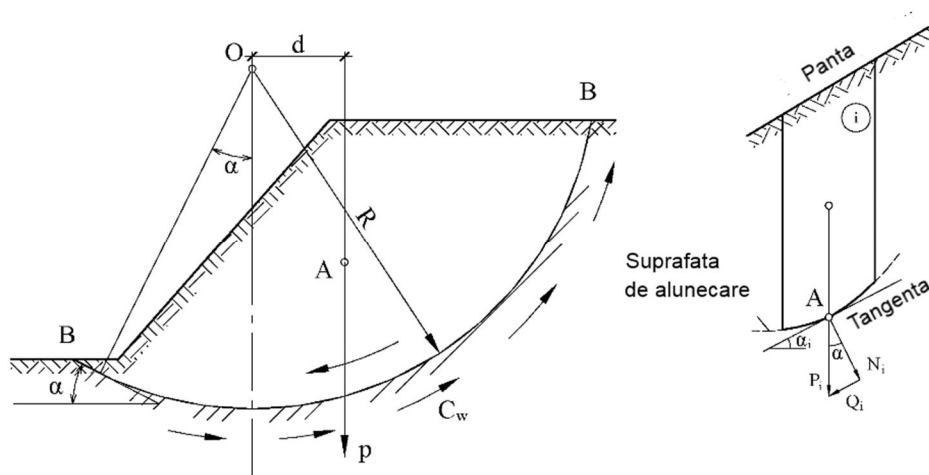


Fig.3.1. Schema de calcul pentru evaluarea stabilității versantului după metoda suprafeței cilindrice de alunecare

Sursa: elaborat de autor în baza [111].

Numărătorul acestor expresii reprezintă momentul de reținere a greutateii tuturor blocurilor, iar numitorul – momentul de rotație (brațul forțelor – raza R cercului suprafeței de alunecare față de centrul de rotație în numărătorul și numitorul acestor formule sunt simplificate).

La efectuarea calculelor mai întâi se determină valoarea coeficientului K_{cw} , aplicând formula (3.10) și incluzând în calcule unghiul real de frecare interioară și coeziunea totală ($C_w = \Sigma_w + C_c$).

Dacă ($K_{cw} > 1$), versantul poate fi considerat stabil în plan static cu o anumită rezervă, determinată de valoarea lui K_{cw} . Însă, întrebarea privind starea lui reologică rămâne deschisă.

Totodată, dacă ($K_{c_w} < 1$), versantul în toate cazurile este instabil și se cere aplicarea măsurilor de protecție.

Calculule ulterioare se efectuează excluzând legăturile de coerență, utilizând pentru aceasta expresiile (3.2)...(3.5).

Destul de des este necesară evaluarea gradului de stabilitate și deformație a versantului, ținând cont de cazul când suprafața lunecătoare este fixată. Acest caz corespunde, în particular, părții superioare a masivului de pământ, datorită unui strat de argilă slab umezită care se află în el, sau deplasării maselor deluviale pe straturile pământurilor de bază. Pentru evaluarea stabilității versanților cu suprafețe de alunecare fixate, cel mai frecvent este folosită „metoda forțelor orizontale a lui Maslov-Berer”. Esența acestei metode este reprezentată în figurile 3.2 și 3.3.

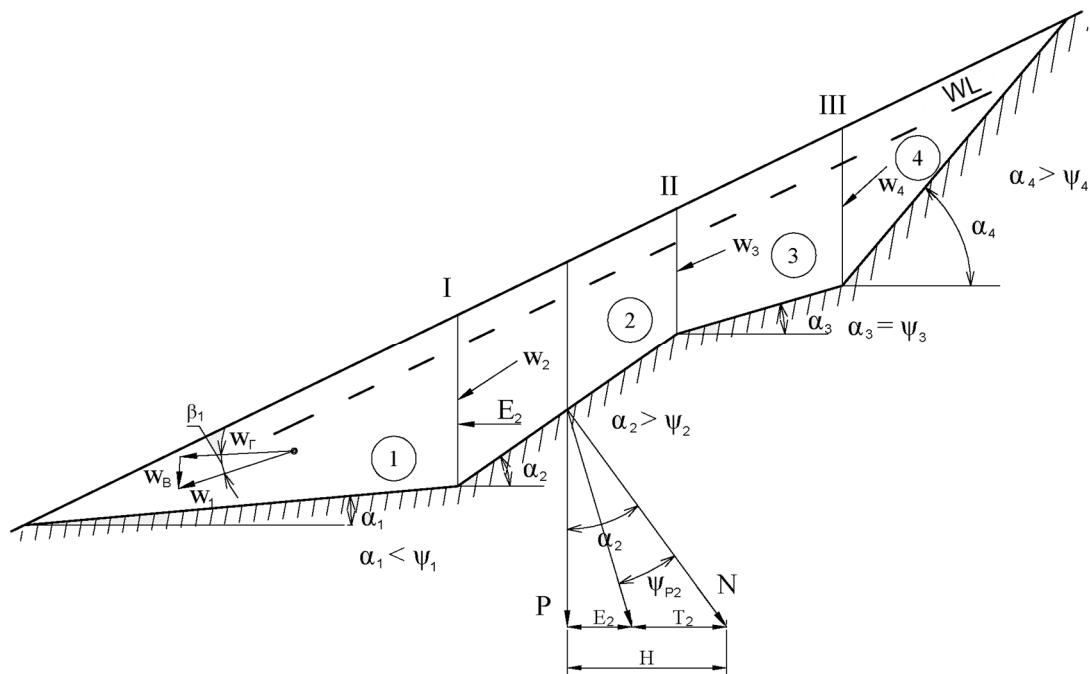


Fig.3.2. Principiul de utilizare a metodei forțelor orizontale. 1...4 – numărul blocurilor.

Sursa: elaborat de autor în baza [111].

La baza metodei au fost puse concluziile teoretice privind unghiul critic de înclinare a suprafeței de alunecare (α_{cr}), care este egal cu unghiul de rezistență la forfecare a pământului ψ_p , adică. $\alpha_{cr} = \psi_p$ la tensiune normală (ρ_n), ce corespunde condițiilor respective.

Este evident că pe sectorul cu suprafață lunecătoare cu unghiul de înclinare spre orizont ($\alpha = \psi_p$) se observă starea de echilibru; dacă ($\alpha > \psi_p$), stabilitatea proprie a blocului nu este asigurată și acesta apasă asupra blocurilor care se află mai jos, pe pantă; dacă ($\alpha < \psi_p$), blocul are o rezervă evidentă de stabilitate care servește drept contraforță pentru blocurile situate mai sus.

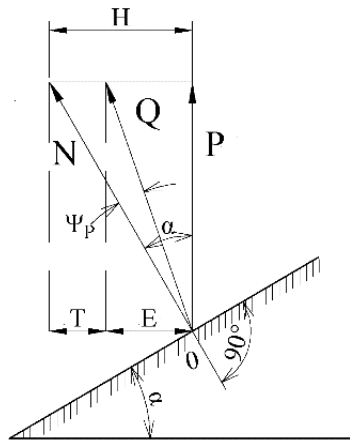


Fig.3.3. Schema de calcul utilizată în metoda forțelor orizontale

Sursa: elaborat de autor în baza [111].

În figura 3.3: N – normala la suprafața de alunecare care include reacțiunea masei P identificată în masivul alunecător al blocului de calcul; Q – analogic lui N, reacțiunea masei P, doar la existența frecării interne și a coeziunii a pământului pe suprafața alunecătoare. Orientarea forțelor Q este determinată de unghiul la normala φ , când $C = 0$, sau de unghiul rezistenței la forfecare ψ_p , pentru pământul coeziv, adică $C \neq 0$. Forța H, ca proiecție pe axa orizontală a forței N, reprezintă împingerea, adică, presiunea asupra peretelui vertical situat în jos pe panta versantului examinat, în lipsa frecării interne și a coeziunii ($\varphi = 0$ și $C = 0$) în pământ. Forța R – partea forței orizontale H preluată de frecarea internă și coeziunea pe suprafața de alunecare, E – partea neamortizată a forței orizontale de împingere H.

Evident:

$$H = P \operatorname{tg} \alpha; \quad (3.11.)$$

$$E = P \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p); \quad (3.12.)$$

$$R = H - E = P[\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p)] \quad (3.13.)$$

Prin expresiile (3.11)...(3.13) este posibilă determinarea gradului de stabilitate a fiecărui bloc examinat din masivul alunecător.

Cunoscând valorile $\Sigma (\pm H_i)$ și ΣT_i pentru tot masivul alunecător, se poate calcula coeficientul de stabilitate K prin expresia:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{\sum_{i=1}^n \pm H_i}. \quad (3.14.)$$

Acum putem scrie această expresie, utilizând relațiile (3.11) și (3.13):

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n P_i [\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}(\alpha_i - \psi_{pi})]}{\sum_{i=1}^n (\pm P_i \operatorname{tg}\alpha_i)}. \quad (3.15.)$$

Folosind conceptul privind coeficientul de rezistență la forfecare, obținem:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n P_i [\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}(\alpha_i - \operatorname{arctg}F_{pi})]}{\sum_{i=1}^n (\pm P_i \operatorname{tg}\alpha_i)}. \quad (3.16.)$$

În expresiile (3.14)...(3.16), semnul «±» la numitor reflectă posibilitatea înclinării suprafeței de alunecare în jos și în sus pe pantă.

Substituind în expresia (3.16) valoarea coeficientului de rezistență la forfecare și coeziunea totală în solurile argiloase C_w , putem scrie:

$$K_{C_w} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \left[\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg} \left(\alpha_i - \operatorname{arctg} \left(\operatorname{tg}\varphi_{wi} + \frac{(\Sigma_{wi} + C_{ci})}{\rho_{n,i}} \right) \right) \right]}{\sum_{i=1}^n (\pm P_i \operatorname{tg}\alpha_i)}. \quad (3.17.)$$

Excluzând din ultima expresie pe rând legăturile de coerență Σ_w sau coeziunea structurală C_c , putem afla valoarea coeficientului de stabilitate ce corespunde unor sau altor condiții de lucru al pământului, adică $K_{\varphi_w \Sigma_w}$, și $K_{\varphi_w C_c}$. De exemplu, dacă excludem din lucrul pământului coerența ($\Sigma_w = 0$), obținem:

$$K_{\varphi_w C_c} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \left[\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg} \left(\alpha_i - \operatorname{arctg} \left(\operatorname{tg}\varphi_{wi} + \frac{C_{ci}}{\rho_{n,i}} \right) \right) \right]}{\sum_{i=1}^n (\pm P_i \operatorname{tg}\alpha_i)}. \quad (3.18.)$$

În final menționăm încă o dată că, efectuând analiza reologică, devine posibilă nu numai determinarea stabilității versantului în momentul cercetării, dar, și ce este mai important, prognozarea comportamentului acestuia în timp.

Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versanților și ale analizei reologice efectuate

Pentru evaluarea posibilității de dezvoltare a deformației de curgere lentă pe terenurile cercetate a fost efectuată analiza complexă a rezultatelor cercetărilor ingineresti-geologice și topogeodezice și ale observărilor în teren. În baza lor au fost alcătuite câteva profile geotehnice, care s-au construit în baza celor mai posibile direcții de dezvoltare a deformațiilor de forfecare. Schemele de calcul sunt reprezentate în figurile 3.4-3.8.

Analiza reologică a fost realizată în baza aparatului de formule al teoriei fizico-tehnice a fluajului propusă de profesorul N.N.Maslov cu utilizarea parametrilor reologici, ce corespund

limitei de fluaj, precum și a legăturilor de coerență (de natură hidrocoloidală) în zonele cu rezistență scăzută.

Terenul nr.1 “Ocolirea satului Porumbrei”

Pe parcursul efectuării investigațiilor ingineresti, în partea superioară a versantului, în masivul macroomogen format din pământuri argilo-nisipoase nu au fost depistate zone cu rezistență scăzută. Partea deformată a masivului s-a evidențiat prin reducerea bruscă a grosimii straturilor de nisip, precum și prin prezența zonelor cu rezistență scăzută, identificate în uram lucrărilor de forare, efectuate în părțile laterale ale versantului. În partea de mijloc și inferioară a versantului, suprafața de alunecare trecea prin zonele cu rezistență scăzută la contactul cu solurile nisipoase.

Rezultatele calculelor efectuate sunt generalizate în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului (terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei”)

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate pentru metoda de calcul adoptată					
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	Maslov-Berer			Șahuneanț		
				$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$	$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$
1	1-1	5	23			1,104			1,127
2	1-1	5	9		0,764			0,768	
3	1-1	7	14	1,096			1,113		
4	2-1	5	23			1,107			1,136
5	2-1	5	9		0,768			0,775	
6	2-1	7	14	1,1			1,123		
7	3-1	5	23			1,077			1,128
8	3-1	5	9		0,746			0,768	
9	3-1	7	14	1,069			1,114		
10	4-1	5	23			1,406			1,513
11	4-1	5	9		0,847			0,866	
12	4-1	7	14	1,223			1,278		

Cercetările și calculele efectuate au demonstrat: în general, versantul se află în stare de echilibru-limită; este supus deformațiilor de curgere lentă; stabilitatea de lungă durată poate fi asigurată dacă vor fi păstrate condițiile existente. Calculele adăugătoare efectuate, ținând cont de o posibilă modificare a configurației versantului (datorită dezvoltării proceselor de eroziune și a ravenelor), precum și a modificării stării de încărcare prin adăugarea unei mase de pamânt de umplutură din contul edificării unui taluz artificial, toate acestea au confirmat presupunerile privind mecanismul de alunecare și dezvoltare a deformațiilor pe versant.

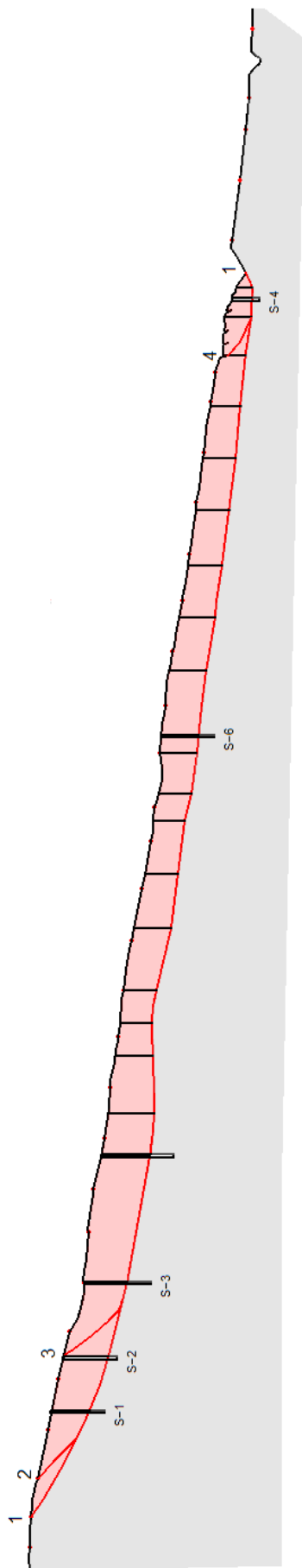


Fig.3.4. Schema de calcul pentru determinarea stabilității versantului pe terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei”

Sursa: elaborat de autor.

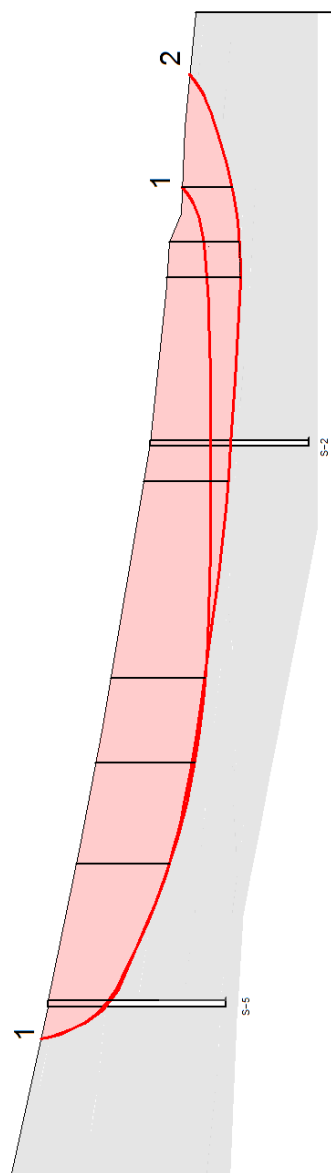


Fig.3.5. Schema de calcul pentru determinarea stabilității versantului pe terenul nr.2 din satul Vatra

Sursa: elaborat de autor.

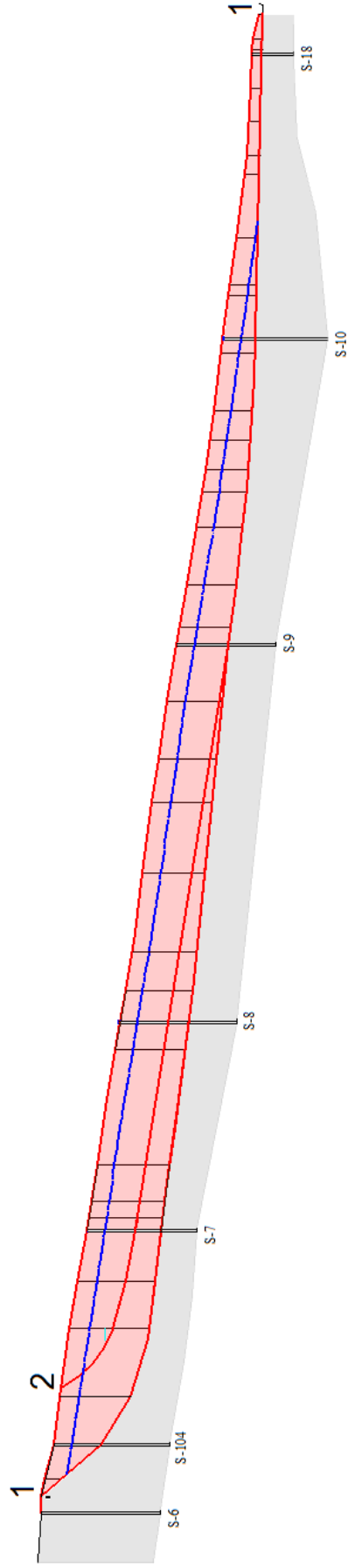


Fig.3.6. Schema de calcul pentru determinarea stabilității versantului pe terenul nr.3 din orașelul Codru

Sursa: elaborat de autor.

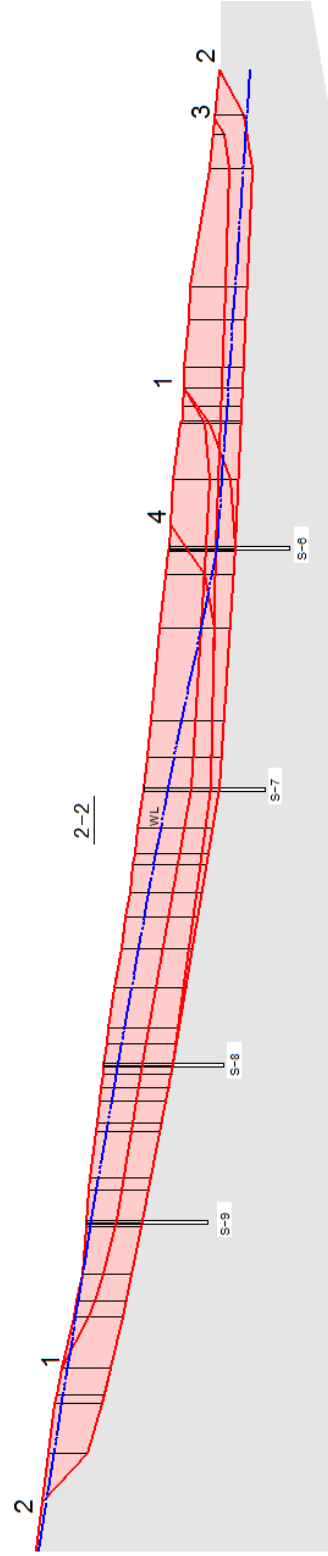
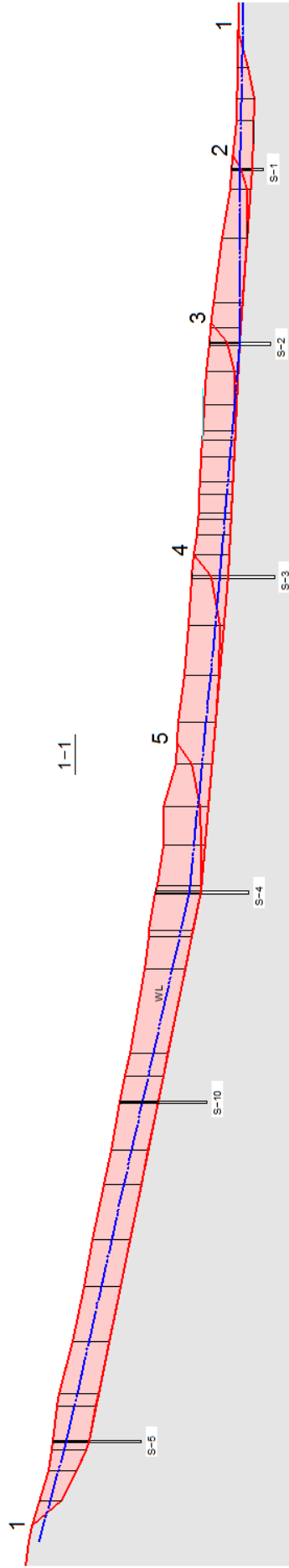


Fig.3.7. Schema de calcul pentru determinarea stabilității versantului pe terenul alunecător nr.4 din satul Trușeni
 Sursa: elaborat de autor.

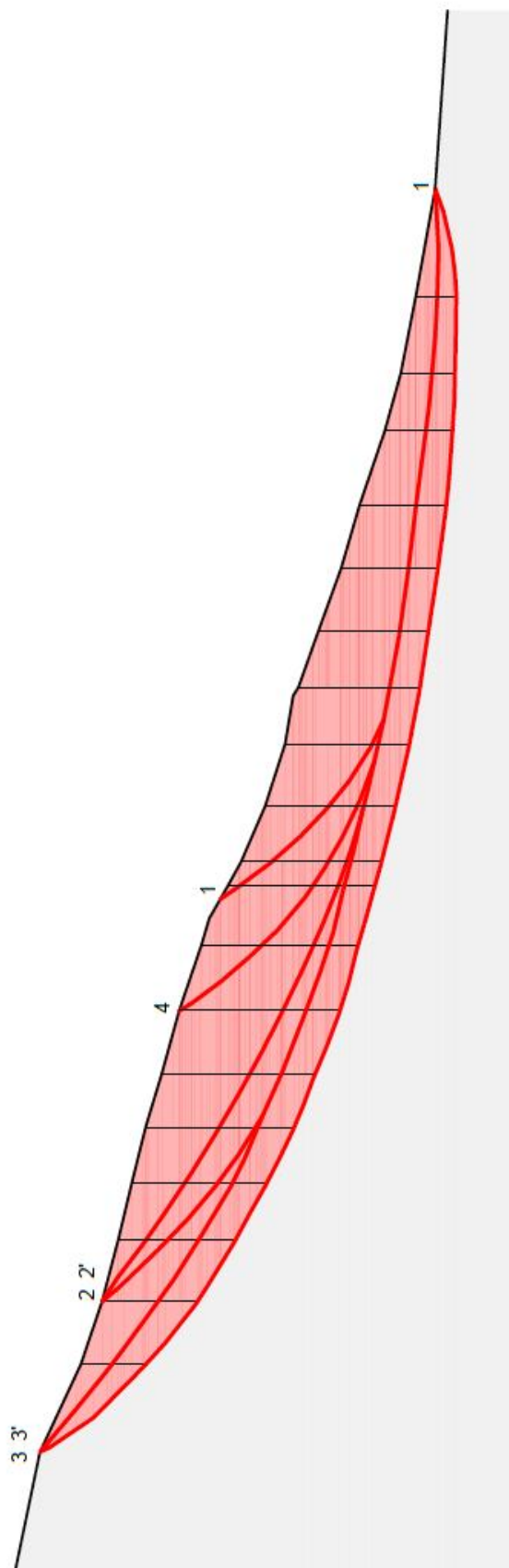


Fig.3.8. Schema de calcul pentru determinarea stabilității versantului pe terenul nr.5 „Valea trandafirilor”, mun. Chișinău
Sursa: elaborat de autor.

Terenul nr.2, „satul Vatra”

Din experiența constructorilor din Moldova reiese că greșelile comise pe parcursul edificării și exploatării construcțiilor amplasate pe terenurile potențial-alunecătoare pot conduce la urmări ireparabile, condiționate de pierderea stabilității versantului în locul amplasării construcției. Cele expuse se referă direct la cazul examinat de construire a complexului locativ, edificat în partea inferioară și de mijloc a versantului cu alunecări de geneză timpurie, care se află în stare de echilibru-limită.

Cel mai mare pericol îl reprezintă clădirile amplasate în partea superioară a terenului de construcție, panta căreia depășește 7 grade. Valoarea coeficientului de stabilitate a fost determinată corespunzător condițiilor de lucru ale pământului: în momentul explorării (în lipsa construcțiilor); ținând cont de posibilitatea dezvoltării deformației de curgere lentă; luând în calcul rezistența de lungă durată a pământului.

Rezultatele calculelor sunt totalizate în tabelul 3.2.

Tabelul 3.2. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului (terenul nr.2, satul Vatra)

№ d/o	Suprafață de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate pentru metoda de calcul adoptată					
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	Maslov-Berer			Șahuneanț		
				$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$	$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$
1	1-1	5	23			1.764			1.994
2	1-1	5	9		1.42			1.576	
3	1-1	7	14	1.642			1.843		
4	2-2	5	23			2.129			2.436
5	2-2	5	9		1.563			1.754	
6	2-2	7	14	1.927			2.189		

Analiza lor denotă că, în momentul cercetării, partea inferioară a versantului se afla în stare de echilibru temporar, stabilitatea de lungă durată în condițiile existente (fără a ține cont de construcții) este asigurată.

Pentru a determina stabilitatea de lungă durată a versantului cu posibilitatea de valorificare pentru construcții a acestuia au fost efectuate cercetări și calcule suplimentare din care s-au tras concluziile următoare:

1. Încărcarea părții inferioare odată cu terasarea părții superioare a versantului mărește coeficientul de stabilitate până la 20%.
2. Încărcarea versantului în urma amplasării pe acesta a edificiilor proiectate are o importanță semnificativă asupra stabilității generale a versantului. Însă, dacă la edificarea rândului inferior de construcții conduce la ridicarea neînsemnată a stabilității versantului, atunci construcția

rândului de mijloc și superior, dimpotrivă, conduce la micșorarea ei esențială. Print urmare, cerințele privind asigurarea stabilității nu vor fi respectate. Cercetările efectuate au servit drept bază pentru recomandările privind corectarea planului general de construire a terenului și de elaborare a complexului de măsuri pentru combaterea deformațiilor de alunecare.

Terenul nr.3, „or. Codru”

Terenul cercetat, după cum s-a menționat, se află în orășelul Codru, pe un versant cu alunecări de geneză timpurie. La momentul efectuării cercetărilor contururile suprafeței nu erau tipice pentru un versant alunecător: nu s-au depistat ridicături evidente, depresiuni, dâmburi, praguri, ieșituri; copacii, mai tineri de 30 ani, în majoritatea cazurilor își mențin înclinarea în direcția căderii versantului. Dar cercetările vizuale efectuate minuțios de către autorul acestei lucrări și chestionarea locuitorilor din localitatea apropiată au arătat că, deși nu s-au atestat procese active de alunecare în perioada investigațiilor, versantul se află în stadiul de dezvoltare lentă a deformațiilor reologice, care la modificarea stării tensiune-deformare pot tranzitiona în stadiu de fluaj progresiv și conduc, inevitabil, la deplasări considerabile.

Cele expuse pot fi confirmate prin identificarea deformațiilor cu caracter reologic în sectorul locativ, situat în partea superioară a versantului și mai la nord de teren.

Deformații mai semnificative pot fi observate în partea de nord a teritoriului cercetat. Aici au fost înregistrate fisuri în pereții caselor de locuit, precum și în soclul construcțiilor de sprijin, pe suprafața pavată a teritoriului din jurul caselor. Se mai observă deplasarea cu 10-15 cm a inelelor din fântâni în direcția căderii versantului. Din cele spuse de locuitori, deformațiile se dezvoltă mai mult de 20 ani.

Se atestă deformații și în partea superioară a terenului, care se manifestă în formă de deplasări și curburi ale porțiunilor de drum, prezența fisurilor, ș.a.

La distanța de 60 m spre sud de teren sunt înregistrate fisuri în pereții caselor de locuit. Tot aici sunt observate deformații și distrugerii parțiale ale unui perete de sprijin gravitațional.

Analiza fisurilor depistate în pereți, gradul de deformație a caselor de locuit adiacente, deplasarea inelelor din fântâni mărturisesc despre dezvoltarea deformațiilor lente, plastic-vâscoase pe versant. Grosimea presupusă a masivului de pământ, care se deformează și trece în regim de deformații reologice constituie 2,9-11,0 m. Zona deformațiilor se dezvoltă în masivul de argile neogene. Aceasta poate fi urmărită în formă de zone fisurare și suprafețe de alunecare umede.

Calculule efectuate pentru suprafețele de alunecare cele mai periculoase sunt incluse în tabelul 3.3.

Tabelul 3.3. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului (terenul nr.3, orașelul Codru)

№ d/o	Suprafață de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate pentru metoda de calcul adoptată					
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	Maslov-Berer			Șahuneanț		
				$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$	$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$
1	1-1	5	23			1,564			1,653
2	1-1	5	9		0,984			1,019	
3	1-1	7	14	1,423			1,492		
4	2-1	5	23			1,633			1,77
5	2-1	5	9		0,982			1,039	
6	2-1	7	14	1,423			1,530		

Rezultatele calculelor au demonstrat următoarele:

1. În momentul efectuării cercetării versantul se afla în stare stabilă ($K_{\varphi_w C_w} > 1,0$).
2. Stratul de suprafață a rocilor, cu grosimea de 3-11 m, a suportat anterior mișcări de alunecare. Pământurile argiloase au valori scăzute ale rezistenței și, în primul rând, ale coeziunii structurale.
3. Versantul în limitele terenului cercetat se află în condiții de mișcare lentă în urma manifestării deformațiilor de fluaj ($K_{\varphi_{lim} C_{lim}} < 1,0$).
4. Stabilitatea versantului poate fi dereglată, dacă se va modifica situația istorică naturală datorită majorării forțelor de forfecare sau micșorării forțelor de reținere. În condițiile actuale, stabilitatea de lungă durată este asigurată ($K_{\varphi_w \Sigma_w} > 1,0$).

Terenul nr.4, „satul Trușeni”

Teritoriul terenului cercetat, după cum s-a menționat, este situat în comuna Trușeni, mun.Chișinău. Pe parcursul investigației științifice de față au fost luate ca bază rezultatele cercetărilor geologico-inginerești efectuate de autorul tezei.

În sens geomorfologic, teritoriul cercetat reprezintă un versant cu alunecări de geneză timpurie de pe malul drept al râulețului Valea Trușenilor, afluentul r. Bâc.

Mecanismul de dezvoltare a deformațiilor reologice este complicat, baza lui constă în dezvoltarea deformațiilor volumetrice de forfecare foarte lente.

Pentru a trage concluzia finală despre stabilitatea reală a versantului și prognozarea schimbărilor ei în viitor a fost efectuată, ca și în cazurile precedente, analiza complexă a rezultatelor cercetărilor geologico-inginerești, topogeodezice și observațiilor din teren. În baza acestei analize au fost alcătuite câteva profiluri geotehnice pentru cele mai riscante direcții de dezvoltare a deformațiilor, au fost efectuate calculele necesare.

Rezultatele calculelor sunt totalizate în tabelul 3.4.

Tabelul 3.4. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului (terenul nr.4, satul Trușeni)

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate pentru metoda de calcul adoptată					
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	Maslov-Berer			Șahuneanț		
				$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$	$K\varphi_w C_w$	$K\varphi_{lim} C_{lim}$	$K\varphi_w \Sigma_w$
1	1-1	5	23			2,015			2,099
2	1-1	5	9		1,187			1,212	
3	1-1	7	14	1,731			1,787		
4	1-2	5	23			2,054			2,02
5	1-2	5	9		1,143			1,171	
6	1-2	7	14	1,671			1,726		
7	1-3	5	23			1,895			1,955
8	1-3	5	9		1,131			1,145	
9	1-3	7	14	1,646			1,687		
10	1-4	5	23			1,689			1,728
11	1-4	5	9		1,005			1,012	
12	1-4	7	14	1,462			1,490		
13	1-5	5	23			1,576			1,617
14	1-5	5	9		0,943			0,944	
15	1-5	7	14	1,367			1,391		

Calcululele cu utilizarea parametrilor reologici au confirmat posibilitatea de apariție a deformației de fluaj. Dezvoltarea deformațiilor reologice pe versant conduce la distrugerea legăturilor rigide de natură ireversibilă ale coeziunii structurale. Aceasta, la rândul ei, conduce la micșorarea valorii limitei de fluaj și condiționează atragerea în procesul de fluaj a rocilor argiloase, care până acum se aflau în stare de stabilitate. Fără îndoială, în așa caz crește viteza dezvoltării deformației de fluaj și, prin urmare, posibilitatea tranziției versantului în stare de fluaj progresiv.

Cercetările efectuate au demonstrat că versantul în limitele terenului valorificat pentru construcție se află în echilibru-limită critic, și anume, în condiții de deplasare lentă în urma dezvoltării deformațiilor de fluaj. Totodată, deformațiile reologice se evidențiază pe versant neuniform și nu cuprind masivul pe tot frontul și în adâncime. Pe un șir de sectoare locale deformațiile apar în formă de încovoieturi slab pronunțate și au caracter plastic.

Terenul alunecător nr.5 „Valea trandafirilor”

Cercetările au fost efectuate în baza datelor din raportul privind activitatea științifică de cercetare a terenului alunecător din or. Chișinău.

Schemele de calcul au fost selectate în corespundere cu secțiunea geologică generalizată (fig.2.18). Pozițiile suprafețelor de alunecare posibile au fost adoptate, ținând cont de zonele cu rezistență scăzută, identificate în timpul lucrărilor de forare.

Rezultatele calculelor sunt cuprinse în tabelul 3.5.

Tabelul 3.5. Rezultatele valorilor calculate ale gradului de stabilitate a versantului din valea „Valea trandafirilor” prin metoda forțelor orizontale

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate pentru metoda de calcul adoptată	
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	Maslov-Berer	
				$K_{\varphi_w C_w}$	$K_{\varphi_{lim} C_{lim}}$
1	1-1	5	9		1,14
2	1-1	7	14	1,67	
3	2-1	5	9		0,94
4	2-1	7	14	1,20	
5	2'-1	5	9		0,92
6	2'-1	7	14	1,30	
7	3-1	7	14	1,70	
8	3'-1	7	14	1,20	
9	4-1	7	14	1,56	

Analiza acestor rezultate permite a trage concluzia că fără evidența legăturilor de coerență ($C_c = 9 \text{ кПа}$, $\varphi = 5^\circ$) pentru suprafețele 2-1 și 2'-1, valoarea lui ($K_{C_c} = 0.94$ și $K_{C_c} = 0.92$) nu îndeplinește condiția de stabilitate.

Aceasta demonstrează că atunci când stabilitatea generală a versantului ($K_{C_w} \gg 1$) este asigurată, acesta poate fi supus deformațiilor lente de fluaj în procesul cărora legăturile rigide ale coeziunii structurale pot fi distruse definitiv ($C_c \rightarrow 0$).

Însă, evidența în calcule a unei valori comparativ mici a legăturilor de coerență (Σ_w) mărește coeficientul de stabilitate până la valoarea 1,2 și mai mare. Calculele efectuate confirmă presupunerea că malurile văii examinate practic au atins pozițiile-limită. Deformațiile în zona de suprafață (până la adâncimea de 2-3 m) pot avea loc numai în urma schimbării stării de tensiune sau regimului de umiditate și, în același timp, datorită acțiunilor antropogene. Aceasta ar putea conduce la micșorarea coeficientului de viscozitate, care determină intensitatea deformației de fluaj. De aceea, ar putea lua naștere deformații de alunecare a suprafețelor locale (îndeosebi, pe sectoarele mai abrupte ale versantului).

Analizei a fost supusă, de asemenea, stabilitatea versantului față de cea mai riscantă suprafață de alunecare fixată, cu înclinația față de orizont sub unghiul (α). Aceasta a făcut posibilă efectuarea analizei reologice, utilizând concepția despre coeficientul de forfecare (F_p) și unghiul de rezistență la forfecare a pământului (Ψ_p).

Pentru analiza posibilei deformații de curgere lentă și formarea suprafețelor de alunecare noi în masivul de roci din care este format versantul văii „Valea trandafirilor” a fost folosit graficul de tipul $C_{lim}, \varphi_{lim} = f(I_L)$, expus în figura 2.25.

Dacă consistența pământului este semitare ($I_L = 0.14$), s-a stabilit că $\varphi_{lim} = 9^\circ$; $C_{lim} = 40 \text{ kPa}$; $\tau_{lim} = 0.16\sigma + 40 \text{ kPa}$.

Pentru astfel de valori φ_{lim} și C_{lim} și grosimea medie de calcul (10 m) a masivului alunecător, obținem:

$$\psi_{plim} = \alpha_{crim} = \arctg\left(\text{tg } 9^\circ + \frac{40}{200}\right) = \arctg(0.36) = 20^\circ$$

Valoarea medie a unghiului de înclinare a suprafeței de alunecare (α) constătuie, în limitele valorii: $\alpha = 8^\circ$, prin urmare, $\alpha_{crim} > \alpha$. Aceasta demonstrează că în masiv este exclusă posibilitatea deformației de fluaj.

Excludem din calcul mărimea C_{lim} , ca posibil, diminuată.

Obținem: $\alpha_{crim} = 9^\circ > \alpha = 8^\circ$.

Așadar, chiar dacă, coeziunea structurală odată cu timpul, din anumite cauze, se va distruge, stabilitatea versantului va fi menținută.

Cu toate acestea, după cum au arătat materialele forării, precum și rezultatele obținute în urma împlântării piloților, în limitele masivului de roci cercetat au fost identificate zone în care pământurile se aflau în stare plastică. Aceste circumstanțe au condiționat efectuarea calculelor analogice în baza valorilor micșorate ale parametrilor rezistenței, ce corespund limitei de fluaj la consistență plastică. La valoarea calculată a indicelui de lichiditate ($I_L = 0.4$) (valoarea medie a umidității $W=31\%$), $\varphi_{lim} = 5^\circ$, $C_{lim} = 9 \text{ kPa}$. Pentru acest caz vom obține:

$$\psi_{plim} = \arctg\left(\text{tg } 5^\circ + \frac{9}{200}\right) = \arctg(0.13) = 8^\circ.$$

Pentru unghiul de înclinare a suprafeței de alunecare egal cu 8 grade, obținem ($\alpha_{crim} = \alpha$). Prin urmare, în aceste condiții sunt posibile deformații plastice lente. Ele pot fi mult mai însemnate dacă este distrusă definitiv coeziunea structurală.

Astfel, analiza suplimentară a stării reologice confirmă calculele îndeplinite anterior și permite argumentarea măsurilor necesare privind asigurarea stabilității de lungă durată a versantului, în cazul explorării lui.

3.2. Rezultatele modelării numerice a stării tensiune-deformație a versanților prin utilizarea metodei elementelor finite

După cum a fost menționat anterior, întrebarea despre stabilirea naturii dezvoltării posibile a procesului de alunecare pe terenurile cercetate a fost soluționată în baza teoriei fluajului fizico-tehnică. Dezvoltarea în pământurile argiloase ale versanților a suprafețelor de alunecare este legată de reducerea rezistenței lor în urma unor deformații primare, care conduc la deteriorarea continuității mediului de rocă și la umezirea suplimentară a lor, îndeosebi, în zonele cu rezistență scăzută. În cazurile examinate, această ipoteză are o mare importanță, deoarece argilele cercetate în stare naturală nealterată au valori ridicate ale coeziunii și, în special, datorită legăturilor structurale rigide (C_c). Rezistența la forfecare a acestor legături, în majoritatea cazurilor, este cu mult mai mare decât tensiunile tangențiale, care acționează în cadrul versanților cu înclinație mică. În același timp, legăturile structurale rigide vor fi distruse în cadrul unor suprafețe de alunecare și vor conduce la alunecarea versanților. Însă, după cum demonstrează practica, distrugerea legăturilor structurale și, prin urmare, reducerea rezistenței pământului și pierderea stabilității versantului nu are loc momentan. De regulă, înaintea mișcărilor catastrofale are loc „pregătirea” lor prin manifestarea intensificării deformațiilor lente. Referitor la manifestările de alunecare cercetate, ne confruntăm în toate cazurile examinate cu alunecări repetate, care se dezvoltă pe versanții alunecători de geneză timpurie.

Deseori, identificarea naturii și a posibilității apariției deformațiilor de alunecare fără efectuarea analizei reologice este dificilă, iar în unele cazuri chiar imposibilă. Autorul acestei cercetări a încercat să examineze posibilitatea reducerii rezistenței pământurilor argiloase în timp, în condițiile de asigurare a stabilității generale a versanților cu manifestarea deformațiilor lente de fluaj.

Evaluarea gradului de stabilitate a versanților a fost efectuată cu ajutorul metodei elementelor finite, realizată în complexul de programe PLAXIS.

Deși unii cercetători au avut obiecții asupra utilizării programului PLAXIS la efectuarea calculelor, autorul a obținut rezultate care sunt totalmente comparabile cu starea reală a versanților cercetați.

Metoda elementelor finite actualmente se referă la una dintre principalele metode numerice de soluționare a problemei privind mecanica mediului solid deformabil. Odată cu dezvoltarea tehnicii de calcul, această metodă capătă o popularitate tot mai mare printre cercetători și proiectanții din domeniul măsurilor de combatere a alunecărilor. Aplicarea metodei la evaluarea stabilității versanților alunecători permite evidența particularităților geomorfologice complexe ale

versanților și stratificarea neomogenă a masivului de pământ din punct de vedere al structurii litologice.

Metoda elementelor finite se bazează pe analiza integrală a fenomenului cercetat. Mărimea necunoscută continuă se aproximează printr-un sistem de funcții simple, adpotate pentru un domeniu finit (claster). Valorile numerice ale mărimii necunoscute se determină într-un număr limitat de puncte (noduri) ale domeniului cercetat, iar în limita elementelor, valoarea funcției necunoscute și a derivatelor se determină deja prin funcții aproximative și derivatele lor. Determinarea tensiunii normale și tangențiale pe suprafața de alunecare se efectuează în baza proprietăților deformative ale pământului (modulul lui Young și coeficientul lui Poisson).

Câmpul de tensiune în masivul versantului se determină prin rezolvarea problemei deformației plane, utilizând elementele finite de formă triunghiulară.

Exemplele de construire a rețelei elementelor finite folosit în calculul versanților alunecători cercetați sunt reprezentate în figurile 3.9-3.12.

În metoda elementelor finite aplicată, matricea rigidității elementelor, care leagă forțele și deplasările în noduri se determină reieșind din minimizarea energiei potențiale totale. Aceste matrice ale rigidității se suprapun apoi, construind o matrice generală a rigidității întregului sistem. Atribuindu-i valori pentru forțe și deplasări, sistemul ecuațiilor mixte, bazat pe matricea generală a rigidității, poate fi rezolvat relativ de deplasarea fiecărui nod.

După ce au fost identificate deplasările, se determină tensiunile în cadrul fiecărui element.

În cazul când tensiunea pe suprafață este cunoscută, tensiunea normală și tangențială pentru fiecare punct al acestei suprafețe pot fi stabilite cu ajutorul ecuațiilor:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\theta + \tau_{xy}\sin 2\theta; \quad (3.19.)$$

$$\tau = -\tau_{xy}\cos 2\theta - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\sin 2\theta. \quad (3.20.)$$

Rezistența la forfecare pentru toate punctele se stabilește ușor din cunoscuta expresie a lui Mohr-Coloumb:

$$S = \sigma_n \tan \varphi + C. \quad (3.21.)$$

Rezistența totală la forfecare și efortul de forfecare total se află prin sumarea valorilor pentru toate punctele pe suprafața de alunecare.

Coeficientul stabilității se determină din expresia:

$$K_y = \frac{\sum(\sigma_n \tan \varphi + C)\Delta l}{\sum \tau \Delta l}. \quad (3.22.)$$

Pentru calculul stabilității versantului poate fi efectuată modelarea în complexe de programe PHASE2 și PLAXIS. Principala deosebire dintre aceste metode constă în procedeele de determinare a coeficientului de stabilitate, exprimat în utilizarea uneia dintre aceste două scheme de stare limită – compararea caracteristicilor reale și micșorate ale rezistenței, precum și a forțelor de reținere și de împingere.

Prima schemă-limită se folosește în PLAXIS, a doua se realizează în modulul PHASE2. În lucrarea de față calculul a fost îndeplinit după prima schemă. Amintim că, conform datelor unui șir de autori, de exemplu, I.C.Fomenco [163], indiferent de diferența dintre abordările despre metodele determinării coeficientului de stabilitate, valorile obținute a coeficientului K practic coincid (eroarea constituie 5%).

Rezultatele calculelor obținute de autorul tezei de față sunt prezentate în figurile 3.13–3.20 și reflectate în tabelele 3.6–3.9.

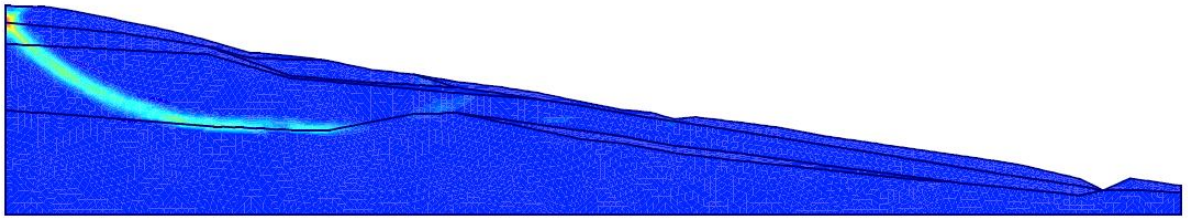


Fig.3.13. Suprafața de alunecare obținută pentru terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei”.

Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

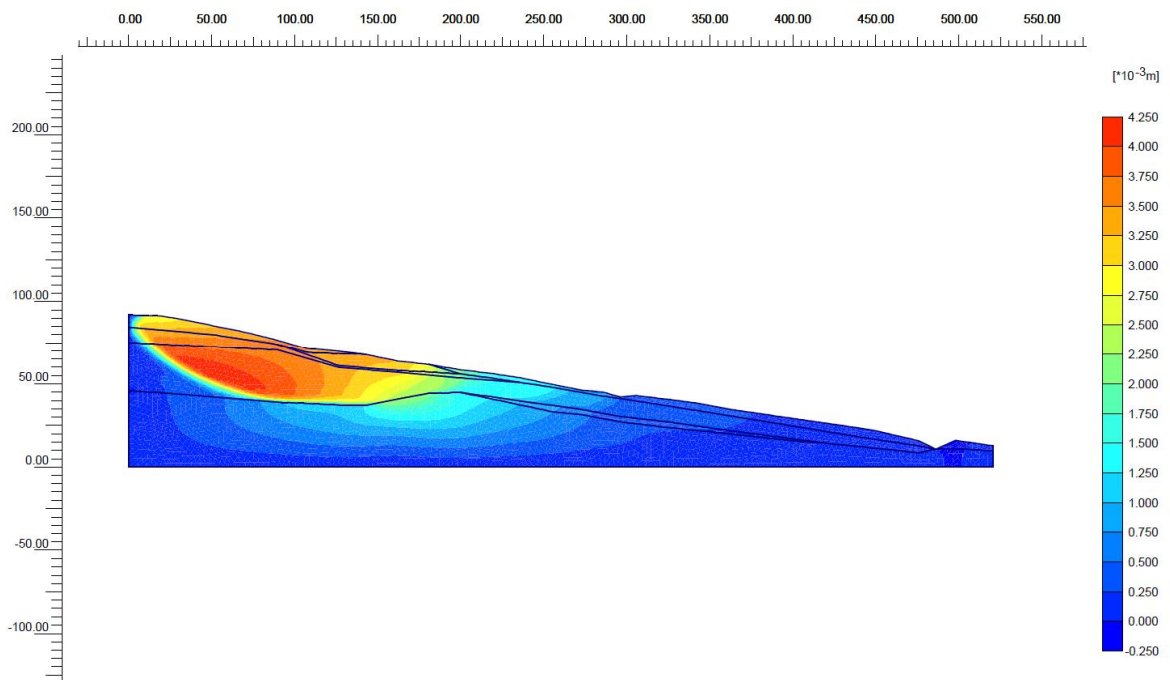


Fig.3.14. Rezultatele modelării versantului alunecător în PLAXIS din terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei”.

Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

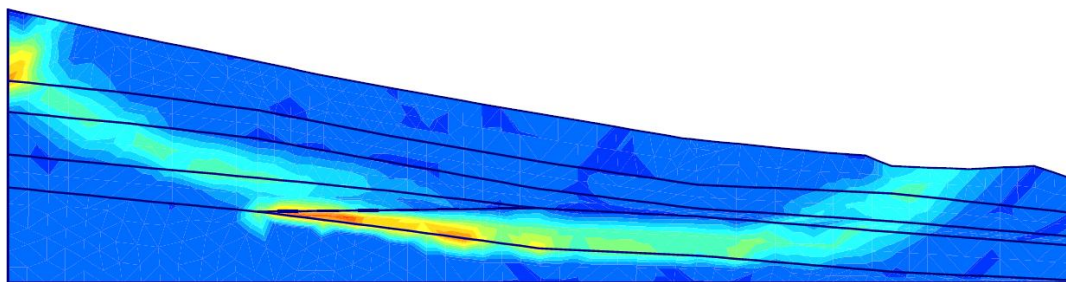


Fig.3.15. Suprafața de alunecare obținută pentru pe terenul nr.2, s. Vatra.
 Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

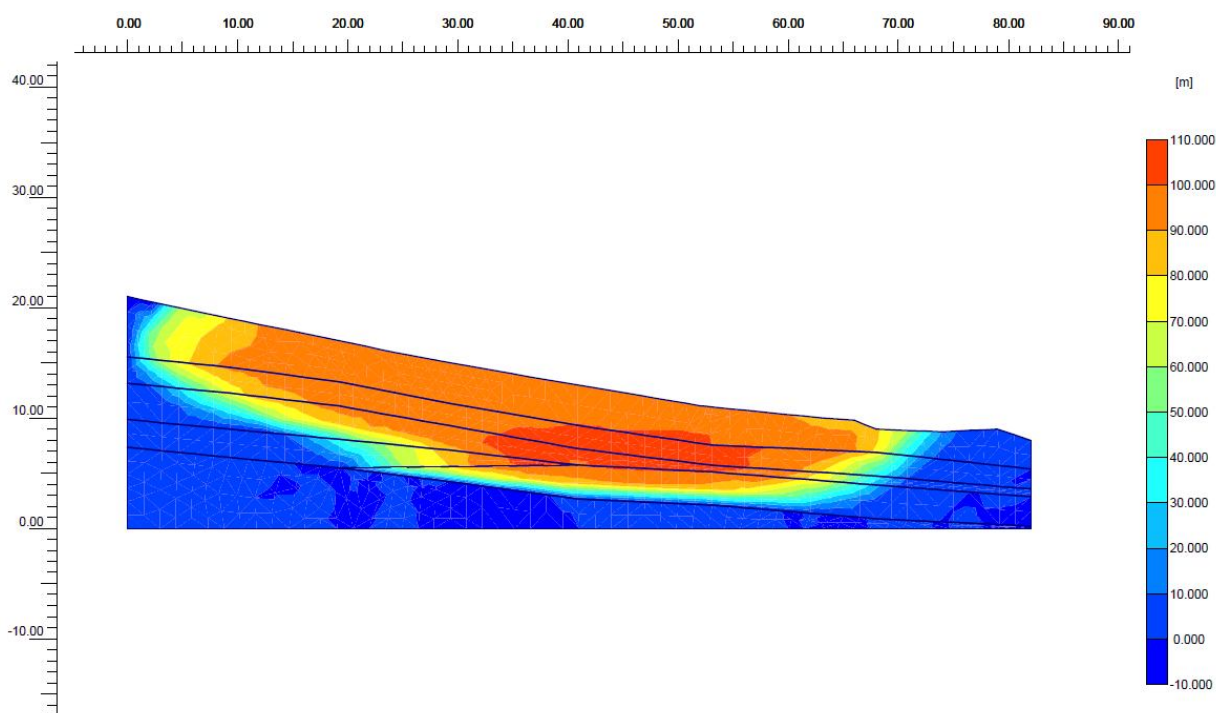


Fig.3.16. Rezultatele modelării versantului alunecător în PLAXIS din terenul nr.2, s. Vatra.
 Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

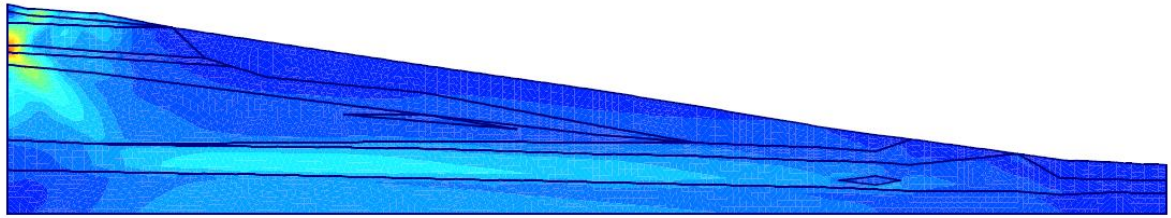


Fig.3.17. Suprafața de alunecare obținută pe terenul nr.3, or. Codru.
 Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.
 Sursa: elaborat de autor.

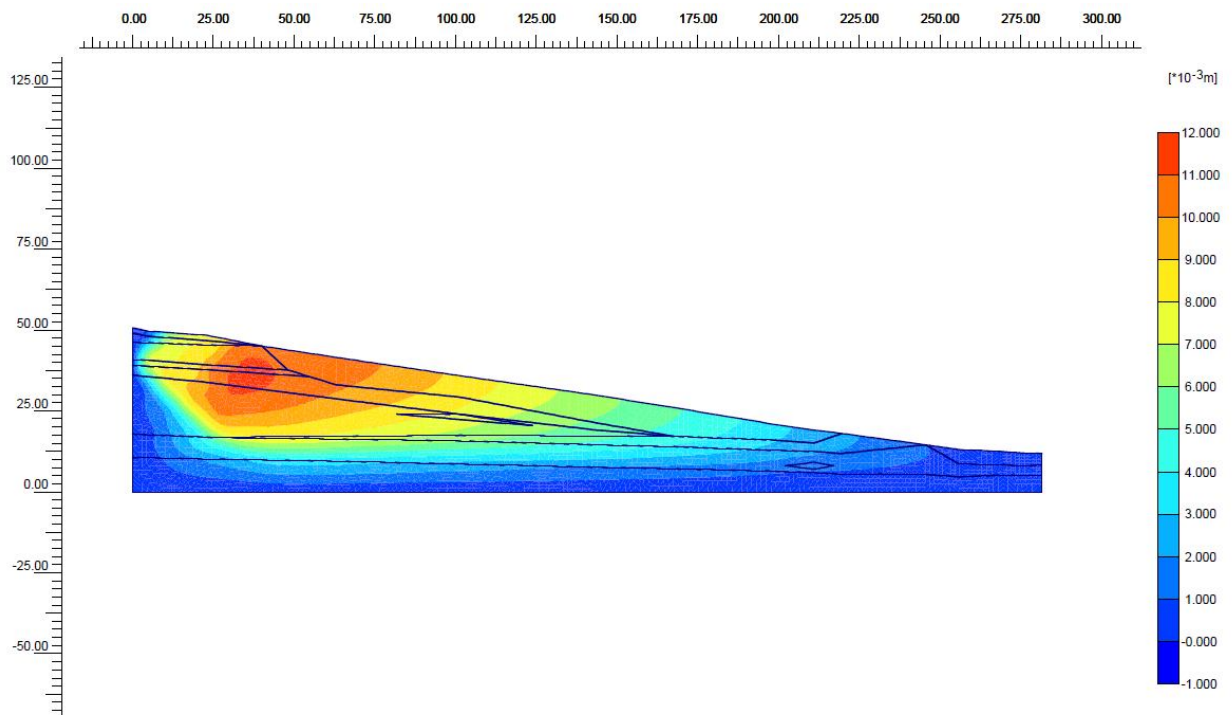


Fig.3.18. Rezultatele modelării versantului alunecător în PLAXIS din terenul nr.3, or. Codru.
 Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.
 Sursa: elaborat de autor.

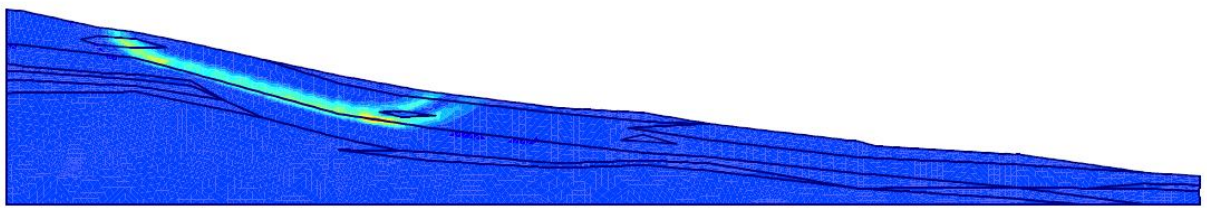


Fig.3.19. Suprafața de alunecare obținută pe terenul nr.4, s. Trușeni.

Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

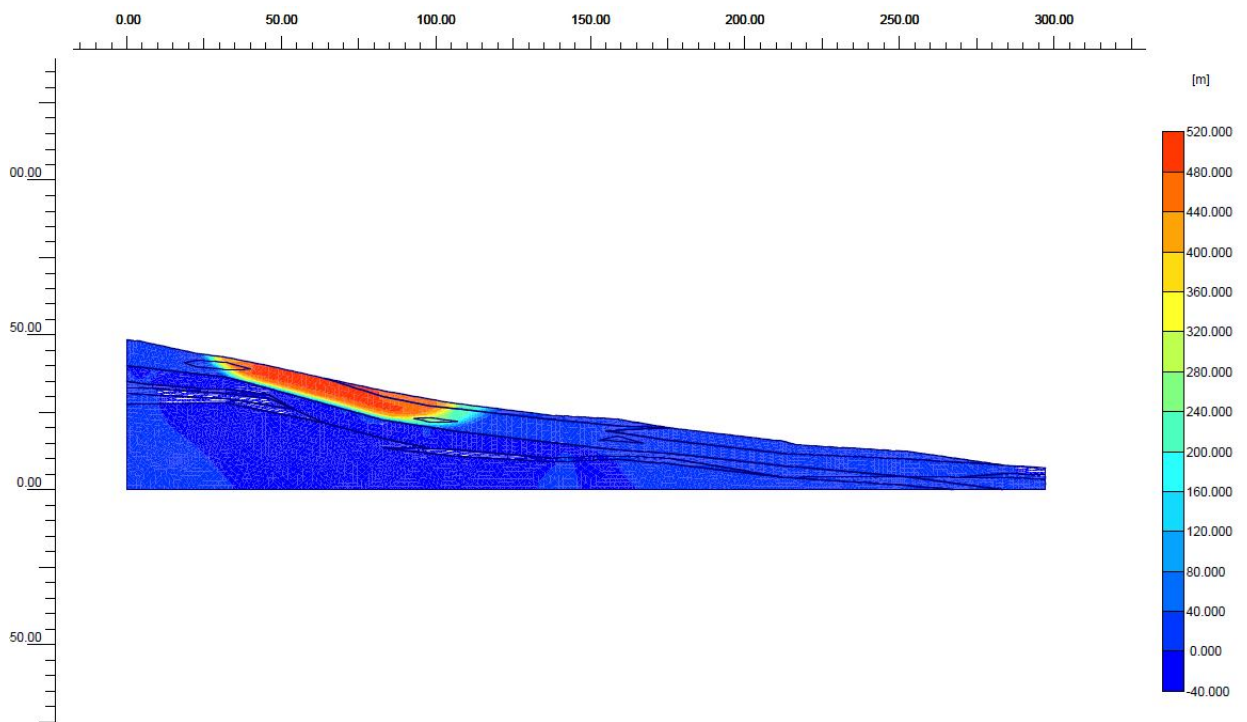


Fig.3.20. Rezultatele modelării versantului alunecător în PLAXIS din terenul nr.4, s. Trușeni.

Gradul deformațiilor este reprezentat în scară coloristică.

Sursa: elaborat de autor.

Tabelul 3.6. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului. Terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei”

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate		
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	MEF (PLAXIS)		
				$K_{\varphi_w C_w}$	$K_{\varphi_{lim} C_{lim}}$	$K_{\varphi_w \sum_w}$
1	1-1	5	23			0,9994
2	1-1	5	9		0,7623	
3	1-1	7	14	1,0702		

Tabelul 3.7. Rezultatele evaluării gradului de stabilitate a versantului. Terenul nr.2, satul Vatra

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate		
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	MEF (PLAXIS)		
				$K_{\varphi_w C_w}$	$K_{\varphi_{lim} C_{lim}}$	$K_{\varphi_w \sum_w}$
1	1-1	5	23			1,6972
2	1-1	5	9		1,4552	
3	1-1	7	14	1,6396		

Tabelul 3.8. Rezultatele evaluării nivelului de stabilitate a versantului. Terenul nr.3, or. Codru

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate		
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	MEF (PLAXIS)		
				$K_{\varphi_w C_w}$	$K_{\varphi_{lim} C_{lim}}$	$K_{\varphi_w \sum_w}$
1	1-1	5	23			1,5300
2	1-1	5	9		1,2614	
3	1-1	7	14	1,489		

Tabelul 3.9. Rezultatele evaluării nivelului de stabilitate a versantului. Terenul nr.4, satul Trușeni

№ d/o	Suprafața de alunecare	Parametrii de rezistență		Valorile coeficientului de stabilitate		
		φ_w , grad	C_{lim} , kPa	MEF (PLAXIS)		
				$K_{\varphi_w C_w}$	$K_{\varphi_{lim} C_{lim}}$	$K_{\varphi_w \sum_w}$
1	1-1	5	23			1,8454
2	1-1	5	9		1,0624	
3	1-1	7	14	1,5404		

Concluzii la capitolul 3

Analiza materialelor de fond, literaturii și a calculelor efectuate, cu aplicarea metodei elementelor finite, permite a trage următoarele concluzii:

1. Prognozarea riscului de alunecare, și anume: evaluarea stabilității de lungă durată a versantului și posibilității de dezvoltare pe versant a deformației de curgere lentă este efectuată cu succes prin analiza reologică. În baza ei, în combinație cu metoda elementelor finite, poate fi majorată veridicitatea determinării presiunii de alunecare a pământului asupra structurilor de sprijin, în cazul adoptării măsurilor de combatere a alunecărilor (deformațiilor).
2. La calculul stabilității versanților este necesară alegerea unui model de comportare a pământului care ar corespunde maximal cu mecanismul de dezvoltare a procesului de alunecare. Rezultatul pozitiv se obține la utilizarea complexă a diferitor metode și a modelului de comportare a pământurilor, ce alcătuiesc versantul. În condițiile regionale a RM, pentru versanții care nu au atins stare de echilibru stabil, criteriile de determinare a rezistenței este necesar de determinat cu evidența posibilității dezvoltării deformațiilor de fluaj.
3. Utilizarea principiilor teoriei fluajului propusă de profesorul N.N.Maslov permite evidența caracterului elastic, pseudo-rigid și plastic de lucru al pământurilor argiloase. Alegerea modelului de comportare a pământului, care determină posibilitatea dezvoltării deformației de curgere lentă, are o influență semnificativă asupra rezultatelor analizei numerice a stabilității versantului și determinării presiunii de alunecare. Metodele inginerești și numerice de calcul al stabilității versanților au limite de aplicare și au nevoie de argumentare în utilizare. Rezultate pozitive se pot obține dacă va fi utilizat un grup de metode în complex și va fi ales un model de comportare a pământului din care este format versantul. În condițiile Moldovei, pentru versanții care nu au atins poziția-limită, criteriile de determinare a rezistenței se stabilesc, luând în considerație apariția posibilă a deformației de curgere lentă.
4. Calculele efectuate ale stabilității cu ajutorul metodelor numerice permit a concretiza poziția suprafeței de alunecare, identificarea hotarelor zonelor plastice, determinarea stării de tensiune în masivul de pământ, evaluarea riscului de alunecare prin determinarea coeficientului de stabilitate în condițiile cele mai nefavorabile a stării de tensiune-deformație în masivul de pământ. Metodele inginerești de calcul al stabilității și metoda elementelor finite combinate se

completează reciproc, iar valorile obținute măresc siguranța concluziilor privind riscul de alunecare a versanților și a construcțiilor amplasate în cadrul lor.

5. Modelarea cu ajutorul metodei elementelor finite a demonstrat că diferența dintre valorile coeficientului de stabilitate obținute prin metodele inginerești și a metodei elementelor finite constituie 2-5%. Însă, dacă nu este determinată detaliat rezistența pământului argilos, divergențele pot atinge 15-20%. Aceasta înseamnă că prognozarea stabilității versantului nu poate fi efectuată fără determinarea sigură a poziției suprafeței de alunecare. În acest caz, folosirea „posibilităților” metodei elementelor finite este indiscutabilă.
6. Modelele mecanico-matematice alcătuite și efectuarea în baza lor a prognozei stabilității sunt argumentate convingător prin observările în natură asupra stării reale a versanților.
7. Compararea rezultatelor evaluării stabilității de lungă durată a versanților cercetați prin utilizarea metodelor de calcul inginerești și numerice denotă coincidența lor înaltă.
8. Divergențe ne semnificative pot apărea în cazul alegerii celei mai periculoase suprafețe de alunecare calculate prin metodele inginerești cu cele obținute prin utilizarea metodei elementelor finite.
9. Calculele pentru determinarea gardului de stabilitate a versanților, efectuate de către autorul tezei cu ajutorul metodelor numerice pentru terenurile examinate au permis evaluarea riscului de alunecare și prognozarea apariției și dezvoltării deformațiilor în timp.
10. Așadar, aplicarea metodei elementelor finite pentru efectuarea analizei reologice a stării reale a versanților cu risc de alunecare în privința alunecărilor este justificată. În afară de alte avantaje, mai menționăm posibilitatea „determinării directe” a celei mai riscante suprafețe de alunecare, care într-o mare măsură facilitează problema proiectantului de a identifica, în caz de necesitate, locurile de instalare a structurilor de sprijin.

4. DETERMINAREA PRESIUNII ASUPRA CONSTRUCȚIILOR DE SPRIJIN CU EVIDENȚA VARIAȚIEI POSIBILE ÎN TIMP A REZISTENȚEI PĂMÂNTULUI

4.1. Rezultatele determinării valorilor presiunii de alunecare în condițiile dezvoltării posibile a deformației de curgere lentă

Analiza izvoarelor literare și a materialelor de fond arată că cele mai răspândite măsuri de stabilizare a versanților din Moldova sunt construcțiile de sprijin. Însă, de multe ori, nici cele mai puternice construcții de sprijin din piloți forțați bine nu pot rezolva problema de bază, și anume, asigurarea stabilității de lungă durată. Aceste circumstanțe sunt legate, în primul rând, de evaluarea greșită a stabilității de lungă durată a versanților și, prin urmare, și determinarea greșită a valorii presiunii de alunecare.

Anterior, în capitolul 3, în baza principiilor teoriei fizico-tehnice a profesorului N.N.Maslov și în baza analizei a 5 terenuri, a fost evaluată posibilitatea dezvoltării deformațiilor de curgere lentă pe versanții alunecători de geneză timpurie.

În acest capitol, cu ajutorul metodelor de calcul inginerești, a fost determinată valoarea presiunii de alunecare și analizat caracterul modificării ei în profilele geotehnice de calcul. În continuare, sunt prezentate rezultatele cercetării efectuate pentru terenurile studiate.

Construcțiile de sprijin, după cum se cunoaște, sunt destinate pentru reținerea masivului de pământ care se află după acestea ca să nu se prăbușească. Caracterul funcționării acestor construcții, comportamentul lor sub acțiunea sarcinii transmise de către masivul de pământ, depinde de un șir de factori cum ar fi: rigiditatea construcției, deformarea și curbura ei, caracteristicile pământului din partea superioară și inferioară a versantului ș.a. [38, 59, 68, 138, 167] și alții.

De regulă, la elaborarea geometriei pereților de sprijin, calculele se rezumă la determinarea presiunii în repaus, precum și presiunilor active și pasive [144].

De exemplu, diagrama maximală a presiunii active (σ_{\max}) se determină astfel:

$$\sigma_{\max} = \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (4.1.)$$

unde: γ - greutatea specifică a pământului, kN/m^3 ;

h – înălțimea peretelui, m;

φ – unghiul de frecare interioară, grade;

c – coeziunea specifică, kPa.

Însă, interacțiunea structurilor de sprijin la contactul cu pământul pe versanții alunecători are un caracter cu mult mai complicat. Influența unor factori cum ar fi proprietățile reologice și rezistența de lungă durată a pământului, modificarea regimului hidrogeologic, frecvența de acțiune

a sarcinii, acțiunile seismice și altele impun evidența în calcule a acumulării deformațiilor plastice ireversibile, iar excluderea acestora din calcule ar putea conduce la deformații catastrofale și colapsul nu numai a structurilor de sprijin, dar și a clădirilor și edificiilor, amplasate pe versanți.

Practica de construcție a confirmat de multe ori cele expuse mai sus. De exemplu, A.Ia.Budin prezintă un șir de exemple de deformație de lungă durată a pereților de sprijin pe parcursul a 100 de ani. În același timp, valorile deplasărilor orizontale atingeau 1,0 m [51].

Așadar, problema privind calculul presiunii de alunecare rămâne una dintre cele mai complicate și nerezolvată nici până în prezent.

Cu toate acestea, soluționarea ei corectă determină siguranța structurilor de sprijin proiectate, geometria și structura și, cel mai important, costul lor.

Amintim că în condițiile Moldovei cu seismicitate înaltă, funcționarea sigură a structurilor de sprijin, de cele mai deseori executate din beton armat monolit, va fi determinată de calculul exact efectuat, cu evidența acțiunii seismice [29, 87].

Problema privind determinarea presiunii asupra pereților de sprijin este una dintre problemele clasice ale mecanicii pământurilor. Încercări de o a soluționa au făcut mai mulți cercetători, printre primii fiind Ș.Coulomb (a. 1773). Cu regret, rezultatele obținute de mai mulți autori deseori nu coincid și nu există un răspuns unic la întrebările propuse.

Cercetările experimentale, în general, se efectuează pe modele mici cu valorile tensiunilor comparativ mici, adică, când tensiunea este de același ordin de măsură ca și erorile, condiționate de aparatele de măsurat imperfecte, de asemenea, prin diferența de metodologii ale efectuării experimentelor, proprietățile diferite ale pământurilor ș.a.

Experimentele efectuate pe pământurile granulare dau rezultate mai apropiate de cele teoretice, însă pentru pământurile argiloase întrebarea privind determinarea presiunii de alunecare, datorită complexității naturii rezistenței argilelor și caracterului procesului de alunecare, până în prezent necesită concretizări.

Utilizarea metodelor exacte de calcul, bazate pe principiile stricte ale teoriei echilibrului-limită, pentru obținerea soluțiilor generale, deseori este dificilă din cauza factorilor multipli ai fenomenului cercetat, masivului de pământ neomogen, ce condiționează adoptarea schemelor complicate de calcul. De aceea, în practica în domeniul construcțiilor din Republica Moldova, calculul presiunii de alunecare se face, ca și mai înainte, prin metode ingineresti. Printre ele cele mai răspândite sunt metoda lui K.Terzaghi, Maslov-Berer (a forțelor orizontale), Șahuneanț ș.a.

De regulă, în cadrul metodelor de calcul actuale, corpul alunecător este împărțit în elemente verticale nedeformate (tronsoane). Deoarece sistemul în acest caz este static nedeterminant, pentru calculul presiunii de alunecare (forțelor de interacțiune dintre tronsoane) trebuie introduse

condiții suplimentare. Datorită acestora, toate metodele ingineresti existente, care stau la baza calculului presiunii de alunecare, nu sunt exacte. Mai mult decât atât, în fiecare dintre aceste metode se alege o direcție a sa de acțiune a rezultantei presiunii de alunecare, precum și forma masivului în mișcare.

În procesul de cercetare, autorul acestei teze, în etapa prealabilă, a analizat rezultatele obținute în practica de proiectare a construcțiilor de sprijin referitor la calculul presiunii de alunecare pe teritoriul republicii.

Cu scopul de a alege cea mai eficientă metodă de determinare a presiunii de alunecare au fost efectuate un șir de calcule comparative prin diferite metode pentru terenul “Ocolirea satului Porumbrei”. Calculele au fost efectuate pentru profilele cele mai periculoase, unde se presupunea edificarea structurii de sprijin.

Rezultatele calculelor efectuate sunt date în tabelul 4.1.

Tabelul 4.1. Determinarea presiunii de alunecare pe terenul “Ocolirea satului Porumbrei”

Presiunea de alunecare E, kN/m conform metodei			
Presiunii extremale (MPE)	Terzaghi	Maslov-Berer	Șahuneanț
2629	2718	2996	3001

Metoda presiunii extremale (MPE) a fost elaborată și propusă pentru utilizare practică de Institutul de Transporturi și Căi Ferate din Dnepropetrovsk, sub conducerea A.Ia.Turovscaia și A.G.Dorfman [154].

Calculele confirmă că pentru versantul real alunecător, utilizând MPE, valorile obținute ale presiunii de alunecare sunt cu 15% mai mici comparativ cu valorile obținute prin alte metode.

Este necesar de menționat că acest caz rămâne a fi unicul. De aceea, autorul acestei teze a încercat să efectueze analiza comparativă a rezultatelor determinării presiunii de alunecare prin metode ingineresti de calcul și pentru alte terenuri care se află în condiții analogice de lucru.

În calitate de metode inițiale au servit metodele lui Maslov-Berer (metoda forțelor orizontale) și a lui Șahuneanț (metoda forțelor tangențiale), care și-au găsit o largă răspândire printre proiectanții din Republica Moldova.

În metoda Maslov-Berer, presiunea orizontală (E_i) față de tronsonul aflat în partea de jos calculat (fig.3.3) este egală cu diferența dintre împingerea (H_i) și reacțiunea (R_i). Utilizând formulele coeficientului de stabilitate, obținem următoarele expresii pentru presiunea orizontală:

$$E_i = K (H_i + Q_{ci}) - R_i \quad (4.2.)$$

iar în prezența presiunii datorită filtrației:

$$E_i = K (H_i + Q_{ci} + j_i \cos \beta_{\phi_i}) - R_i \quad (4.3.)$$

Direcția forței seismice pentru rezervă se admite că va coincide cu direcția forței de împingere principale. Așadar, presiunea de alunecare orizontală totală va fi egală:

fără a lua în calcul presiunea datorită filtrației:

$$E_{al} = \sum_{i=1}^{i=n} \left[(K_y^c - 1) p_i \operatorname{tg} \alpha_i + K_y^c \cdot Q_{ci} + p_i \operatorname{tg}(\alpha - \Psi_{pi}) \right] \quad (4.4.)$$

cu evidența presiunii datorită filtrației:

$$E_{al} = \sum_{i=1}^{i=n} \left[(K^c - 1) p_i \operatorname{tg} \alpha_i + K^c \cdot Q_{ci} + K^c \cdot j_i \cos \beta_{\phi_i} + p_i \operatorname{tg}(\alpha - \Psi_{pi}) \right] \quad (4.5.)$$

După cum observăm din formulele de mai sus, la determinarea E_{al} , forțele de forfecare se înmulțesc cu coeficientul de stabilitate K , ca structurile de sprijin să fie calculate conform eforturilor de calcul, dar nu conform presiunii reale. În acest caz, valoarea lui K se ia în funcție de clasa structurii, tipul versantului, condițiile ingineresti ale terenului ș.a. În expresiile scrise, acesta poate fi notat prin K^c .

Menționăm că la determinarea E_{al} , sumarea pe tronsoane se face succesiv, începând cu cel din partea superioară, pentru a se îndeplini egalitatea generală statică.

Metoda forțelor orizontale este destul de efectivă pentru condițiile problemei examinate, deoarece face posibilă a determina valoarea rezultantei forțelor de forfecare și de reținere pentru cazul masivului de pământ alunecător neomogen și forma liberă a suprafeței de alunecare. Totodată, această metodă este convenabil a fi utilizată când conturul suprafeței de lunecare nu este determinat clar. De exemplu, când suprafața de alunecare deseori coincide cu o oarecare suprafață cu rezistență scăzută, care nu iese la suprafața terestră sau iese cu mult mai departe de marginea versantului.

Metoda forțelor tangențiale (Șahuneanț) este utilizată mai des, atunci când suprafața de alunecare este clar determinată de-a lungul căderii versantului. De exemplu, când acumulările deluviale lunecă pe straturile de bază, iar învelișul ultimelor se adoptă ca suprafață de alunecare. În acest caz, este convenabil să se ia în considerare, de fapt, forțele de forfecare, orientate tangențial spre suprafața de lunecare. În același timp, suprafața de lunecare se adoptă că este formată dintr-un șir de terenuri plane, adică în formă de linie frântă.

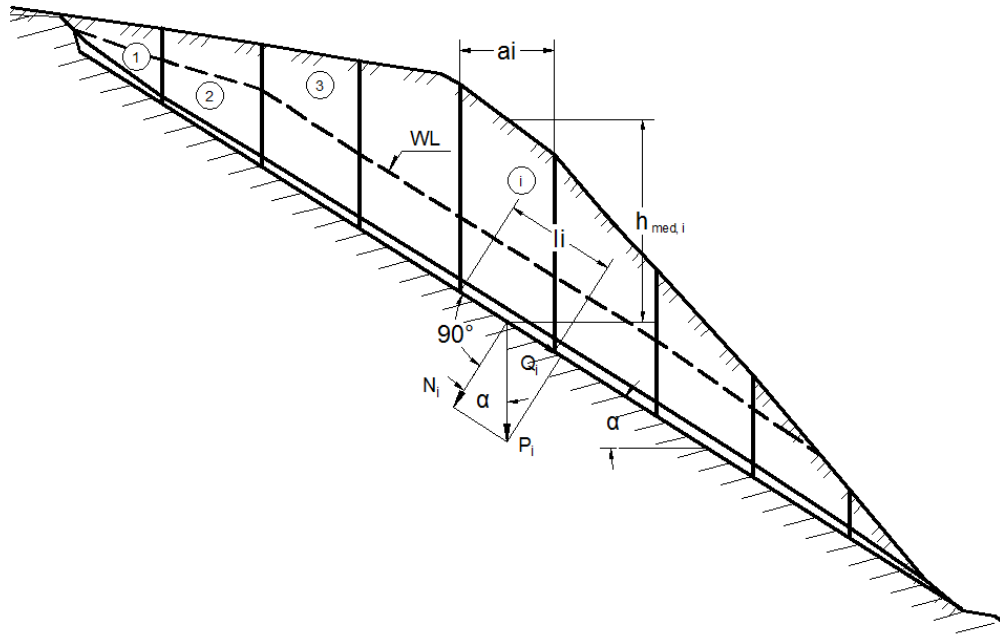
În cazul când suprafața de lunecare fixată a întregii alunecări este plană, cum este redat în figura 4.1, a), pentru pământurile omogene (caracteristici de forfecare constante pe toată prisma de alunecare), formula presiunii de alunecare are un aspect simplu (în lipsa apelor subterane):

$$E_{ai} = K (P \cdot \sin \alpha + Q_c) - P \cdot \operatorname{tg} \varphi \cos \alpha - c \cdot L, \quad (4.6.)$$

unde: P – greutatea întregii prisme alunecătoare;

L – lungimea curbei de alunecare.

a)



b)

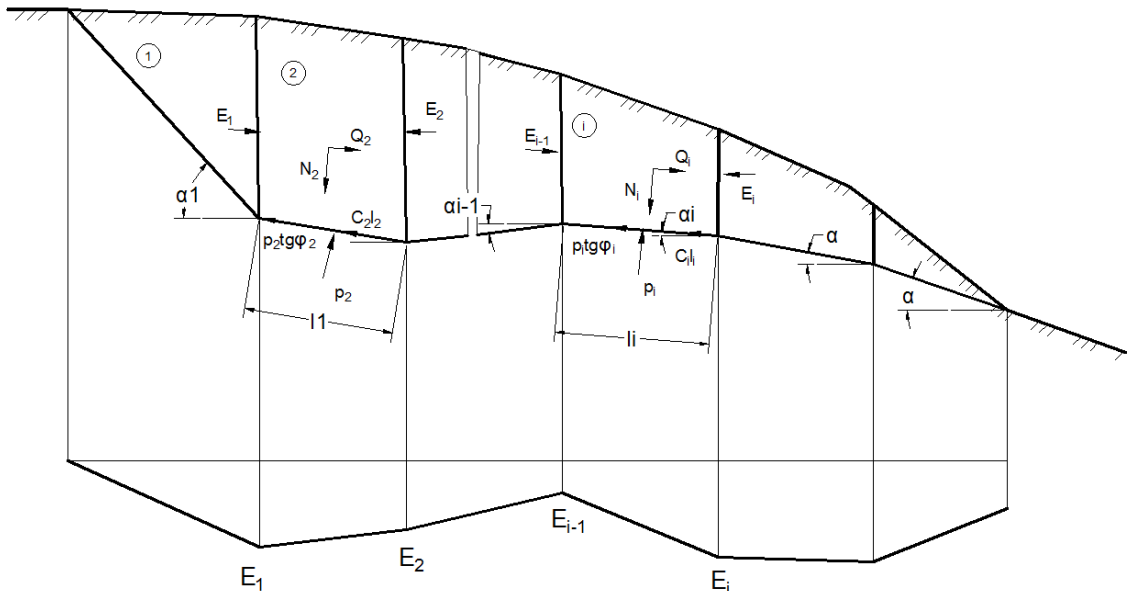


Fig.4.1. Metoda forțelor tangențiale: a) cazul suprafeței drepte de alunecare; b) cazul suprafeței frânte de alunecare.

Sursa: elaborat de autor în baza [130].

Deseori în practică suprafața de alunecare nu este plană, dar poate fi reprezentată prin sectoare aparte, care au înclinație diferită față de orizont. În acest caz, presiunea de alunecare se determină pentru tronsoane aparte, apoi se construiește diagrama variației presiunii de alunecare.

Determinând valoarea presiunii de alunecare pentru tronsoanele masivului alunecător, conform datelor obținute, construim diagrama presiunilor de alunecare (fig.4.1, b), necesară pentru alegerea locului de instalare a construcțiilor de sprijin, care este rațional a fi amplasate în tronsoanele cu valoarea minimă a E_i . Pentru obținerea rezervei necesare de stabilitate la calcularea presiunii de alunecare, ca și mai înainte, forțele de împingere se multiplică cu valoarea de calcul a coeficientului de stabilitate K^c .

Formulele pentru determinarea presiunii de alunecare vor avea următorul aspect:

- în lipsa apelor subterane:

$$E_{al} = \sum_{i=1}^{i=n} K^c (p_i \sin \alpha_i + Q_{ci}) - (p_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) ; \quad (4.7.)$$

- pentru starea submersată a versantului:

$$E_{al} = \sum_{i=1}^{i=n} K^c (p_{bi} \sin \alpha_i + Q_{ci}) - (p_{bi} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{bi} + c_{bi} l_i) ; \quad (4.8.)$$

- la acțiunea asupra versantului a filtrației:

$$E_{al} = \sum_{i=1}^{i=n} K^c (p_i \sin \alpha_i + Q_{ci}) - (p_{bi} \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{bi} + c_{bi} l_i) . \quad (4.9.)$$

Utilizând aparatul de formule menționat mai sus și rezultatele analizei reologice efectuate, au fost calculate valorile presiunii de alunecare și construite diagramele corespunzătoare pentru cele mai periculoase suprafețe de alunecare ale terenurilor cercetate. Interpretarea grafică a rezultatelor este reprezentată în figurile 4.2–4.5.

Analiza rezultatelor obținute demonstrează că momentul principal în alegerea corectă a valorii presiunii de alunecare la calculul construcțiilor de sprijin constă în evaluarea corectă a stării de stabilitate a versantului.

Diagrama presiunii depinde mult de structura litologică a versantului și caracteristicile fizico-mecanice ale pământurilor atrase în procesul de alunecare.

Schimbările proprietăților plastic-vâscoase ale pământurilor care sunt condiționate, de exemplu, de umezirea suplimentară în cadrul manifestării deformațiilor de fluaj, pot conduce la majorarea presiunii de alunecare. Totodată, majorarea presiunii se poate manifesta cu intensitate diferită pe adâncimea masivului de pământ.

Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "ocolirea s. Porumbrei" (suprafața 3-1)
Metoda forțelor orizontale

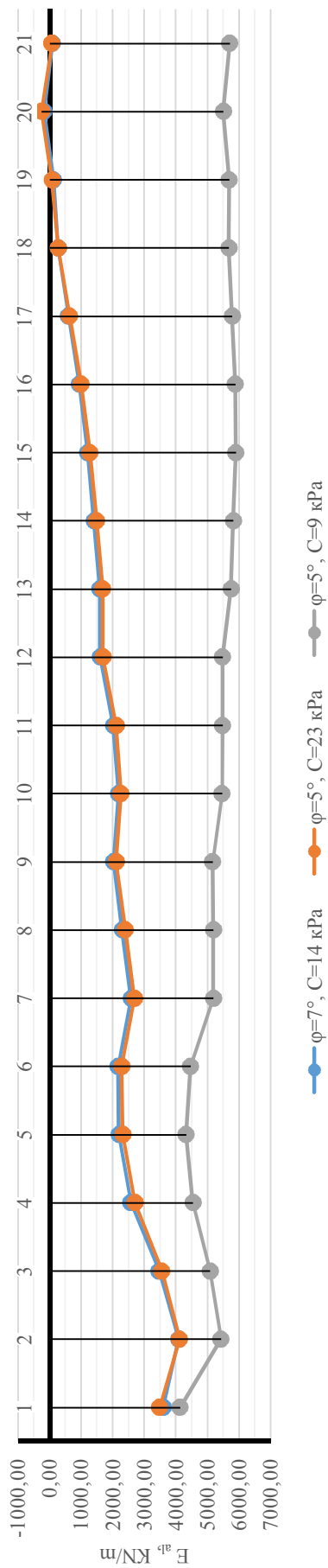


Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "ocolirea s. Porumbrei" (suprafața 3-1)
Metoda lui Șahuneanț

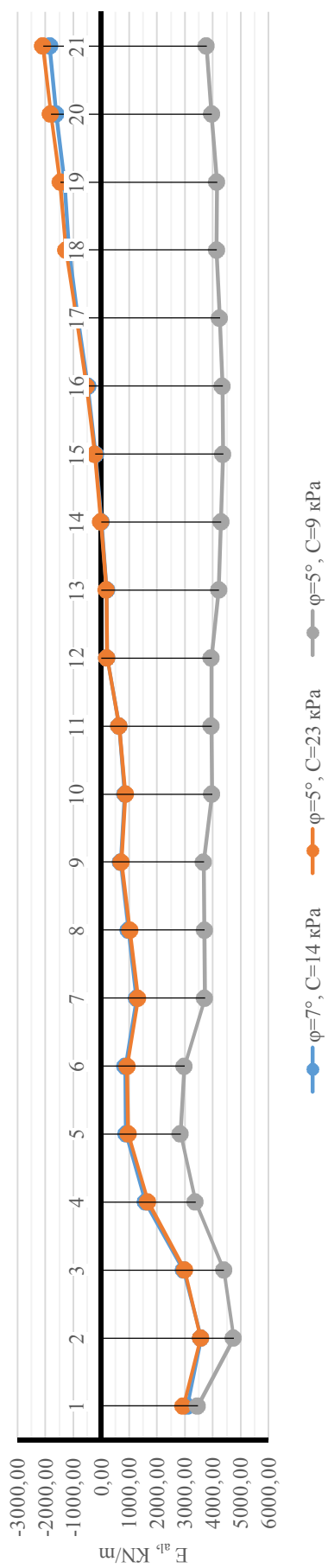


Fig.4.2. Diagramele presiunii de alunecare calculată prin metode ingineresti pentru terenul nr.1 „Ocolirea satului Porumbrei” (suprafața 3-1)

Sursa: elaborat de autor.

Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "s. Vatra" (suprafața 1-1)
Metoda forțelor orizontale

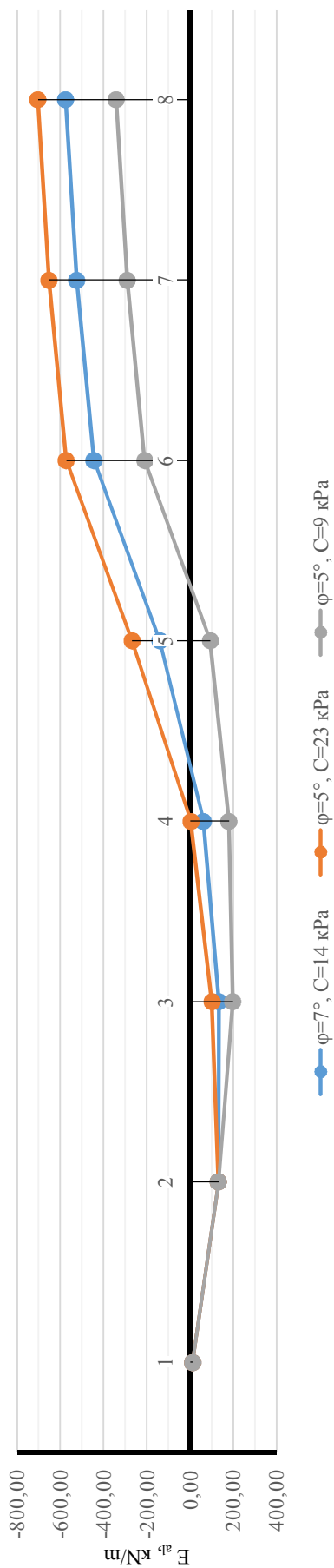


Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "s. Vatra" (suprafața 1-1)
Metoda lui Șahuneanț

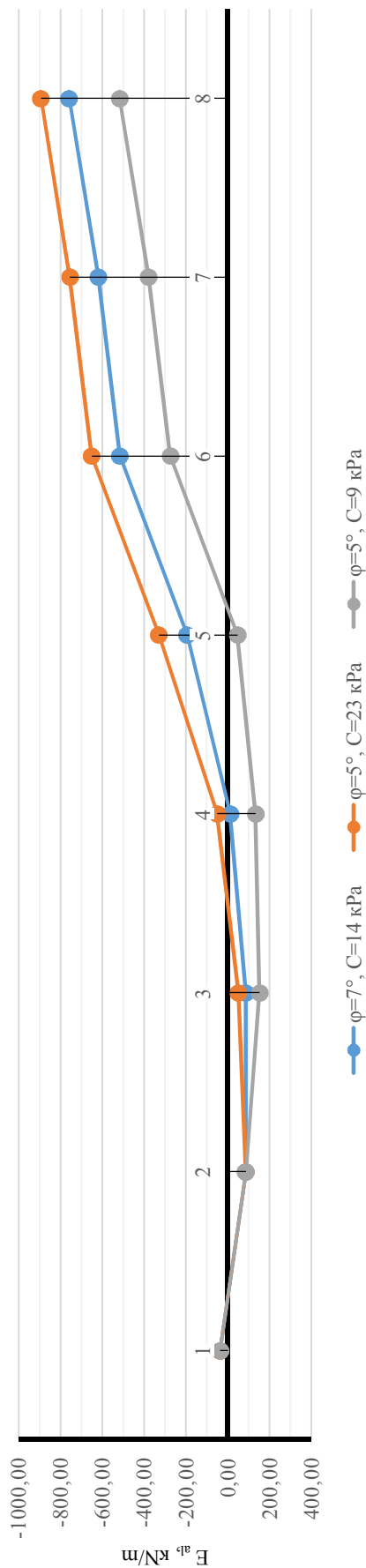


Fig.4.3. Diagramele presiunii de alunecare calculată prin metode ingineresti pentru terenul nr.2, satul Vatra (suprafața 1-1)

Sursa: elaborat de autor.

Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "or. Codru" (suprafața 1-1)
Metoda forțelor orizontale

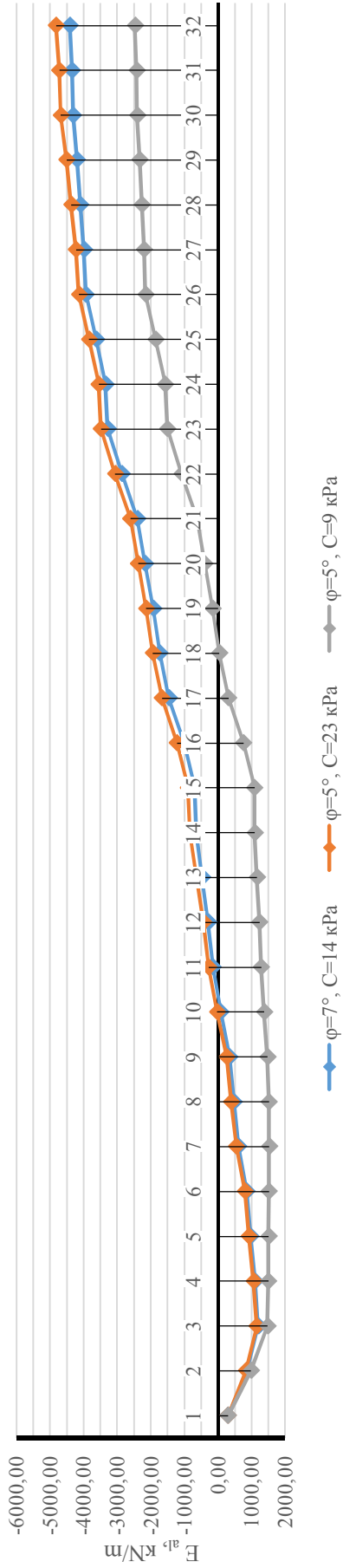


Diagrama presiunii de alunecare pentru terenul "or. Codru" (suprafața 1-1)
Metoda lui Șahuneanț

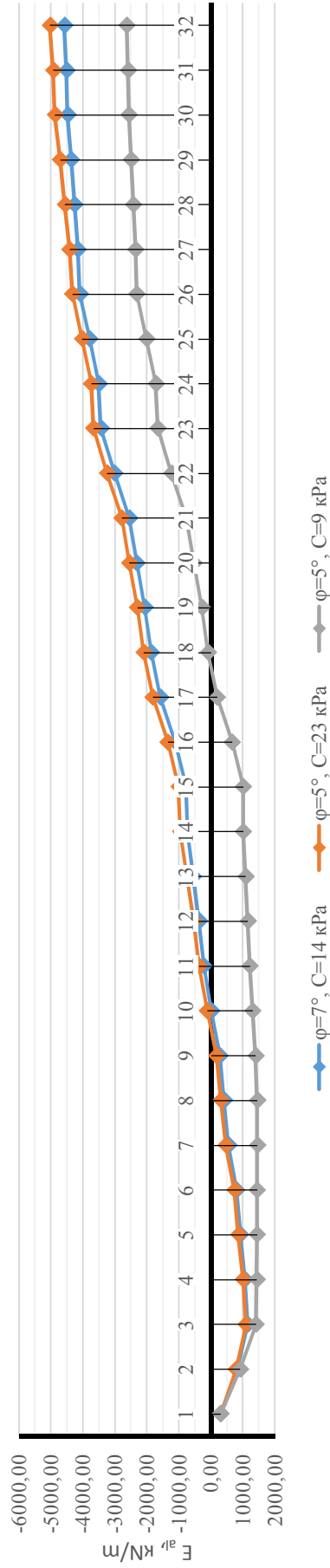


Fig.4.4. Diagramele presiunii de alunecare calculată prin metode ingineresti pentru terenul nr.3, orașul Codru (suprafața 1-1)

Sursa: elaborat de autor.

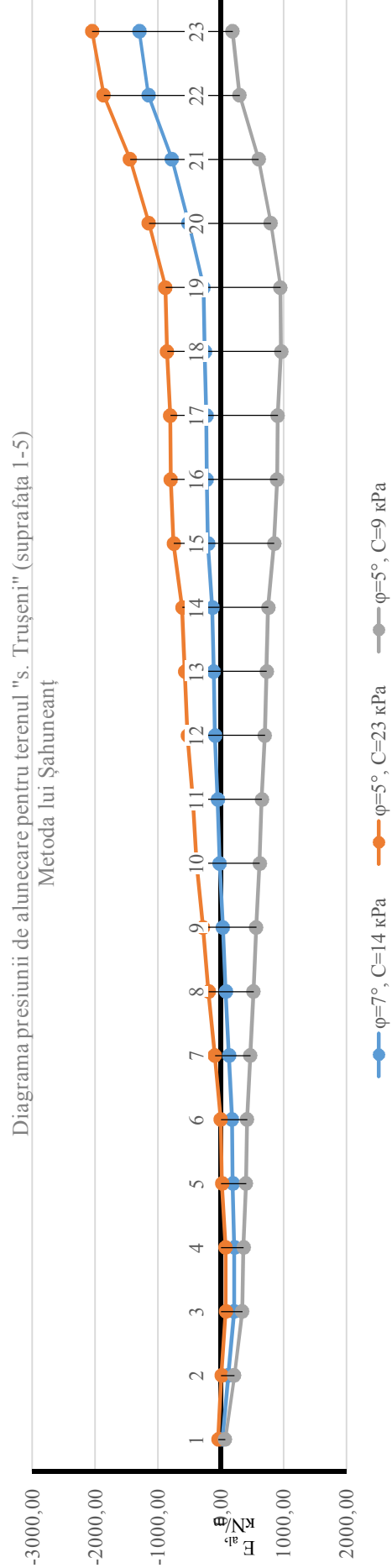
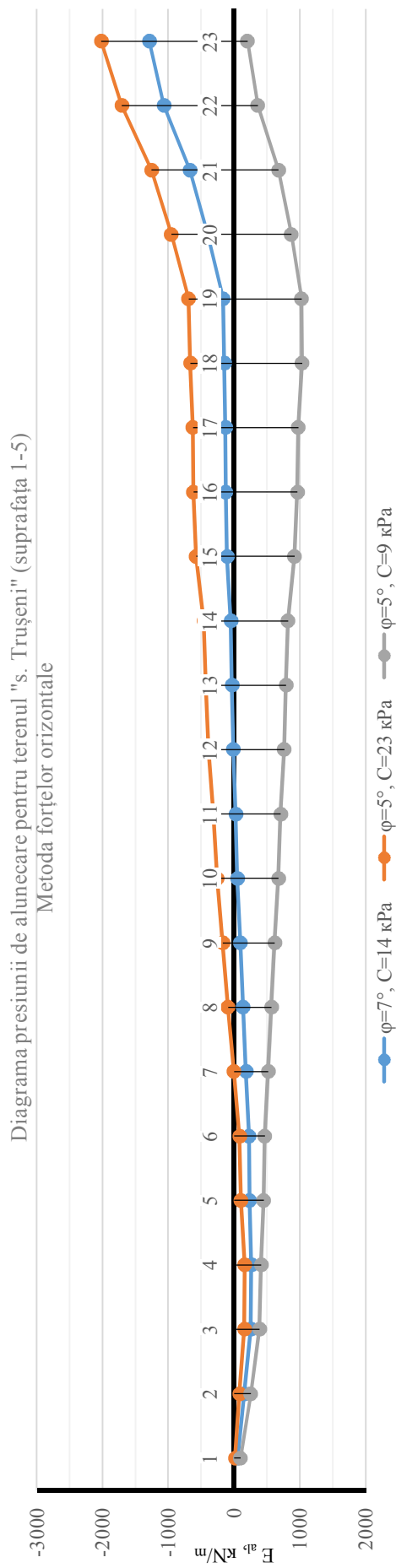


Fig.4.5. Diagramele presiunii de alunecare calculată prin metode ingineresti pentru terenul nr.4, comuna Trușeni (suprafața 1-5)

Sursa: elaborat de autor.

Concludente în acest plan sunt, în opinia autorului, rezultatele cercetărilor experimentale efectuate de către UTM pe terenul din vâlceaua „Valea trandafirilor” sub conducerea T.A.Timofeeva. Pentru determinarea valorii presiunii asupra construcțiilor de sprijin, care au fost propuse pentru amplasare pe una din porțiunile versantului, au fost utilizate datele analizei a doi piloți cu tensometri.

Piloții cu tensometri au fost executați sub conducerea lui I.C.Postolachi.

Pilotul cu tensometri reprezintă o țevă metalică detașabilă, alcătuită din țevi cu diametrul de 105 mm, pe partea exterioară a cărora sunt montate elemente de măsurare (tensometri) cu pasul de 1,3 m. Construcția pilotului cu tensometri și schema de instalare a acestora sunt prezentate în figura 4.6.

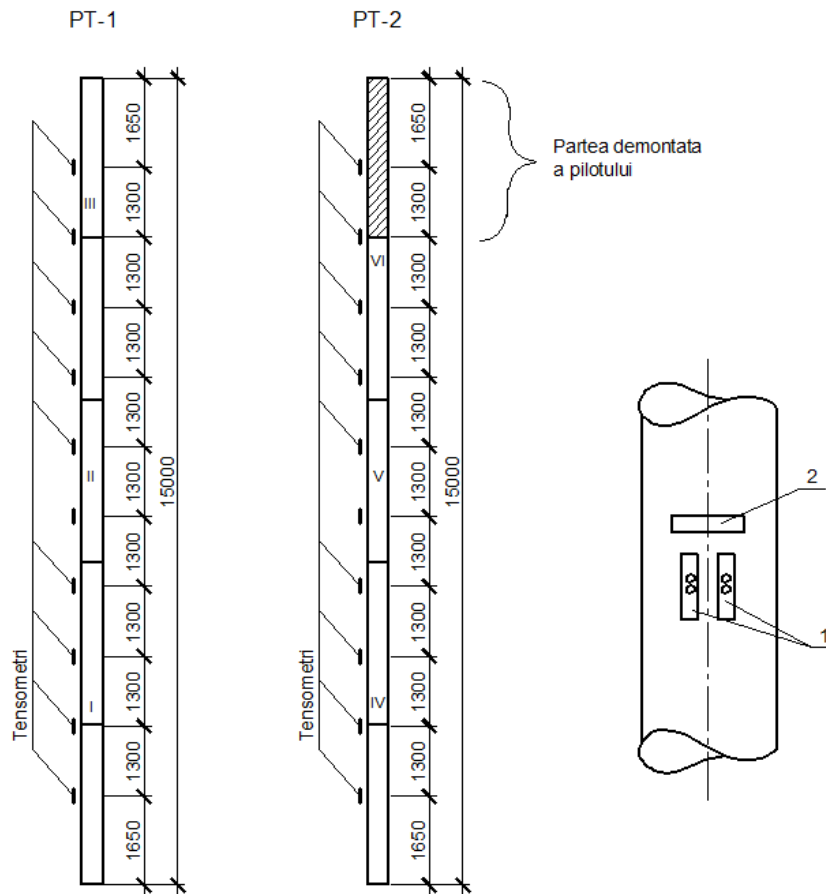


Fig.4.6. Construcția pilotului cu tensometri:

I-IV – părțile componente ale pilotului cu tensometri; 1 – sensorii funcționali; 2 – sensor de compensare.

Sursa: material de arhivă de la UTM, elaborat de I.C.Postolachi.

Ținând cont de particularitățile structurii geologice a terenului cercetat, lungimea piloților a fost adoptată de 15,0 m, ce condiționa încastrarea lor în argilele dense. Montarea piloților cu tensometri în regim de lucru s-a efectuat cu ajutorul instalației de forare în sonde forate prealabil cu diametrul de 162 mm.

În procesul de executare a piloților în condiții de laborator, fiecare element component a fost testat. Aceasta a fost efectuat cu scopul verificării lucrului sensorilor și pentru a construi graficul gradării elementelor tensoriale. Sarcina i se transmitea pilotului cu tensometri în trepte ($P_1 = 400$ N; $P_2 = 800$ N; $P_3 = 1200$ N) cu ajutorul preseii hidraulice și era controlată prin dinamometru. Deformațiile care apăreau în țevă în locurile unde era aplicată sarcina (în locurile unde erau instalate elementele tensoriale) erau fixate de aparatul SIIT-3 cu tiparul datelor obținute pe hârtie.

Conform rezultatelor gradării în corespundere cu deformațiile măsurate, a fost determinată tensiunea care apărea la încovoierea țevii în locurile unde erau instalate elementele tensoriale. Aleatoriu, pentru două dintre cele mai tipice scheme de încărcare, a fost calculată tensiunea, corespunzător acestor scheme, după formulele cunoscute din rezistența materialelor.

Rezultatele cercetărilor au demonstrat coincidența suficientă a datelor experimentale și celor calculate pentru soluționarea problemelor practice în etapa dată. Aceasta a dat posibilitatea să fie utilizate pentru interpretarea lucrului piloților cu tensometri în condiții de câmp.

După instalarea piloților cu tensometri pe versant, a fost efectuat primul ciclu de măsurări, pentru a obține date inițiale despre lucrul fiecărui element tensorial, necesare pentru cercetarea ulterioară a naturii dezvoltării deformațiilor și a posibilității de schimbare a presiunii active în timp. În total, pe parcursul cercetării au fost efectuate 5 cicluri de observări. După rezultatele măsurărilor efectuate au fost construite graficele de schimbare a tensiunii pe adâncul masivului (fig.4.7).

Deși observările au fost efectuate într-o perioadă de timp redusă, au fost înregistrate schimbări în indicațiile detectoarelor tensometrice, care permit a presupune dezvoltarea deformațiilor de curgere lentă în unele puncte ale masivului ce coincid cu zonele naturale cu rezistență scăzută la adâncimea de 5 și 10 m. Astfel se poate vorbi despre prezența procesului de acumulare a deformației, care încă nu a atins valoarea critică ce ar condiționa tranziția versantului în stare instabilă.

Analiza observărilor asupra lucrului piloților cu tensometri demonstrează că diagrama presiunii se modifică în timp. Judecând după grafice, distribuția presiunii pe adâncime este destul de complicată. Probabil, succesiunea solurilor cu o componență și consistență diferită condiționează dezvoltarea deformațiilor rocilor, corespunzător, cu viteză diferită. Prin urmare, în grafice sunt marcate zonele cu presiune ridicată. Valorile maxime ale presiunii în urma

rezultatelor observărilor alcătuiesc corespunzător: PT-1 – 35 κPa, pentru PT-2 – 50 κPa. Zona inferioară a presiunii maxime la adâncimea de 7-8 m practic coincide cu una din suprafețele de alunecare presupusă în schemele de calcul alese.

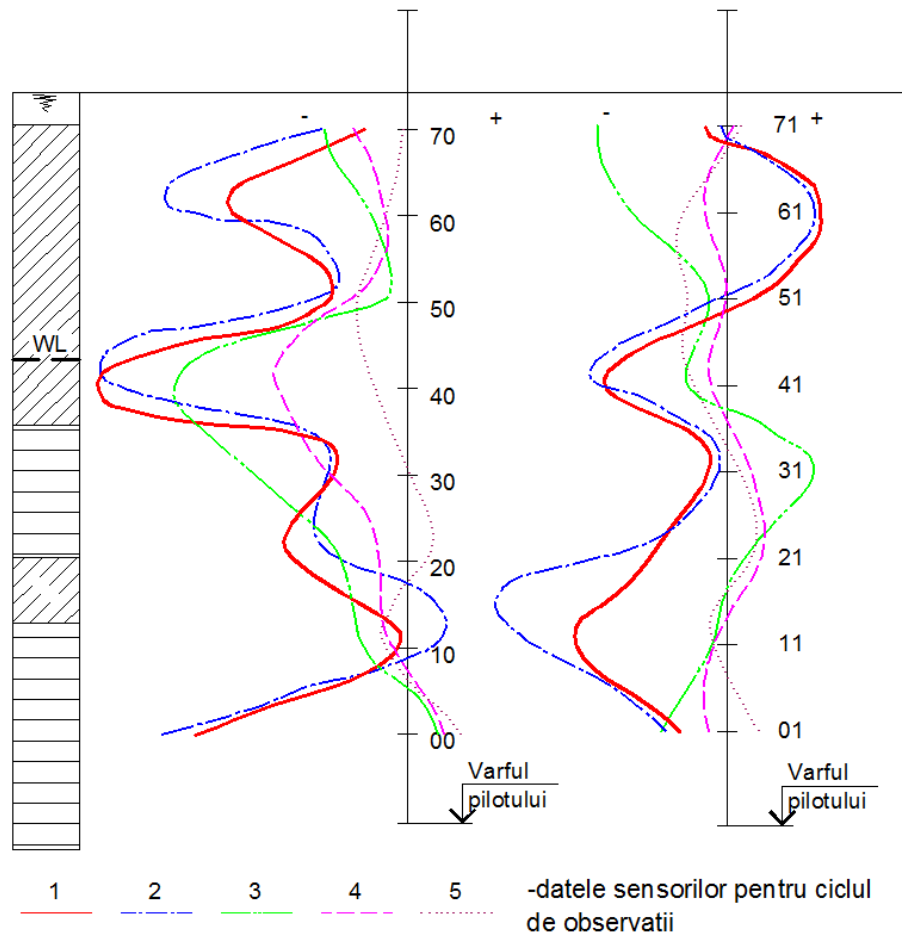


Fig.4.7. Caracterul distribuției tensiunii în masivul de pământ pe versantul alunecător din vâlcea „Valea trandafirilor” în locul de instalare a piloților cu tensometri PT-2

Sursa: material de arhivă, UTM, elaborat de autor.

După cum s-a mai menționat (vezi capitolul 3.1), versantul în limitele terenului cercetat se află în stare de stabilizare temporară. Prin urmare, presiunea transmisă piloților cu tensometri, de fapt, este presiunea pământului în stare de limită.

Valoarea calculată aproximativă a presiunii totale în urma rezultatelor observărilor efectuate asupra lucrului piloților cu tensometri (PT-1) alcătuiește, aproximativ, $E = 200...220 \text{ κN/m}$. Presiunea în profilul PT-1 obținută prin metoda forțelor orizontale (pentru $\varphi = 7^\circ$, $C=14 \text{ κPa}$ și $K = 1.55$), alcătuiește $E = 240 \text{ κN/m}$.

După cum s-a menționat, teoriile clasice de calcul al construcțiilor de sprijin se bazează pe principiile inițiale precum că stabilitatea pământului în umplutură este distrusă totalmente, că pe toată suprafața de alunecare concomitent se atinge rezistența la forfecare a pământului maximal

posibilă și că natura deformațiilor construcțiilor de sprijin nu are nici o influență asupra condițiilor de distribuire a valorii presiunii laterale.

Cu regret, aceste afirmații sunt veridice doar numai în cele mai simple cazuri (de exemplu, nisipul din umplutură). Între valorile calculate ale presiunii laterale determinate, reieșind din rezistența-limită a pământului, și cele observate în realitate există divergențe semnificative.

Deosebit de evident se manifestă aceste divergențe când construcțiile de sprijin sunt instalate în pământurile argiloase pseudo-rigide la care se referă și argilele sarmatice din care sunt formați versanții situați în Moldova Centrală. Prin aceasta se explică faptul că rezultatele obținute de autor trebuie să fie „legate” de calculul unei construcții de sprijin concrete: un perete masiv de sprijin, palplanșe diuntr-un rând sau două de piloți și altele.

Este necesar a menționa, de asemenea, că în etapa inițială de lucru, argilele tari și pseudo-rigide sarmatice se vor comporta ca niște corpuri solide.

Ulterior, în urma unor posibile deformații, și în primul rând în urma fluajului, structura argilelor se distruge. La distrugerea totală a coeziunii structurale (C_c) argilele pseudo-rigide devin plastice.

Fără îndoială, starea de echilibru a pământurilor argiloase, ca stare ce corespunde începutului unei micșorări a rezistenței lor, exclude posibilitatea utilizării teoriei rezistenței corpurilor solide pentru analiză. Aceasta complică determinarea valorii presiunii pământului în stare de repaus.

Calculul presiunii laterale în condițiile echilibrului-limită ($\lambda=0,85$), ținând cont de încastrarea piloților cu tensometri în argilele de bază la adâncimea de 4 m, efectuat de autorul tezei de față, a demonstrat că presiunea maximală la adâncimea de 7,5 m ar trebui să constituie aproximativ $\sigma_{xa} = 30 \text{ kPa}$, care practic coincide cu valorile obținute în urma observărilor asupra lucrului piloților cu tensometri $\sigma_{xa} = 35 \text{ kPa}$.

Astfel, rezultatul dat obținut impune argumentarea și confirmarea lui pentru un număr mai mare de terenuri alunecătoare.

Există mai multe abordări privind evaluarea dispersării presiunii în adâncul pământului și, corespunzător, asupra construcțiilor de sprijin care se bazează pe un șir de ipoteze. Reieșind din rezultatele cercetării de față privind versanții care sunt în stare de echilibru-limită, autorul tezei presupune că presiunea de alunecare exercitată este presiunea pământului care se află în stare de dezvoltare a deformației de curgere lentă la asigurarea stabilității de lungă durată, ce corespunde coeficientului normativ de rezervă.

Determinarea presiunii de alunecare în acest mod este legată nemijlocit de divizarea coeziunii generale în componentele ei: coeziunea structurală și coeziunea hidrocoloidală și efectuării analizei reologice, esența căreia este redată în subcapitolul 3.1.

4.2. Argumentarea principiilor privind proiectarea construcțiilor de sprijin cu evidența naturii procesului de alunecare identificat

Una dintre cauzele lucrului nesatisfăcător al construcțiilor de sprijin constă în metodologia actuală de calcul imperfectă.

În special, nu sunt abordate suficient întrebările privind evidența caracteristicilor reologice ale pământurilor care formează versanții alunecători, caracterul dezvoltării posibile a procesului de alunecare, particularitățile de interacțiune a sistemului „pământ–construcție” la determinarea presiunii de alunecare, precum și posibilele schimbări în timp.

Nu trezește îndoieli nici faptul că determinarea presiunii de alunecare se va baza mult pe calculul fiabil al stabilității versantului alunecător.

Analiza metodelor de calcul al determinării coeficientului de stabilitate efectuată de către autor, demonstrează că majoritatea savanților și cercetătorilor, care se ocupă de evaluarea pericolului de alunecări, recomandă utilizarea abordării complexe la determinarea stabilității versanților și modelarea comportării lor.

O mare parte dintre aceste recomandări devine bază a documentelor normative.

I.C.Fomenco subînțelege prin noțiunea de metodologie complexă următoarele [163, p.224]:

- “aplicarea în calculul coeficientului de stabilitate a versantului a metodelor cu aparat mecanic-matematic diferite și evaluarea coincidenței lor;
- calculul stabilității versanților în pământurile neomogene pe suprafețele de alunecare cilindrice prin metodele echilibrului-limită trebuie să includă procedeul de optimizare a lor;
- abordarea probabilistică și analiza sensibilității la prognozarea stabilității versanților”.

Efectuând prognozarea cantitativă a riscului de alunecare, stabilitatea versantului poate fi evaluată atât în timpul cercetărilor, cât și ținând cont de schimbările unor sau altor factori de apariție a alunecărilor care au loc în timp.

La rândul său, evaluarea cantitativă comparativă a rolului unor factori aparte de dezvoltare și decurgere a deformațiilor de alunecare la reducerea coeficientului de stabilitate a versantului servește drept bază a celor mai nefavorabile condiții de stabilitate a versantului.

Deoarece toate metodele de evaluare a gradului de stabilitate a versanților alunecători au limitele lor, decizia veridică poate fi luată numai aplicând metodele complexe, precum și alegerea celui mai corect model de comportare a pământurilor și criteriilor de rezistență.

Influența unui număr mare de factori asupra valorii coeficientului de stabilitate cum ar fi metoda de calcul, alegerea corectă a suprafeței de alunecare, schimbarea regimului apelor subterane, seismicității ș.a. impun cercetătorii și proiectanții să introducă corectări între coeficientul de stabilitate și starea versantului calculat.

De exemplu, I.C.Fomenco propune să fie aplicată următoarea relație reciprocă (tab.4.2) [163, p.229]:

Tabelul 4.2. Relația dintre coeficientul de stabilitate și starea versantului calculat

Valoarea coeficientului de stabilitate	Starea versantului alunecător (potențial-alunecător)
<1.0	instabil
1.0-1.2	în stare de echilibru-limită
1.2-1.5	potențial alunecător
>1.5	stabil

Totodată, de-acum la valoarea coeficientului de stabilitate mai mică de 1,5, I.C.Fomenco propune să fie elaborat un sistem de măsuri împotriva alunecărilor.

Recomandările în vigoare privind calculul stabilității versanților alunecători [163, p.55] impun, în legătură cu aceasta, alegerea coeficienților normativi de stabilitate (coeficienților de rezervă). Valoarea coeficientului de rezervă se determină din relația:

$$K = \frac{\Psi \cdot \gamma_n}{\gamma_c}, \quad (4.10.)$$

unde: Ψ – coeficientul de calcul al perioadei calculate;

γ_c – coeficientul condițiilor de lucru;

γ_n – coeficientul de siguranță după destinația construcției.

În cadrul cercetării de față este necesar a menționa că calculul stabilității versantului și determinarea presiunii de alunecare a fost efectuat în baza principiilor fizico-tehnice ale teoriei fluajului. De aceea, este oportun a concretiza unele principii de calcul.

Evidența proprietăților reologice ale pământurilor la determinarea presiunii asupra construcțiilor de sprijin

La proiectarea pereților de sprijin pe pământurile argiloase, inițial, este necesar a soluționa problema privind stabilitatea lor de lungă durată care este determinată de rezistența pământurilor argiloase și posibilitatea modificării ei în timp.

În corespundere cu teoria fizico-tehnică a fluajului [112], rezultatul poate fi obținut prin determinarea coeficientului de rezistență la forfecare F_p , care poate fi determinat, în general, prin expresia:

$$F_p = \operatorname{tg}\varphi_w + C_w / p_n . \quad (4.11.)$$

Amintim că această expresie reprezintă rezistența totală a pământului la forfecare $S_{p,w}$ față de presiunea normală p_n , care acționează asupra pământului, adică: $F_p = S_{p,w} / p_n$

$$F_p = (p_n \operatorname{tg}\varphi_w + C_w) / p_n . \quad (4.12.)$$

Totodată, luând în considerare relația (2.1), putem scrie:

$$F_p = \operatorname{tg}\varphi_w + \frac{\Sigma_w + C_c}{p_n} . \quad (4.13.)$$

Coeficientul de rezervă al stabilității la forfecare a peretelui de sprijin K , desigur, va putea fi exprimat prin mărimea relației dintre forțele de reținere $R_{ret.}$ și forțele de împingere $Q_{imp.}$, adică:

$$K = R_{ret.} / Q_{imp.} . \quad (4.14.)$$

Condițiile de lucru reologice ale pământului examinate prin prisma primului criteriu al teoriei fizico-tehnice a fluajului menționat mai sus se determină, incluzând în lucrul pământului (“mobilizarea”) coeziunea totală proprie lui C_w care reprezintă suma coeziunii hidrocoloidale de natură reversibilă Σ_w , la mărimea constantă a unghiului de frecare real φ_w în toate cazurile, și coeziunii structurale C_c . Fiind pusă astfel întrebarea și prin introducerea în formulele (4.11–4.12) a unor sau altor caracteristici ale pământului, în același timp întotdeauna a unghiului de frecare interioră φ_w , este mai convenabil să se opereze cu următoarele valori ale coeficientului de rezervă K a construcției de sprijin la forfecare (în acest caz, valoarea coeficientului K se va deosebi numai prin variantele coeziunii incluse în calcul):

- 1) K_{φ, C_w} – pentru evaluarea stabilității generale a construcției fără a lua în calcul factorul timp, adică, cu introducerea în același timp în calcule a coeziunii totale $C_w = \Sigma_w + C_c$;
- 2) K_{φ, C_c} – la fel, fără a lua în calcul legăturile de coerență hidrocoloidale Σ_w ;
- 3) K_{φ, Σ_w} – pentru evaluarea condițiilor de stabilitate a construcției, “mobilizării” coerenței pământului în condițiile excluderii din calcul a coeziunii structurale C_c ;
- 4) K_{φ} – evidența în calcul numai a forțelor de frecare interioare.

Referitor la acești indici, ținând cont de principiile generale ale teoriei fizico-tehnice a fluajului în condițiile presiunii constante E_{al} în timp a pământului din cadrul versantului și construcțiilor de sprijin, vom obține:

1. a) când $K_{\varphi, C_w} \geq 1$, peretele de sprijin are o oarecare rezervă de stabilitate generală, chiar excesivă; b) când $K_{\varphi, C_w} < 1$, peretele nu are o rezervă de stabilitate generală și se va prăbuși inevitabil în timpul exploatării;

2) când $K_{\varphi, C_c} > 1$, peretele are o oarecare rezervă de stabilitate în condițiile de excludere a posibilității de apariție a fluajului ($\tau < \tau_{lim}$);

3) când $K_{\varphi, C_w} \geq 1$ și în același timp $K_{\varphi, C_c} < 1$, adică în condiții de mobilizare a coerenței, peretele are o oarecare rezervă de stabilitate generală în condițiile manifestării deformației de fluaj;

4) când $K_{\varphi, \Sigma_w} > 1$ și în același timp $K_{\varphi, C_c} < 1$, stabilitatea peretelui de asemenea este asigurată, dar se manifestă, obligatoriu, fluajul;

5) când $K_{\varphi} > 1$, stabilitatea peretelui este asigurată în toate cazurile, fiind exclus fluajul.

Dacă se respectă condiția 3, conform teoriei rezistenței de lungă durată, în cazul manifestării fluajului ar putea fi distruse legăturile coeziunii structurale ireversibile până la distrugerea lor definitivă ($C_c \rightarrow 0$). În aceste circumstanțe, stabilitatea generală a construcției în condițiile punctului 1 ar putea să nu fie asigurată, solicitând diferite măsuri speciale pentru a întări temelia, micșorând în acest sens eforturile de forfecare q_0 prin instalarea pe versant a unei construcții de sprijin sau prin reducerea cu anumite mijloace a presiunii de alunecare E_{al} .

[Deformația și pierderea stabilității generale a construcțiilor de sprijin, spre deosebire de construcțiile obișnuite, pot fi condiționate de deplasările de lungă durată și reducerea rezistenței pământurilor din temelia lor.

Astfel, la proiectarea construcțiilor de sprijin este necesar mai întâi să se determine dacă construcția va suporta deformații de împingere sau nu. Această problemă poate fi soluționată prin compararea reală a sarcinii active de calcul la forfecare q_0 în condițiile de asigurare a stabilității ei generale, când coeficientul de rezervă $K = 1$ cu mărimea limitei de fluaj τ_{lim} .

Presiunea de alunecare E_{al} se determină în acest caz fără evidența coerenței.

Respectând în acest sens condiția $q_{calc} < \tau_{lim}$, întrebarea aceasta se consideră rezolvată, iar necesitatea analizei ulterioare, care ține cont de scăderea rezistenței pământurilor argiloase în timp, se exclude.

Altfel-spus, această necesitate lipsește în acele cazuri, când la verificarea stabilității generale a construcției de sprijin, edificată pe pământurile pseudo-rigide ($\varphi_w \neq 0, \Sigma_w \neq 0$) coeficientul de rezervă determinat prin calcul fără a ține cont de coeziunea hidrocoloidală reversibilă Σ_w va fi mai mare de o unitate.

Totodată, calculul reducerii în timp a rezistenței pământurilor argiloase este necesar la respectarea concomitentă a următoarelor condiții:

- 1) $K > 1$ la efectuarea calculului privind evaluarea stabilității generale a construcției, fiind utilizate (φ_w, Σ_w, C_c) (dacă coeziunea structurală C_c există);
- 2) $K < 1$ la efectuarea calculelelor fără a ține cont de Σ_w .

Evident, în aceste condiții, în multe cazuri poate fi oportună micșorarea sarcinilor de forfecare active corespunzătoare care acționează și prin aceasta stoparea, în conformitate cu principiile enunțate mai sus, a posibilității practice de majorare a presiunii în timp asupra construcției de sprijin din partea pământului sau a taluzului pe care o susține, format din pământuri argiloase, în cazul reducerii rezistenței lor.

Sucesiunea de efectuare a calculului privind prognozarea deformației de alunecare a construcțiilor de sprijin

Necesitatea efectuării prognozărilor, cum a fost demonstrat anterior, apare în multe cazuri. Dar pentru a utiliza aparatul teoretic în scopurile cercetării, tebuie să cunoaștem următoarele date inițiale:

- 1) dimensiunile construcției în plan;
- 2) sarcina asupra pământului la talpa construcției (p_0) de la acțiunea masei construcției (P) și sarcinii de forfecare (q_0) datorată acțiunii efortului transversal asupra construcției (Q);
- 3) secțiunea geologică, fiind evidențiate unele sau alte straturi ale pământurilor argiloase, care ar putea condiționa deformația de alunecare de lungă durată a construcției cu fixarea nivelului apelor subterane;
- 4) indicii greutatei specifice (γ_w) și ai umidității (W) pământurilor;
- 5) caracteristica rezistenței la forfecare a unor sau altor straturi ale pământurilor argiloase, fiind evidențiată valoarea unghiului real de frecare interioară (φ_w), coerența (Σ_w) și coeziunea structurală (C_c) în dependentă de umiditatea-densitatea pământurilor (W, ρ);
- 6) vâscozitatea dinamică, corespunzătoare straturilor de pământ cercetate (η_w) în dependentă de umiditate-densitate (W, ρ), fiind evidențiat caracterul de avansare al ei în timp (t) de la cea inițială (η_{ini}) până la valoarea de calcul finală (η_{fin}).

Prima operație a prognozei constă în determinarea posibilității de manifestare a fluajului în temelia construcției proiectate. În stadiul inițial al proiectării, posibilitatea apariției deformațiilor de lungă durată a construcțiilor de sprijin, care vor fi edificate pe pământurile pseudoplastice argiloase ($\varphi_w \neq 0$, $\Sigma_w \neq 0$, $C_c = 0$ sau $C_c \neq 0$), se determină prin raportul dintre tensiunea tangențială (τ) sau sarcina de forfecare (q_0) și limita de fluaj (τ_{lim}) determinate din calcul.

La determinarea valorii (τ_{lim}) trebuie să ținem cont numai de acele sarcini, care în realitate vor fi aplicate pământului la talpa construcției (fără rezervă) și vor acționa asupra pământului pentru o perioadă de timp îndelungată. Sarcina cu acțiune de scurtă durată asupra construcției, schimbarea condițiilor hidrogeologice și a fenomenelor seismice în acest caz nu trebuie să fie luate în calcul.

La determinarea celui mai nefavorabil raport dintre tensiunea normală (p_n) și tensiunea tangențială (τ) nu trebuie scăpat din vedere faptul că riscul de apariție a fluajului crește odată cu majorarea tensiunii tangențiale și cu micșorarea tensiunii normale.

Cele expuse mai sus determină lucrul construcției când un strat periculos de pământ argilos se așterne nemijlocit sub construcție. Dacă acesta se așterne la o adâncime oarecare (z) sub talpa construcției, limita de fluaj a acestuia poate fi determinată luând în calcul schimbările odată cu adâncimea tensiunii normale (p_n) și tangențiale (τ), reieșind din formulele cunoscute ale mecanicii pământurilor. Însă, o astfel de necesitate apare doar în cazuri relativ rare, care țin de schimbările densității pământului pe adâncime, precum și de construcțiile relativ mici după dimensiuni în plan. În același timp, tensiunea normală și tangențială pot varia brusc odată cu adâncimea la o valoare relativ constantă a limitei de fluaj.

În cazuri obișnuite și în special la proiectarea construcțiilor cu dimensiuni mari în plan, utilizarea, pentru determinarea limitei de fluaj, în calitate de mărimi de calcul (p_0 ; q_0) care acționează asupra tălpii construcției, sunt argumentate definitiv prin faptul că în condițiile examinate grosimea zonei active, de regulă, nu depășește 5 m, dar poate fi și mai mică (1-2 m). Aceste circumstanțe impun o restricție semnificativă a adâncimii în limitele căreia trebuie să fie cercetate proprietățile reologice ale pământurilor argiloase.

În urma comparării q_0 (sau τ_{lim}) putem trage următoarele concluzii:

- a) $q_0 < \tau_{lim}$;
- b) $q_0 \geq \tau_{lim}$;

Dacă este respectată condiția (a), riscul real de apariție a deformației de alunecare de lungă durată a construcției de sprijin este exclus.

Probabil, în acest caz, necesitatea efectuării analizei reologice dispare. În condiția punctului (b), această analiză este inevitabilă.

La depistarea în temelia construcțiilor a pământurilor argiloase plastice ($\varphi_w = 0$, $\Sigma_w \neq 0$, $C_c = 0$) nu este necesară această comparare, deoarece pentru aceste argile limita de fluaj este egală cu zero ($\tau_{lim} = 0$). Prin urmare, în acest caz, la proiectarea construcțiilor respective este inevitabilă analiza reologică.

În stadiile ulterioare de proiectare, aceste concluzii trebuie verificate, utilizând pentru comparare valorile q_0 sau τ_{zx} cu limita de fluaj τ_{lim} (determinată în cazuri deosebit de responsabile deja pe cale experimentală).

În conformitate cu principiile generale ale teoriei fizico-tehnice a fluajului și rezultatele obținute de către autor, determinarea coeficientului de stabilitate generală a construcției de sprijin la forfecare (K_{forf}) prin metode obișnuite, confruntând rezultatele obținute cu valorile normative, este posibilă și admisibilă doar în cazul dacă construcția nu este expusă riscului apariției deformației de alunecare de lungă durată, nici de scăderea în timp a rezistenței pământurilor argiloase din temelia construcției. Totodată, la o deformație semnificativă a pământurilor argiloase din temelie, baza construcțiilor de sprijin (și chiar a umpluturii timpanului pereților de sprijin) nu putem exclude posibilitatea deteriorării legăturilor ireversibile proprii pământului. În această situație, mărimea coeziunii structurale (C_c) trebuie exclusă din calculul evaluării coeficientului de rezervă a stabilității generale a construcției în toate cazurile, când va fi demonstrat că un astfel de fenomen este posibil.

Aici vom aminti încă o dată două observații importante. În toate cazurile trebuie să ținem cont că fluajul poate apărea doar în urma acțiunii îndelungate asupra pământului a unor sau altor tensiuni tangențiale. În consecință, determinând valoarea de calcul (q_{calc}), sarcinile de scurtă durată și temporare de orice tip nu trebuie să fie luate în considerare (de exemplu, sarcina seismică, mărirea temporară a presiunii ș.a.). În continuare, sarcina de forfecare de calcul (q_{calc}) trebuie determinată față de starea reală, adică, fără a fi majorată valoarea ei pentru asigurarea unei oarecare rezerve de stabilitate a construcției. E de la sine înțeles că întrebarea privind valorile admisibile ale deplasărilor (u_0) și vitezei (v_0) lor de dezvoltare în cadrul construcțiilor de sprijin trebuie decisă în mod special. La terasamentele de pământ această întrebare poate fi pur și simplu ignorată. În cazul când deformațiile de alunecare se manifestă slab în timp, calculul lor la proiectarea construcțiilor își pierde sensul practic (de exemplu, la viteza de alunecare a construcțiilor de sprijin care se exprimă în zecimi de milimetri pe an). Necesitatea prognozării fluajului este incontestabilă în toate cazurile, când în temelia construcției de sprijin așternută cu pământuri argiloase se respectă criteriul care determină condițiile de apariție a fluajului $q_0 \geq \tau_{lim}$. Dacă în urma acestei prognoze deplasarea și viteza alunecării construcției depășește din unele motive pe cele admisibile, se impune adoptarea măsurilor constructive, care ar putea diminua deformația.

Cercetările efectuate permit a schița pentru examinarea ulterioară cele mai eficiente măsuri veridice și argumentate împotriva alunecărilor de teren.

În cazul utilizării construcțiilor din piloți forajți monoliți, care sunt cel mai des aplicați în Moldova, proiectarea include: calculul capacității portante a piloților în ceea ce privește materialul și stabilitatea încastrării în rocile de bază; verificarea privind presiunea admisibilă care se transmite de către piloții asupra pământului în care se încastrează ei; verificarea privind bombarea și scurgerea pământului în plan vertical pe suprafața de alunecare ascendentă; verificarea fundației piloților (elementelor) privind scurgerea plastic-vâscoasă a pământului alunecător printre piloți în plan orizontal; determinarea numărului total de piloți; distanța dintre piloți și numărul de rânduri în construcție; adoptarea și calculul radierului piloților ținând cont de configurația lui.

Anterior, până la efectuarea calculelor se colectează următoarele date:

1. Valoarea de calcul a presiunii de alunecare.
2. Caracteristicile de calcul și normative ale rezistenței pământurilor alunecătoare; rocilor de bază; pământurilor din zona de contact.
3. Coeficientul de proporționalitate a schimbărilor valorii coeficientului patului de fundație pe adâncimea rocilor de bază;
4. Parametrii rigidității construcției de sprijin (dimensiunile geometrice, tipul secțiunii, materialul ș.a.).

În cadrul cercetării de față vom concretiza primele două poziții.

Valoarea de calcul a presiunii de alunecare a cărei acțiune trebuie să fie determinată pentru construcțiile de sprijin prevăzute se determină în baza calculului stabilității versantului.

În cazul când în baza datelor cercetărilor geologico-inginerești se dovedește posibilitatea formării sau prezența deformațiilor plastic-vâscoase, care se dezvoltă în pământurile argiloase ale masivului, evaluarea dezvoltării procesului de alunecare trebuie efectuată, obligatoriu, cu evidența proceselor reologice.

Amintim că pentru condițiile teritoriilor cercetate din Republica Moldova, cele mai periculoase în ceea ce privește procesele reologice sunt depunerile deluviale și alunecătoare și zona relativ slabă de contact a lor cu argilele neogene din masivul de bază, care se află în stare stabilă.

Principiile și necesitatea evidenței deformației sunt expuse detaliat în capitolele 1 și 3. Amintim aici că deformația de curgere lentă are o importanță aparte, dacă pe versantul potențial alunecător sunt situate și exploatate obiective civile și de importanță industrială, precum și în cazul construcțiilor de sprijin plasate pe versanți, pentru a compensa partea activă a presiunii de alunecare.

Prognozarea posibilității de dezvoltare a deformației de fluaj se efectuează după calculul stabilității la stărea limită ultimă și analizei obligatorii a rezultatelor lor. În sensul soluțiilor aplicate actualmente în practica mondială, aceasta ar semnifica: optimizarea determinării poziției suprafeței de alunecare; efectuarea analizei probabilistice a riscului de alunecare, analiza sensibilității.

După ce sunt concretizate, conform calculelor necesare, caracterul condițiilor de lucru al versantului și posibilitatea dezvoltării deformației de fluaj, se determină criteriile admisibile de lucru (după fluaj) ale versantului.

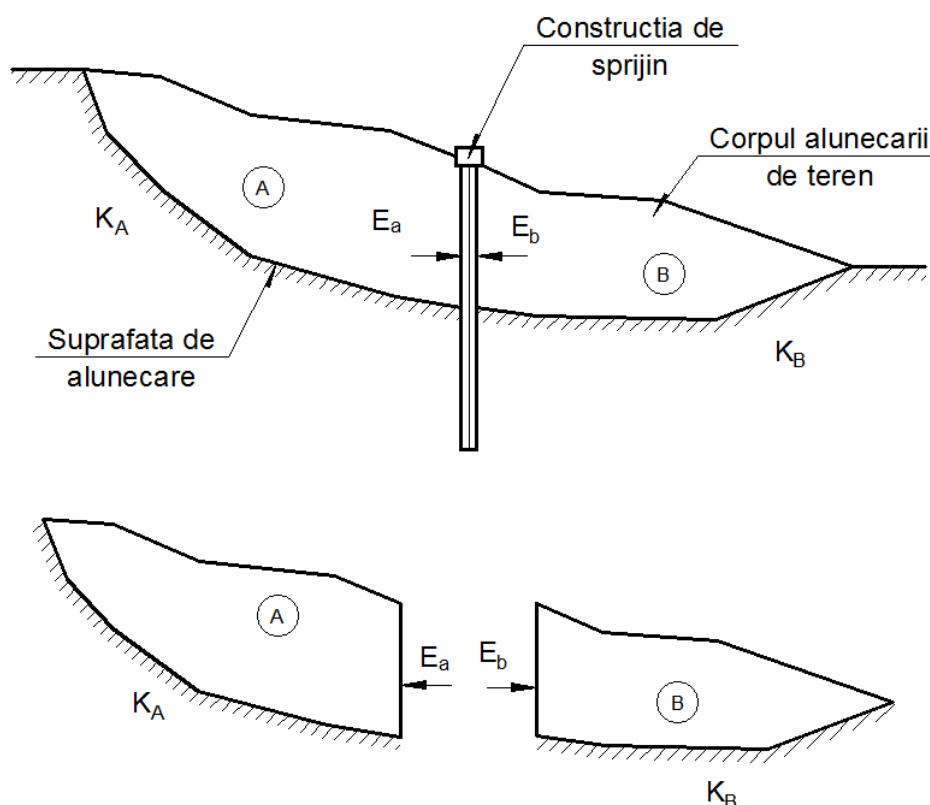


Fig.4.8. Schema principială a calculului presiunii de alunecare ținând cont de împingerea pământului

Sursa: elaborat de autor în baza [130].

Valoarea presiunii de alunecare se determină în funcție de metoda de calcul adoptată. Pentru analiza modificării posibile a valorii de calcul a presiunii de alunecare în lungul versantului se construiește diagrama presiunii de alunecare în baza căreia se determină secțiunea de calcul pentru locul, unde va fi amplasată construcția de sprijin.

În cadrul teoriei echilibrului-limită, presiunea de alunecare asupra construcției poate fi determinată în corespundere cu p.6.1 [30].

Mărimea presiunii de alunecare (E), fiind asigurat coeficientul de rezervă necesar (K), se determină din diferența presiunii pământului (E_a) din partea superioară a versantului și împingerea pământului (E_b) mai jos de secțiunea de calcul (fig.4.8).

$$E = E_a - E_b \quad (4.15.)$$

Presiunea pământului E_a în cadrul construcției se compensează cu reacțiunea egală ca mărime și se examinează ca forță de reținere.

Din condiția echilibrului forțelor reiese:

$$E_{af} = K_a \sum_{i=1}^{j-1} T_f - \sum_{i=1}^{j-1} R_f ; \quad (4.16.)$$

Din condiția echilibrului momentelor forțelor reiese:

$$E_{am} = \frac{1}{y} \left[K_a \sum_{i=1}^{j-1} T_f - \sum_{i=1}^{j-1} R_f \right], \quad (4.17.)$$

unde: K_a – coeficientul de rezervă pentru partea superioară a corpului alunecării;

$\Sigma R_{f(m)}$ – suma forțelor de reținere (momentelor) în masivul alunecător;

$\Sigma T_{f(m)}$ – suma forțelor de forfecare (momentelor);

j – numărul tronsonului mai sus de secțiunea de calcul în cadrul versantului;

n – numărul total al tronsoanelor din schema de calcul;

y – brațul care formează presiunea de alunecare în secțiunea de calcul (fig.4.8).

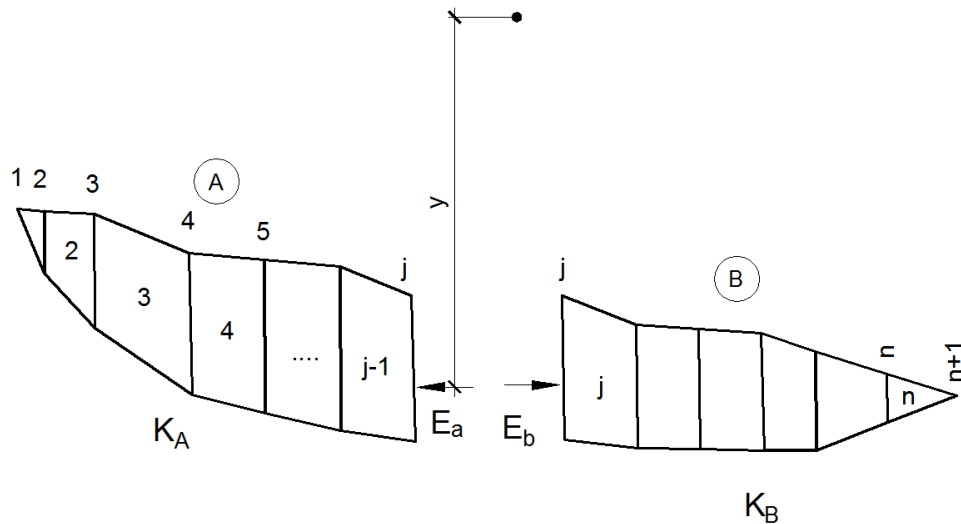


Fig.4.9. Schema de calcul a metodei tronsoanelor pentru determinarea presiunii de alunecare

Sursa: elaborat de autor în baza [130].

Împingerea pământului mai jos de secțiunea de calcul a versantului în cadrul construcției se compensează cu reacțiunea egală ca mărime și se examinează ca forță de reținere (fig.4.9).

Din condiția echilibrului forțelor reiese:

$$E_B = \frac{1}{K_B} \sum_{i=j}^n R_f - \sum_{i=j}^n T_f, \quad (4.18.)$$

Împingerea pământului din partea de jos a versantului în condițiile de echilibru al momentelor forțelor:

$$E_{Bm} = \left\{ \frac{1}{y} \frac{\sum_{i=j}^n [c_i l_i + (N_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \varphi_i] R_i}{E_B} - \left(\sum_{i=j}^n N_i f_i + \sum_{i=j}^n W_i x_i + \mu_v \sum_{i=j}^n W_i x_i + \mu_h \sum_{i=j}^n W_i e_i + \sum_{i=j}^n D_i d_i \right) \right\}, \quad (4.19.)$$

unde: i – numărul tronsonului cercetat;

n – numărul total al tronsoanelor schemei de calcul;

l_i – lungimea bazei tronsonului.

În cadrul metodei elementelor finite, presiunea de alunecare asupra construcției este condiționată de diferența de presiune a pământului pe suprafețele de contact ale construcției din partea presiunii de sus și de jos (fig.4.10).

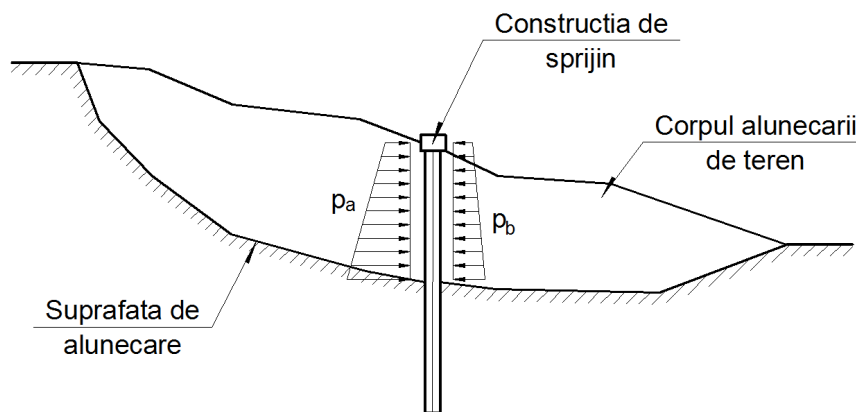


Fig.4.10. Schema de calcul principală a presiunii de alunecare, ținând cont de împingerea pământului

Sursa: elaborat de autor în baza [130].

Pentru calculul presiunii de alunecare, de regulă, se adoptă componentele orizontale ale tensiunii din planul vertical.

Presiunea de alunecare asupra construcției (E) se determină din diferența diagramelor obținute ale presiunii de alunecare a pământului (E_a) din partea sectorului de sus al versantului și

împingerea pământului (E_B) mai jos de secțiunea de calcul din cadrul versantului, ținând cont de asigurarea coeficientului de rezervă necesar (adoptat) K :

$$E = K \int_0^h E_a dz - \int_0^h E_B dz, \quad (4.20.)$$

unde: E_a (E_B) – presiunea pământului asupra construcției din partea sectorului de sus (de jos) al versantului la adâncimea z de la suprafața pământului, kPa;

z – adâncimea punctului de determinare a presiunii de la suprafața pământului, m;

K – coeficientul de rezervă.

În cazul când mai jos de construcție nu există o prismă a pământului, care ar putea impune o presiune reactivă sau în funcție de condițiile de dezvoltate a deformațiilor de alunecare, poate surveni dezlipirea totală sau parțială a rocilor din partea inferioară a construcției, presiunea împingerii pământului (E_B) nu se ia în calcul:

$$E = K \int_0^h E_a dz. \quad (4.21.)$$

La determinarea presiunii de alunecare poate fi aplicată “metoda combinată” conform p. 6.3 [130]. Stabilirea valorilor presiunii de alunecare în acest caz se efectuează utilizând ambele modele: obținute prin metoda elementelor finite și metoda trosoanelor.

Pentru efectuarea calculului de stabilitate și, în special, pentru prognozarea stabilității de lungă durată, precum și determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin este necesar, după cum s-a mai enunțat, să cunoaștem valorile proprietăților de rezistență și deformație a pământurilor.

Pentru adoptarea parametrilor de rezistență de calcul și normative ale pământului masivului alunecător din zona cu rezistență scăzută și masivul de bază trebuie să luăm în considerare că deformația de curgere lentă a versantului poate fi prognozată numai în condițiile determinării valorii limitei de fluaj. Aceasta înseamnă că una dintre condițiile principale trebuie să fie împărțirea mărimii coeziunii totale (C_w) la componentele ei: coeziunea structurală (C_c) și coerența legăturilor de natură hidrocoloidală (Σ_w).

În baza determinărilor obținute ale parametrilor reologici, calculelor efectuate la evaluarea stabilității versanților (cu risc de alunecare), modelelor mecanico-matematice construite în baza lor și analizei stării de tensiune-deformație a versanților, autorul consideră posibil a recomanda aplicarea rezultatelor obținute la soluționarea problemelor practice privind valorificarea versanților de pe teritoriul Moldovei.

Anterior, autorul acestei investigații a enunțat opinia privind rolul alegerii corecte a caracteristicilor de rezistență a pământurilor alunecătoare pentru evaluarea sigură a riscului de alunecare și, prin urmare, determinarea coeficientului de stabilitate a versantului și valorii presiunii de alunecare a profilului geotehnic de calcul cercetat.

În cazul insuficienței de date ale prospecțiunilor geologico-inginerești, normativele în construcție recomandă a aplica metoda coeficienților de transformare [130]. „Coeficienții de transformare sunt mărimi obținute, folosind calculul invers al stabilității versanților alunecători și pantelor în procesul de prelucrare statistică a rezultatelor și permite determinarea valorii coeziunii (C) și a unghiului de frecare interioară (φ) ce ar corespunde momentului de alunecare...” [130, p.58].

Valorile parametrilor dați: coeziunea (C_t) și unghiul de frecare interioară (φ_t) se determină în funcție de valorile normative ale (C_n) și (φ_n) obținute referitor la două scheme:

- forfecarea neconsolidată în stare saturată:

$$C_t = C_n \cdot 0,24; \quad (4.22.)$$

$$\varphi_t = \varphi_n \cdot 0,34; \quad (4.23.)$$

- forfecarea neconsolidată pe o suprafață pregătită și, suplimentar, umezită:

$$C_t = C_H \cdot 0,68; \quad (4.24.)$$

$$\varphi_t = \varphi_H \cdot 0,79. \quad (4.25.)$$

Aici este necesar a menționa că funcțiile de mai sus pot fi utilizate numai dacă există un număr suficient de rezultate particulare ale determinărilor rezistenței pământului.

Concluzii la capitolul 4

1. Metodele exacte de calcul bazate pe principiile stricte ale teoriei stării-limită (metoda elementelor finite ș.a.) deseori sunt dificil a fi aplicate pentru obținerea soluțiilor generale, din cauza fenomenului cercetat multifactorial, neomogenității masivului de pământ, ce condiționează alegerea schemelor de calcul complicate și în legătură cu lipsa complexelor de calcul necesare proiectanților. De aceea, în practica de construcție, cel mai des, calculul presiunii de alunecare se efectuează prin metode inginerești. Printre ele, cele mai răspândite sunt metodele lui M.G.Șahuneanț, Maslov-Berer, C.Terzaghi.
2. De regulă, în cadrul metodelor de calcul existente, corpul alunecător este împărțit în elemente (tronsoane) nedeformate. Dar, deoarece sistemul în acest caz este static nederminat, atunci pentru calculul presiunii de alunecare (forțelor de interacțiune dintre aliniamente) se impun numaidecât condiții suplimentare. În acest sens, toate metodele inginerești existente nu sunt stricte. Totodată, în fiecare dintre aceste metode se alege o direcție a sa a rezultantei presiunii de alunecare, precum și forma masivului alunecător.

3. Analiza efectuată demonstrează că nu sunt luați în calcul toți factorii, care pot fi decisivi în dezvoltarea procesului de alunecare și, respectiv, la determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin. În particular, metodele de calcul nu iau în considerare în schemele lor următoarele:
 - dezvoltarea treptată a deformației de distrugere a pământurilor la suprafața de alunecare;
 - nivelul de influență a proprietăților reologice ale pământurilor argiloase asupra stabilității totale a versanților;
 - rolul rezistenței de lungă durată;
 - importanța procesului de pierdere a stabilității locale ș.a.
4. Practica de combatere a alunecărilor de multe ori este lipsită de succes. Despre aceasta mărturisește apariția tot mai multor metode noi și procedee de calcul al gradului de stabilitate și determinare a presiunii pământului asupra construcțiilor de sprijin.
5. Prin calcule s-a stabilit că în cazul cercetat referitor la versanții, care au atins practic starea de stabilizare (înclinarea de $5-8^\circ$), valorile presiunii de alunecare, calculate prin diferite metode, sunt foarte apropiate. Aceste circumstanțe demonstrează lipsa necesității elaborării unei metode noi similare cu metodele de calcul, care se bazează pe unele și aceleași scheme de calcul inițiale.
6. Analiza efectuată a elucidat necesitatea evidenței influenței caracteristicilor reologice asupra valorii presiunii de alunecare a pământurilor argiloase.
7. Evaluarea complexă a rezultatelor geologico-inginerești și a cercetărilor topogeodezice, precum și cercetările din teren a sectoarelor investigate și rezultatele analizei reologice permit a concluziona următoarele:
 - la necesitatea amplasării construcțiilor de sprijin pe versanții cu risc de alunecare și determinarea presiunii asupra lor este necesară evidența posibilității dezvoltării în masivul de pământ a deformațiilor de fluaj;
 - valorile presiunii active asupra construcțiilor de sprijin se vor determina în funcție de intensitatea deformațiilor desemnate, existenței zonelor cu rezistență scăzută, nivelului de deteriorare a structurii masivului de pământ;
 - prezența în masivul de pământ alunecător a rocilor cu consistență plastică condiționează caracterul de dispersare neuniformă a presiunii pe adâncime;
 - natura presiunii pământului argilos asupra construcțiilor de sprijin nici până acum nu se consideră studiată până la sfârșit și impune perfectarea atât a metodelor de calcul teoretice, cât și efectuarea experimentelor naturale în teren.

CONCLUZII GENERALE ȘI RECOMANDĂRI

Importanța problemei științifice soluționată în cadrul acestei teze constă în elaborarea metodologiei de evaluare a stabilității de lungă durată a versanților și determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin, ținând cont de procesele reologice care se dezvoltă în argilele sarmațiene din Republica Moldova.

Rezultatele cercetării efectuate permit a formula următoarele **concluzii**:

1. A fost studiat mecanismul dezvoltării deformațiilor în versanții, supuși construirii active. Procesele de alunecare observate pe cinci versanți naturali situați în Moldova Centrală sunt consecințele manifestării deformațiilor de fluaj.
2. Această circumstanță, deși înclinarea versanților constituie $5-8^\circ$, poate condiționa alunecarea datorită tranziției fluajului stabilizat în fluaj progresiv, la majorarea tensiunilor tangențiale în masivul versantului, impuse de construirea lui sau în urma reducerii rezistenței pământului sub influența diferitor factori, în același rând, de manifestarea deformației de fluaj în cadrul versantului.
3. În baza cercetărilor efectuate a fost demonstrată posibilitatea reducerii în timp a rezistenței argilelor sarmațiene. A fost evidențiat rolul coeziunii privind alegerea suprafeței de alunecare și influența ei asupra valorilor coeficientului de stabilitate și presiunii de alunecare. Reducerea coeziunii în urma deformațiilor de fluaj conduce la micșorarea forțelor de reținere și schimbării raportului dintre tensiunea tangențială activă și rezistența pământului în masiv. Prin urmare, se schimbă gradul de stabilitate în unele sectoare ale versantului, respectiv caracterul diagramei presiunii de alunecare.
4. Calculul presiunii de alunecare prin aplicarea metodei echilibrului-limită pentru suprafața de alunecare dată în pământurile neomogene poate fi examinat ca unul preliminar. Decizia finală privind alegerea celei mai periculoase suprafețe de alunecare veridice trebuie să fie luată în baza analizei reologice, care permite evaluarea stabilității de lungă durată a versantului și riscul dezvoltării procesului de alunecare.
5. Valorile de calcul a presiunii de alunecare la proiectarea construcțiilor de sprijin se vor determina în funcție de schema aleasă, care admite sau exclude posibilitatea de dezvoltare a deformației de fluaj, precum și în funcție de coeficientul de stabilitate normat indicat pentru obiectivele reale.
6. Evaluarea stabilității de lungă durată a versanților și prognozarea deplasărilor a construcțiilor de sprijin, situate pe ei, este rațional de efectuat utilizând analiza reologică a situației naturale. Efectuarea acestei analize cel mai simplu se realizează în baza postulatelor teoriei fizico-tehnice a fluajului.
7. Evaluarea stării de tensiune-deformare efectuată de autorul tezei în baza modelelor mecanico-matematice și criteriilor de calcul a construcțiilor de sprijin demonstrează posibilitatea utilizării metodei elementelor finite la calculele alunecărilor de teren.

Conform rezultatelor cercetării efectuate și a concluziilor obținute, pot fi formulate următoarele

recomandări:

1. Calculele pentru determinarea presiunii de alunecare asupra construcțiilor de sprijin este necesar de efectuat cu considerația influenței proceselor reologice: evidența posibilității dezvoltării deformațiilor de alunecare în condițiile apariției fluajului lent în masivul de pământ.
2. La examinarea mecanismului de dezvoltare a deformațiilor pe versanții potențial alunecători, care pot fi valorificați pentru construcție, este necesară evidența posibilității dezvoltării deformațiilor de curgere lentă în masivul versanților cercetați, formați din argile sarmațiene.
3. La calculul construcțiilor de sprijin, amplasate pentru asigurarea stabilității de lungă durată a versanților și protejarea obiectivelor de deformații, suplimentar la principiile existente trebuie determinată posibilitatea de apariție a deformațiilor fluaj și caracterul lor, și anume: posibilitatea stabilizării, sau invers, trecerea versantului cercetat în stare de fluaj progresiv. Principiile de calcul ale proprietăților reologice la determinarea presiunii asupra construcțiilor de sprijin sunt expuse în subcapitolul 4.2.
4. Pentru efectuarea analizei reologice se recomandă de utilizat metoda elementelor finite, care permite „de a determina direct” cea mai periculoasă suprafață de alunecare, ce într-o mare măsură „ușurează” lucrul proiectantului de a stabili în caz de necesitate locul de instalare a construcțiilor de sprijin.
5. Ținând cont că metodologia propusă impune necesitatea efectuării analizei reologice, în cadrul lucrărilor ingineresti-geologice este necesar a include un șir de încercări speciale privind stabilirea valorii experimentale a limitei de fluaj a pământurilor argiloase și divizarea coeziunii generale în părțile ei componente, și anume: coeziunea structurală, ce caracterizează legăturile de cimentare ireversibile și coerența legăturilor hidrocoloidale.

Ținând cont de aceste recomandări, poate fi asigurată posibilitatea studierii în continuare a problemelor importante, prioritare pentru un șir întreg de științe, în special pentru mecanica pământurilor.

Cercetările la această temă, în opinia autorului lucrării de față, este oportun a fi continuate în următoarele direcții:

- Efectuarea cercetărilor teoretice și de teren cu scopul identificării influenței următorilor factori asupra gradului de stabilitate a versanților: modificarea regimului hidrogeologic în masivul de pământ a torentelor subterane pronunțate și orizonturilor de apă sub presiune; acțiunile seismice cu intensitate diferită, în funcție de orientarea versantului și geomorfologia lui.
- Acumularea cunoștințelor noi privind perfecționarea metodelor numerice de calcul. Aceasta face posibilă apropierea rezultatelor obținute de soluția optimală, care ar reflecta mult mai corect natura alunecărilor de teren cercetate.

BIBLIOGRAFIE

1. Adashi T. Model test on the preventive mechanism of landslide stabilizing piles / T. Adashi, M. Kimura, S.Tasa // Proc. ISCE. 1988. - № 400, p. 243-252.
2. Albatainch N. Slope stability analysis using 2D and 3D methods. Ohio, United States of America: The University of Akron, 2006. -126 p.
3. Atkinson, J.H. and Bransby, P.L. the mechanics of Soils: An introduction to Critical State Soil Mechanics. London, New York: McGraw-Hill Book Co., 1978. –375 p.
4. Atkinson J.H., Symons I.F., Fleming W.G.K., Powrie W. Construction and design of retaining walls : continuing education training course for civil engineers: 7th.& 8th june 1990. - London: City University, 1990. - [152] p. - Construcția și proiectarea zidurilor de susținere.
5. Arad V., Stog I., Polcanov V. Geomecanica. – Ch.: Tehnica INFO. 2009. –248 p.
6. Biali G. Stabilizarea versanților: îndrumător de lucrări / Biali Gabriela. - Iași: Universitatea Tehnică "Gh.Asachi", 2002. – 143 p.
7. Boțu N., Mușat V. Geotehnică. – Iași: Casa de Editură Venus, 1998. –222 p. – ISBN 973-98442-7-8.
8. Bromhead E.N. The stability of slopes / E. N. Bromhead. London and New York: Taylor & Francis, 2005. – 411 p.
9. Băncilă I. ș.a. Geologia inginerescă, Vol. I, Vol. II, București, Editura tehnică. 1981.
10. Bucur M. Contribuții la metodele de proiectare a lucrărilor de combatere a alunecărilor de teren / - București: - UTCB. Teză de doctorat. Cond. științific prof. dr. ing. Silvan Andrei, 2004. – 345 p.
11. Constantinescu Al., Comșa R. A supra modelarii alunecărilor de teren. A IV-a conf. geotehnică și fundații. – Iași, Vol. III, - 1979, p.129-134.
12. Duncan J.M. “State of the Art: Limit Equilibrium and Finite Element Analysis of Slopes”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, №1996, p. 576-596.
13. GEO-SLOPE International Ltd. Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007: An Engineering Methodology. Second Edition ed. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE, 2007. –317 p.
14. Brinkgreve R.B.I., Broere W., Waterman D. Plaxis 2D – version 9. Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. User Manual. 2009 th ed. Rotterdam^ Balkema, 2008.
15. Britto A.M. and Gunn M.I. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Chichester^ Ellis Horwood Limited. 1990. – 486 p.
16. Landslides and Engineered Slopes // Proceedings of the tenth international symposium on landslides and engineered slopes. 30 June-4 July 2008, XI’AN, China/ V.1 – A BALKEMA BOOK, 2008, 2178 p., Taylor& Francis Group, London. ISBN 978-0-415-41196-7.

17. Marinescu C. Asigurarea stabilității terasamentelor și versanților / Constantin Marinescu. Concepții și soluții moderne. Vol 2. – București: Editura Tehnică, 1988. – 400 p.
18. Marchidanu E. Geologie pentru inginerii constructori cu elemente de protecție a mediului geologic și geologie turistică. – București: Ed. Tehnică, 2005.
19. Mureșan O., Chiorean V., Popa A. Influența modelării 3d a sistemului structural de consolidare a unei alunecări de teren. Revista Română de Geotehnică și fundații., Nr.1. – 2015. ISSN 1584-5958, p.9-14.
20. Musy A., Soutter M. Physique du sol. Pesses polytechniques et universitaires romandes. – Lausanne, 1991. – 335p. – ISBN 2-88074-211-0.
21. Resurse naturale ale Republicii Moldova: fișierul etnografic retrospectiv (1990-2012) / Acad. de Științe a Moldovei. – Ch., 2012. –303 p.
22. Skempton A.W. Long term stability of clay slopes / A.W. Skempton // Geotechnique. 1964. –14, p.77-101.
23. Stănculescu I., Antonescu I. Concepții moderne asupra rezistenței la tăiere a pământurilor argiloase. Revista Hidrotehnica. Nr.6, 1952.
24. Spencer E. A. Method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. / E. Spencer // Géotechnique. Vol. 17. –№ 1, p.11-26.
25. Spencer E. Slip circles and critical planes. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, 1981. Vol. 107, NGTZ, p. 929-942.
26. Terzaghi K., Peck R. B., Soil Mechanics in engineering Practice, Wiley, New York, 1967. – p.729.
27. Van Asch Th. W. Creep processes in landslides / Th. W. Van Asch // Earth Surface Processes and Landforms. 1984. – Vol.9. p.573-583.
28. Gitirana G (Jr.) Weather-related Geo-hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability. Saskatoon, SK, Canada: Ph. D. Thesis. University of Saskatchewan, 2005. - 411p.
29. Zolotcov A. Calculul rezistenței pereților construcțiilor monolite la acțiuni seismice: autoref. dr. hab. în tehnică. Chișinău, 2016. – 55 p.
30. Fredlund D.G. and Krahn J., “Comparison of slope stability methods of analysis”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14 (3), 1977, p. 429-439.
31. Fredlund D.G. Computer software for slope stability analysis // 90th Annual EIC-ICI Congress 76. Halifax, Nova Scotia, 1976.
32. Алказ В.Г. Основы прогноза сейсмической опасности и сейсмического риска территории Республики Молдова. – Кишинёв, 2007. -229 с.
33. Богдевич О.П. Исследование закономерностей изменения физико-механических свойств

- глин в процессе выветривания (на примере Молдовы). Автореф. дис. канд. геолого-минералогических наук. – М., 1992. – 25 с.
34. Аносова Л.А., Коробанова И.Г., Копылова А.К. Закономерности формирования свойств оползневых отложений. – М.: Наука, 1976. –184 с.
 35. Аносова Л.А., Климова Г.И. Влияние состава и физико-механических свойств среднесарматских отложений на развитие оползневых процессов в центральной Молдавии /В кн.: Инженерно-геологические процессы и свойства грунтов. -М., 1980, с.59-82.
 36. Бабаханов Б.С. Компьютерная программа для расчета сил оползневого давления // Информационный листок № 34-066-12. Волгоградский ЦНТИ, 2012, - 3 с.
 37. Бабаханов Б.С. Определение величины оползневого давления на основе анализа напряженного состояния грунтового склона: дисс. кандидата техн. наук. - Волгоград, 2013. -175 с.
 38. Бабков В.Ф., Безрук В.М. Основы грунтоведения и механики грунтов: Учебное пособие для автомоб. – дор. специальностей вузов. – М.: Высшая школа, 1986. –239 с.
 39. Бартоломей А.А. Механика грунтов / А.А. Бартоломей. – М.: Изд-во АСВ, 2003. – 304 с.
 40. Бенерджи П., Баттерфильд Р. Методы граничных элементов в прикладных науках. М.: Мир. 1984. - 494 с.
 41. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений: Пособие по проектированию. – Л.: Изд-во лит-ры по строительству, 1970. –207 с.
 42. Билеуш А.И. Теоретические основы расчета удерживающих сооружений и эффективность их работы при закреплении оползневых склонов: Автореф. Дис. д-ра техн. наук, ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева. – Л., 1984. – 47 с.
 43. Бишоп А.У., Хенкель, Д.Д. Определение свойств грунтов в трёхосных испытаниях. – М.: Гостройиздат, 1961.
 44. Бобрович А.С. Математическое определение запаса устойчивости оползневых объектов: дисс. кандидата техн. наук. - Ульяновск, 2008. -147 с.
 45. Богомоллов А.Н. Расчет несущей способности оснований сооружений и устойчивости грунтовых массивов в упругопластической постановке / А.Н.Богомоллов. Пермь: ПГТУ, 1996. - 150 с.
 46. Богомоллов, А.Н. К вопросу о длительной устойчивости откосов грунтовых сооружений // А.Н.Богомоллов и др. / Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Сер.: Строительство и архитектура. 2011. - № 23(42), с. 5-16.
 47. Бондарик Г.К., Ярг Л.А. Инженерно-геологические изыскания. –М.: КДУ, 2008. – 424 с.
 48. Бондарик Г.К., Царева А.М., Пономарев В.В. Текстура и деформация глинистых пород. – М.: Недра, 1979. – 169 с.

49. Бондарик Г.К. Общая теория инженерной (физической) геологии. Москва: Недра, 1981. – 256 с.
50. Бребия К., Теллес Ж., Вроубел Л. Методы граничных элементов. Москва: Мир, 1987. –524 с.
51. Будин А.Я. О прогнозировании оползней, вызванных проявлением реологических свойств грунтов / В кн.: Реология грунтов и инженерное мерзлотоведение. – М.: Наука, 1982, с.85-93.
52. Вагнер П. Оползни и вопросы методики изучения устойчивости склонов методами моделирования (на примере оползневых склонов р.Днестр): Автореферат дисс. на соиск. учен. степени канд.геол.-минералог.наук. – М.: МГУ, 1973. –26 с.
53. Веселовский Б.В., Дорфман А.Г., Смирнов Д.В., Шевченко М.И. Расчет оползневого давления и устойчивости склона против переползания через подпорную стену // Вопросы геотехники: Труды ДИИТа / ДИИТ. -Днепропетровск, 1972. - Вып. 21, с. 145-153.
54. Временные методические указания по проведению площадных рекогносцировочных инженерно-геологических обследований территорий населенных пунктов и других народно-хозяйственных объектов Молдавской ССР с целью определения степени угрозы им от проявления различных экзогенных геологических процессов//Отчет о НИР (заключительной)/ Управление геологии: Руководитель Т.А.Тимофеева, – Кишинев, 1971. – 56 с.
55. Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: ВШ, 1978. –447 с.
56. Таллагер Р. Метод конечных элементов. Основы. Москва: Мир, 1984.
57. Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. М.: Стройиздат, 1979. – 80 с.
58. Гинзбург Л.К. Рекомендации по выбору методов расчета коэффициента устойчивости склона и оползневого давления / Гинзбург, Л.К. - М.: Центральное бюро научно-технической информации, 1986. -134 с.
59. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения /Л.К. Гинзбург. Днепропетровск: ЛИРА ЛТД, 2007. - 188 с.
60. Гинзбург Л.К., Раздольский А.Г. Определение максимального оползневого давления/Основания, фундаменты и механика грунтов. 1992, №5, с. 11-14.
61. Гольдштейн М.Н., Бабицкая С.С. Методика определения длительной прочности грунтов//Основания, фундаменты и механика грунтов. –1959. –№4, с.11–14.
62. Гольдштейн М.Н., Туровская А.Я., Тимофеева Т.А. О длительной устойчивости склонов // Вопросы геотехники. – Киев, 1969. – №16.

63. Гольдштейн М.Н., Туровская А.Я. Развитие оползневых смещений в запредельном состоянии / В кн.: Инж.-геол. свойства глинистых пород и процессы в них. –М.: МГУ, 1972, вып.2, с.110-119.
64. Гольдштейн М.Н., Туровская А.Я. Теория развития и затухания оползневого процесса // Проблемы геомеханики, – Ереван, 1973. – № 6, с.140-147.
65. Гольдштейн М.Н., Туровская А.Я., Черненко Н.Б. О длительной прочности глинистого грунта в массиве на оползневых склонах // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – №5, с.16-19.
66. Гольдштейн М.Н. О давлении грунта на несмещающиеся жесткие подпорные стенки // Вопросы земляного полотна и геотехники на железнодорожном транспорте: Межвуз. сб. науч. тр. / ДИИТ. -Днепропетровск, 1978. - Вып. 201/27, с. 78-86.
67. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
68. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
69. Денисов Н.Я. Природа прочности и деформаций грунтов: Избранные труды: – М.: СИ, 1972. – 279 с.
70. Добров Э.М. Обеспечение устойчивости склонов и откосов в дорожном строительстве с учетом ползучести грунтов. – М.: Транспорт, 1975. – 215 с.
71. Добров Э.М. К вопросу прогноза интенсивности реологических процессов при обеспечении устойчивости земляного полотна автомобильных дорог на оползневых склонах/ Э. М. Добров // Материалы XI международ. симпоз. по реологии грунтов. – М., 2003, с. 93-96.
72. Добров Э.М. Механика грунтов: учебник для студ. Вузов / Э.М. Добров. – М.: Издательский центр «Академия», 2008. – 272 с. – ISBN 978-5-7695-3949-7.
73. Дорфман А.Г. Оползневое давление и выпор грунта//Вопросы геотехники, № 20: Труды ДИИТ. Днепропетровск, 1972, с. 75-85.
74. Дорфман А.Г. Применение принципа минимума потенциальной энергии к исследованию напряженного состояния линейно-деформируемых тел//Вопросы геотехники, № 21: Труды ДИИТ. Днепропетровск, 1972, с. 176-185.
75. Дорфман А.Г. Точное аналитическое решение новых задач теории устойчивости откосов//Вопросы геотехники. № 26: Межвуз. сб. науч. трудов. Днепропетровск, 1977, с. 53-57.
76. Дорфман А.Г., Дудинцева И.Л. Применение вариационных методов к расчету оползневого давления на подпорные стены//Основания, фундаменты и механика грунтов. 1971, №2, с.36-38.
77. Дорфман А.Г., Дудинцева И.Л. Расчет давления на подпорные стены при выпоре грунта по

- линии минимального сопротивления сдвигу// Вопросы геотехники, № 20: Труды ДИИТ. – Днепропетровск, 1972, с. 68-75.
78. Дорфман А.Г., Туровская А.Я. Исследование устойчивости склона// Вопросы геотехники, № 24: Труды ДИИТ. – Днепропетровск, 1975, с. 132-156.
79. Доскач А.Г. Эрозионные и оползневые процессы на территории Молдавии. – Кишинев: Штиинца, 1978. – 80 с.
80. Дудинцева И.Л. Исследование оползневого давления на подпорные стены с применением вариационного метода: Автореф. дис. канд. техн. наук. – Днепропетровск, 1969. –19 с.
81. Емельянов Л.М. Расчет подпорных сооружений: Справ. Пособие. – М.: Стройиздат, 1987. – 288 с.
82. Емельянова Е.П. Сравнительный метод оценки устойчивости склонов и прогноза оползней/ Е.П. Емельянова. – М.: Недра, 1971. –104 с.
83. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. -М.: МГУ, 1972.
84. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М.: Мир, 1975. –541 с.
85. Зенкевич О., Морган К. Конечные элементы и аппроксимации. М.: Мир. 1986. –318 с.
86. Золотарев, Г.С. Опыт оценки устойчивости склонов сложного геологического строения расчетом методом конечных элементов и экспериментами на моделях. М.: МГУ, 1973. –277с.
87. Золотков А. Сейсмостойкое монолитное строительство в Молдове. В: Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. М., 2010, №3, с. 28-46, ISSN 1681-6560.
88. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: Учеб. для гидротехн. спец. Вузов / П.Л. Иванов. – М.: Высш. шк., 1991. -447 с.
89. Инженерно-геологические процессы и свойства грунтов / Сборник научных трудов под ред. Р.С. Зиангирова. – М.: Стройиздат, 1980. – 182 с.
90. Ломизе Б.М. Нахождение опасной поверхности скольжения при расчетах устойчивости откосов//Гидротехническое строительство, 1954, № 2, с. 32-36.
91. Исследование реологических свойств глинистых грунтов Молдавии: Отчет о НИР (промежуточный) / Московский автомобильно-дорожный институт/ Руководители Н.Н. Маслов, З.М.Караулова. – М., 1985. – 106 с.
92. Исследование сопротивляемости сдвигу в зависимости от скорости деформации: Отчет о НИР (заключительный)/ Днепропетровский институт инженеров транспорта/ Руководитель М.Н.Гольдштейн. Днепропетровск,1962. – 32 с.
93. Исследования по изучению параметров ползучести глин в зависимости от их состава и степени литификации с целью инженерно-геологической оценки: Отчет о НИР (заключительный)/ ПНИИИС/ Руководитель Р.С. Зиангиров. –М., 1981, т.1. –162 с.

94. Казарновский В.Д. Оценка сдвигоустойчивости связных грунтов в дорожном строительстве. – М.: Транспорт, 1985. –168 с.
95. Калачева Е.М. Вязко-пластическое деформирование структурированных сред, взаимодействующих с удерживающими конструкциями под действием массовых сил: Дис. кандидата техн. наук. – Москва, 2013. – 180 с.
96. Калинин Э. В. Напряженное состояние массивов горных пород склонов и его анализ методами математического моделирования. Дис. д-ра геол. минер. наук: Москва, 1992. –230 с.
97. Калиткин В.Н. Численные методы. Москва: Наука, 1978.
98. Кан Тхэ Сан. Исследование силового воздействия оползневых массивов на удерживающие конструкции симплекс-методом // Автореферат диссертации на к.т.н., –Томск: СибГУПО, 2005. –23 с.
99. Караулов А.М., Кан Тхэ Сан. Постановка и решение задачи о предельном давлении грунта на подпорную стенку как задачи линейного программирования / Известия вузов. Строительство и архитектура, №1, 2005, – с. 102-107.
100. Караулова З.М., Руденко В.И. К вопросу об учете реологических свойств глинистых грунтов при оценке степени устойчивости склонов и откосов // Труды СОЮЗДОРНИИ, 1980, – с.120-125.
101. Кашлев Р.И. Оценка устойчивости двуслойных грунтовых откосов и склонов на основе анализа их напряженного состояния, 2005.
102. Королев В.А. Инженерная защита территорий. – М.: ИД. КДУ, 2013. – 470 с.
103. Костэ Ж., Сангlera Г. Механика грунтов. М.: Стройиздат, 1981.– 455 с.
104. Крапивницкая Л.М., Туровская А.Я., Моделирование процесса формирования оползневых смещений на склоне, закрепленном подпорной стеной, и измерение оползневого давления // Вопросы геотехники (при транспортном строительстве): Труды ДИИТа / ДИИТ. – Днепрпетровск, 1976. – Вып. 179/25, с.63-68.
105. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. – М.: Мир, 1987. – 327с.
106. Кюнтцель В.В. Закономерности оползневого процесса на европейской территории СССР и его региональный прогноз. – М.: Недра, 1980. – 213 с.
107. Ларионов А.К. Инженерно-геологическое изучение структуры рыхлых осадочных пород (структуры грунта). – М.: Недра, 1966. -328 с.
108. Леваднюк А.Т., Мицул Е.З., Сыродоев Г.Н. и др. Оползнеопасные территории Молдавии и их рациональное использование. – Кишинев: АН Молдавии, Штиинца, 1990. – 122 с.
109. Маслов Н.Н. Условия обеспечения устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом

- строительстве. – Л.: Госэнергоиздат, 1955. – 467 с.
110. Маслов Н.Н. Проблемы устойчивости и деформации грунтов в свете зарубежных материалов IУ Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению. – М. – Л.: Госэнергоиздат, 1961. –196 с.
111. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) – М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
112. Маслов Н.Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1984. – 176 с.
113. Маслов Н.Н., Полканов В.Н. Обоснование противооползневых мероприятий при строительстве автодорог Молдавии//Вопросы геотехнического обеспечения дорожного строительства: Сб. научн. тр. МАДИ. – М.: МАДИ, 1986, с.30-43.
114. Маций С.И. Противооползневая защита и управление риском// Дис. д-ра техн. наук. – Краснодар, 2010. -403 с.
115. Месчан С.Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов. – М., Недра, 1978, с.207.
116. Методические рекомендации по инженерно-геологической оценке территории Молдавской ССР при проектировании и строительстве земляного полотна автомобильных дорог., Союздорнии. М., 1983. – 62 с.
117. Насер А. Э. Учет реологических свойств грунтов при стабилизации оползневых участков земляного полотна автомобильных дорог свайными конструкциями// Дис. канд. Технические науки, Москва, 2001. – 176 с.
118. Оползни и борьба с ними. – Кишинев: Штиинца, 1974. – 135 с.
119. Оползни. Исследование и укрепление/Шустер Р. и др. М.: Мир. 1981. -215 с.
120. Оползни Молдавии и охрана окружающей среды: Тезисы докладов. Кишинев, 27-28 июня 1983 г. – Кишинев: Штиинца, 1983. – 160 с.
121. Орлов С.С., Устинова Т.И. Оползни Молдавии. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1969. – 156 с.
122. Орнатский Н.В. Механика грунтов / Учебник М.: Изд-во МГУ, 1962. - 447с.
123. Осипов В.И. Природа прочностных и деформационных свойств глинистых пород. – М.: Издательство Московского университета, 1979. – 232 с.
124. Пензин В.В. Комплексный количественный анализ информации в инженерной геологии. Москва: КДУ, 2009. -350 с.
125. Победря Б.Е. Численные методы в теории упругости и пластичности. Москва: МГУ, 1995.

126. Полканов В.Н., Поповский В.О., Фуниеру Н.Г. Проблемы обеспечения устойчивости потенциально опасных территорий Молдовы//Analele ATIC, 2006/Acad. de Transporturii Informatică și Comunicații. – Ch.: Evrica, 2007, p. 171-191.
127. Полканов В.Н. Роль реологических процессов в развитии оползней на территории Молдовы. – Кишинэу: ТУМ, 2013. -176 с.
128. Полканов В.Н., Чебан О.С., Поповский В.О. К вопросу строительства на оползнеопасной территории//Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании/М-во образования и науки Росс. Федерации, Моск.гос. ун-т. – Москва: МГСУ, 2012, с.544-549.
129. Приклонский В.А. Грунтоведение: Учебник/ В.А. Приклонский; Государственное научно-техническое издательство литературы по геологии и охране недр. – Москва, 1955. – 430 с.
130. ОДМ 218.2.006–2010. Рекомендации по расчету устойчивости оползнеопасных склонов (откосов) и определению оползневых давлений на инженерные сооружения автомобильных дорог. Росавтодор. – М.: Инфрмавтодор, 2010. – 114 с.
131. Робустова Т.И. Формирование инженерно-геологических особенностей пород оползневых склонов и методика изучения их прочностных свойств (на примере оползней центральной Молдавии): Автореф. дисс. канд. геол.-мин. н. – М., 1987. – 17 с.
132. Роза С.А. Механика грунтов: Учебник – М.: Высш. шк. 1962. -229 с.
133. Руппенейт К.В. Деформируемость массивов трещиноватых горных пород. – М.: Недра, 1975. – 223 с.
134. Сабоннадьер Ж.К., Кулон Ж.Л. Метод конечных элементов и САПР. Москва; Мир, 1989.
135. Самарский А.А. Введение в численные методы. Москва: Наука, 1982. – 272 с.
136. Сергеев Е.М. Грунтоведение: Учебник / Е.М. Сергеев; Московский государственный университет. – Москва: Изд-во МГУ, 1959. – 334 с.
137. Скемптон А.В. Длительная устойчивость склонов // Проблемы инженерной геологии/ Пер. с англ., – М., 1967, вып.4, с.142-176.
138. СНиП 22-02-2003. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. -М.: 2004. 107 с.
139. Суворов М. А. Расчет многорядных свайных противооползневых сооружений, 2010.
140. Сударев А.П. Режим оползней Молдавии - основа организации и ведения мониторинга, 2002.
141. Сыродоев Г.Н. Инженерно-геологическое районирование оползнеопасных территорий (на примере Днестровско-Прутского Междуречья в пределах Молдавии) // Автореф. на соискание учен. степени канд. геолого-минерал. н., Одесский гос. ун-т им. И.И. Мечникова. – Кишинев: Штиинца, 1988. -17с.

142. Сыродоева Н.Г. Основные закономерности формирования инженерно-геологических свойств среднесарматских глин Днестровско-Прутского Междуречья (в пределах Молдавии) // Автореф. на соискание учен. степени канд. геолого-минерал. н., Одесский гос. ун-т им. И.И. Мечникова. – Кишинев: КПИ им. С.Лазо, 1989. -17с.
143. Тер-Мартirosян З.Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. – М.: Недра, 1986. -292 с.
144. Тер-Мартirosян З.Г. Кратковременная и длительная устойчивость склонов // З.Г. Тер-Мартirosян, М.В. Прошин // Механика грунтов, 2002. - №2, с. 2-5.
145. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов / Учебное пособие. – М.: Изд-во АСВ, 2005. – 488 с.
146. Тер-Степанян Г.С. О длительной устойчивости склонов. Ереван: Изд-во АН АССР, 1961. – 128 с.
147. Терцаги К. Теория механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1961. 507 с.
148. Терцаги К., Пек Р. Механика грунтов в инженерной практике. - М.: Госстройиздат, 1958. - 607 с.
149. Тимофеева Т.А. Исследование изменения прочности глинистых пород в зоне оползневого смещения при формировании оползневых склонов: Автореф. дисс. канд.техн.н. // Днепропетровский ин-т инженеров транспорта. – Днепропетровск, 1968. – 19 с.
150. Тимофеева Т.А., Полканов В.Н. Исследование длительной прочности сарматских глин Молдавии // Известия вузов: Строительство. – 1992. – №7-8, с.145-147.
151. Тимофеева Т.А., Черненко Н.Б. Факторы, определяющие снижение прочности пород в зоне оползневого смещения // Исследования устойчивости геотехнических сооружений. Днепропетровск: ДИИТ. – 1992, с.53-57.
152. Тихвинский И.О. Оценка и прогноз устойчивости оползневых склонов. – М.: Наука, 1989. - 141 с.
153. Туровская А.Я., Тимофеева Т.А. К вопросу о циклическом развитии оползневого процесса//Вопросы геотехники. – 1965. – № 9, с.26-31.
154. Туровская А.Я., Черненко Н.Б. О длительной прочности глинистых грунтов в массиве на оползневых склонах. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978, –№ 5, с.16-19.
155. Туровская А.Я., Дорфман А.Г., Терлецкий В.П., Расчет оползневого давления и устойчивости склона // Вопросы земляного полотна и геотехники на железнодорожном транспорте: Межвуз. сб. науч. тр. / ДИИТ. -Днепропетровск, 1978. - Вып. 201/27. - С. 49-55.
156. Туровская А.Я. Закономерности развития оползневых процессов в зависимости от проч-

- ностных и деформационных особенностей глинистых грунтов: Автореф. дисс. докт. геолог.-минер. н. / МГУ. – М., 1979. – 39 с.
157. Устойчивость откосов и оползневых склонов // Вопросы геотехники. – М.: Транспорт, 1967. – 66 с.
158. Ухов С.Б., Тер-Мартirosян З.Г. О прогнозе оползневых процессов // Известия вузов. Серия строительство, 1993, №9, с. 35-39.
159. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. -М.: Недра, 1987.
160. Федоров, И.В. Методы расчета устойчивости откосов и склонов. -М.: Госстройиздат, 1962. 202 с.
161. Флорин, В. А. Основы механики грунтов, т. 1. Госстройиздат, -М. -Д., 1959. -357 с.
162. Фоменко И.К. Современные тенденции в расчетах устойчивости склонов. Инженерная геология, №6, 2012, с. 44-53.
163. Фоменко И.К. Методология оценки и прогноза оползневой опасности.: дис. д-ра геол. минерал. наук. – Москва, 2014. – 318с.
164. Хоу Б.К. Основы инженерного грунтоведения // перевод с англ. и общая редакция д.т.н. проф. Н.Н. Маслова. – М.: Стройиздат, 1966. -460 с.
165. Хар М.Е. Основы теоретической механики грунтов/ перевод с англ. М.Н. Гольдштейна. – М.: Изд-во литерат. по строительству, 1971. -320 с.
166. Цытович Н.А. Механика грунтов // Учебное пособие. Изд-е 3-е. – М., Л.: Госуд. издательство литературы по строительству и архитектуры, 1951. – 528 с.
167. Чеботарев, Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. М.: Стройиздат, 1968. 616 с.
168. Шадунц К.Ш. Оползни Молдавии и борьба с ними. – Кишинев: Картя Молдовеняскэ, 1963. – 102 с.
169. Шадунц К.Ш. Исследование реологических свойств грунтов оснований и оползнеопасных склонов / К.Ш. Шадунц, С.И. Маций // Воплощение и развитие научных идей Н.Н. Маслова, в практике строительства. Сб.научн. тр. – М., 1998, с.203-211.
170. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов // Сокращ.пер. с англ. – Изд. 2-е. – М.: СИ, 1976. – 485 с.

Tabela A1. Rezultatele determinărilor limitei de curgere după metoda «cu viteza constantă» la $v = 4.2 \cdot 10^{-5}$ cm/s

Наименование объекта	Наименование грунта	Структура	№ п/п	Влажность после опыта, ω , %	Удельный вес после опыта, γ , кН/м ³	Показатель текучести I_r , дол.ед.	Вертикальное давление, σ_n , кПа	Критическое сдвиговое усилие, $\tau_{кр}$, кПа	Критическая деформация, $\lambda_{кр}$, мм	Порог ползучести, τ_{lim} , кПа
Обход с. Порумбей	Глина пестроцветная $I_p = 18,0$	Нарушенная	1	30.5	19.7	0.27	100	37.5	2.5	30.0
			2	29.8	19.8	0.21	200	50.0	4.2	46.0
			3	27.5	20.0	0.04	100	82.0	3.9	55.0
			4	26.4	20.3	-0.07	300	104.0	3.1	92.0
			5	29.5	19.8	0.26	100	42.5	2.86	35.0
			6	28.4	20.1	0.06	200	66.2	4.3	57.0
			7	27.2	20.0	0.02	100	80.0	3.2	61.0
			8	30.1	19.6	0.24	200	50.0	3.3	45.0
			9	32.0	19.8	0.22	300	60.0	3.8	53.0
			10	28.9	20.1	0.10	300	55.0	4.5	51.0
			11	27.6	20.0	0.08	200	68.0	3.5	60.0
			12	25.1	20.2	-0.17	100	126.2	4.2	115.0

Tabela A2. Rezultatele determinărilor limitate de curgere a mostrelor cu structură naturală după metoda «cu viteza constantă»

№ опыта	Объект	Скважина	Глубина отбора монолитов, h, м	Тип грунта	Плотность, ρ, г/см ³	Влажность, ω, %	Консистенция И, дол.ед.	Нормальное давление, σ _n , кПа	Деформация, λ _{кр} , мм	Продолжительность опыта, t, час	Критическое сдвиговое усилие, τ _{кр} , кПа	Попор т _{lim} , кПа
$v = 8,3 \cdot 10^{-6}$ см/с												
1	Обход с. Лорумбрей	18	12,5	Глина пылевата я	1,96	23,5	0,07	100	2,63	17,8	114	99
2			12,5		2,00	23,0	0,04	200	2,23	7,2	180	165
3			12,5		1,98	22,3	0,01	300	2,85	7,0	140	126
$v = 5,8 \cdot 10^{-8}$ см/с												
4	Обход с. Лорумбрей	19	5,7	Глина сеповато-зеленая	1,97	29,0	-0,08	100	1,60	840	150	130
5			5,9		1,95	41,2	0,40	100	1,25	624	63	21
6			6,0		1,94	36,0	0,20	100	1,40	816	70	53

Tabela A3. Rezultatele determinărilor limitei de curgere argilelor neogene din stratul superior după metoda «cu viteza constantă»

№ опыта	Влажность $w, \%$	Плотность $\rho_w, \text{г/см}^3$	Показатель текучести, I_L	Вертикальная нагрузка $P_v, \text{кПа}$	Высота щели $d \times 10^{-3}, \text{м}$	Деформация $\lambda \times 10^{-3} \text{ м}$	Продолжительность опыта $t \times 8.64 \cdot 10^4, \text{с}$	Критическое сдвигающее усилие $\tau_{\text{сд.}}, \text{кПа}$	Опытное значение порога ползучести $\tau_{\text{limоп}}, \text{кПа}$
$v = 8,3 \times 10^{-8} \text{ м/с}$									
1	28,3	2	0	100	1	2,35	0,31	121	108
2	28,6	1,98	0,01	300	1	2,6	0,29	142	125
3	28,0	2,02	0,01	500	1	3,25	0,36	200	185
4	29,2	1,92	0,02	100	1	2,1	0,23	137	125
5	25,6	2,01	0,12	300	1	2,4	0,3	252	235
6	29,3	1,96	0,02	500	1	2,8	0,34	227	200
7	31,5	1,97	0,08	100	1	0,67	0,74	109	100
8	26,2	2,01	0,06	200	1	2,32	0,3	186	170
9	28,6	1,96	0	300	1	1,35	0,17	172	160
$v = 5,8 \times 10^{-10} \text{ м/с}$									
10	24	2,01	-0,12	100	0,7	1,99	42	180	140
11	23	2,03	-0,18	200	0,7	2,03	42	230	180
12	24	1,97	-0,08	100	1	1,6	35	150	130
13	31	1,93	0,43	100	0,8	1,28	26	65	20
14	24	1,97	-0,14	300	0,8	3,23	57	240	190
15	20	2,13	-0,28	300	0,8	2,3	37	372	325
16	25	2,03	-0,18	300	0,7	2,72	48	398	255
17	26	2,01	0,03	300	0,9	2,4	48	325	175
18	30	1,93	0,4	200	1	1,75	28	80	30
19	31	1,92	0,43	300	0,9	1,8	29	90	40
20	26	2,05	0,36	300	0,8	2,35	40	109	45
21	24	2,12	0	200	0,8	1,75	34	145	110
22	29	1,94	0,2	100	0,7	1,75	34	61	50
23	29	2	0,2	300	0,8	1,74	35	105	75
24	19	1,89	-0,12	300	0,8	2,3	40	234	200

Табела А4. Datele normate a indicelor de compoziție și consistență a solurilor

Наименование грунтов	Влажность w, %	Плотность ρ , г/см ³	Плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³	Пористость n, %	Коэффициент пористости, e	Степень влажности S_r	Граница текучести w_L , %	Граница раскатывания w_p , %	Число пластичности I_p	Показатель текучести I_L
Четвертичные тяжелые суглинки и глины	19.7 16.9...23.2	1.98 1.92...2.03	1.65 1.62...1.73	38.7 35.9...40.0	0.633 0.56...0.67	0.84 0.73...0.95	42.7 32.9...47.5	24.4 22.3...26.8	18.3 10.6...24.4	-0.23 -0.4...-0.14
Глины пылеватые пестроцветные	19.6 18.8...20.7	2.05 2.02...2.07	1.71 1.67...1.74	37.5 36.4...39.0	0.603 0.58...0.64	0.89 0.88...0.90	44.4 40.5...49.3	22.3 20.2...24.6	22.1 20.3...24.7	-0.12 -0.16...-0.07
Глины пестроцветные комковатые	23.2 20.3...26.6	2.02 1.96...2.09	1.63 1.57...1.72	40.3 37.9...42.7	0.678 0.59...0.74	0.93 0.85...1.0	53.4 40.8...55.9	26.3 19.1...35.4	27.1 18.4...34.7	-0.16 -0.4...-0.06
Глины серовато-зеленые молилитные зеркалами скольжения	24.3 19.6...25.6	2.00 1.95...2.05	1.61 1.57...1.64	41.3 39.1...42.7	0.704 0.67...0.75	0.94 0.79...1.0	50.2 40.8...61.5	25.4 21.3...32.5	24.8 18.4...33.0	0.04 -0.23...0.07
То же без зеркал скольжения	23,2	2,04	1,65	39,7	0,66	0,96	61,8	31	30,8	-0,25
Глины серовато-зеленые округлыми включениями без признаков ожелезнения зеркалами скольжения	23.9 21.0...26.8	2.00 1.95...2.04	1.61 1.53...1.68	41.3 38.6...44.1	0.711 0.631...0.79	0.92 0.91...0.93	55.6 50.7...60.6	27.1 23.0...31.2	28.5 27.7...29.4	-0.11 0.15...0.07
То же без зеркал скольжения	21.1 17.0...21.6	2.03 1.98...2.11	1.68 1.58...1.80	36.8 34.3...42.3	0.639 0.52...0.73	0.90 0.88...0.92	47.0 42.3...53.1	23.5 20.2...27.1	23.5 21.4...27.5	-0.11 0.20...0.06

Tabela A5. Intervalul de variație și valorile medii a rezistenței solurilor cercetate

Наименование грунта	Интервал сопротивляемости сдвигу S, кПа при вертикальном давлении σ , кПа, равном			Нормативная прочность при $\sigma = 200$ кПа
	$\sigma = 100$	$\sigma = 200$	$\sigma = 300$	
Четвертичные тяжелые суглинки и глины	90...200	105...212	75...190	$\frac{128}{118}$
Глины пылеватые, пестроцветные	85...100	160...520	185...2000	$\frac{144}{102}$
Глины пестроцветные, комковатые, с карбонатными включениями	80...210	105...270	172...600	$\frac{186}{148}$
Глины серовато-зеленые, монолитные, с зеркалами скольжения	100...395	130...615	150...610	$\frac{184}{124}$
Глины серовато-зеленые, с округлыми включениями, без признаков ожелезнения, без зеркал скольжения	110...140	148...160	230..250	166

Примечание: в знаменателе приведены средне-минимальные значения

Tabela A6. Valorile parametrilor de forfecare pentru diferite scheme de încercări

Наименование грунта	Условия проведения испытаний					
	сдвиг образцов естественной структуры		сдвиг по подготовленной поверхности		сдвиг по увлажненной поверхности	
	С, кПа	φ, град	С, кПа	φ, град	С, кПа	φ, град
Четвертичные тяжелые суглинки и глины	70	16	28	16	-	-
	60	16	20	14	4	8
Глины пылеватые, пестроцветные	80	18	48	17	32	4
	-		-	-	-	
Глины пестроцветные, комковатые, с карбонатными включениями	110	21	20	12	-	-
	90	16	-	-	10	5
Глины серовато-зеленые, монолитные, с зеркалами скольжения	130	15	32	8	14	7
	70	15	-	-	7	4
Глины серовато-зеленые, с округлыми включениями, без признаков ожелезнения, без зеркал скольжения	86	22	40	9	3	8
	-	22	40	9	-	-

Примечание: В числителе приведены значения, полученные «по среднему арифметическому»; в знаменателе - «по среднему минимальному»

Tabela A7. Rezultatele determinărilor la încercări monoaxiale

Наименование грунта	Глубина отбора монолитов	№ скв.	Влажность, w, %	Плотность ρ г/см ³	Раздавляющая напряж. Р, кПа	Сопротивление сдвигу S, кПа	Сцепление C_c , кПа	Угол внутреннего трения, ϕ град.
Глины пестроцветные, комковатые	6.5-6.7	16	23,6	1,98	284	142	79	16
Глины серовато- зеленые, монолитные с зеркалами скольжения	9.0-9.2	16	24,7	2,00	328	164	95	15
Глины серовато- зеленые, с округлыми включениями, без признаков ожелезнения, с зеркалами скольжения	9.6-9.6	12	21	2,04	295	148	63	22
	18.5-18.7	18	26,8	1,95	344	172	73	22
То же, без зеркал скольжения	16.8-17.0	19	22,7	1,99	573	286	122	22
	19.4-19.6	19	24,6	1,98	246	123	53	22

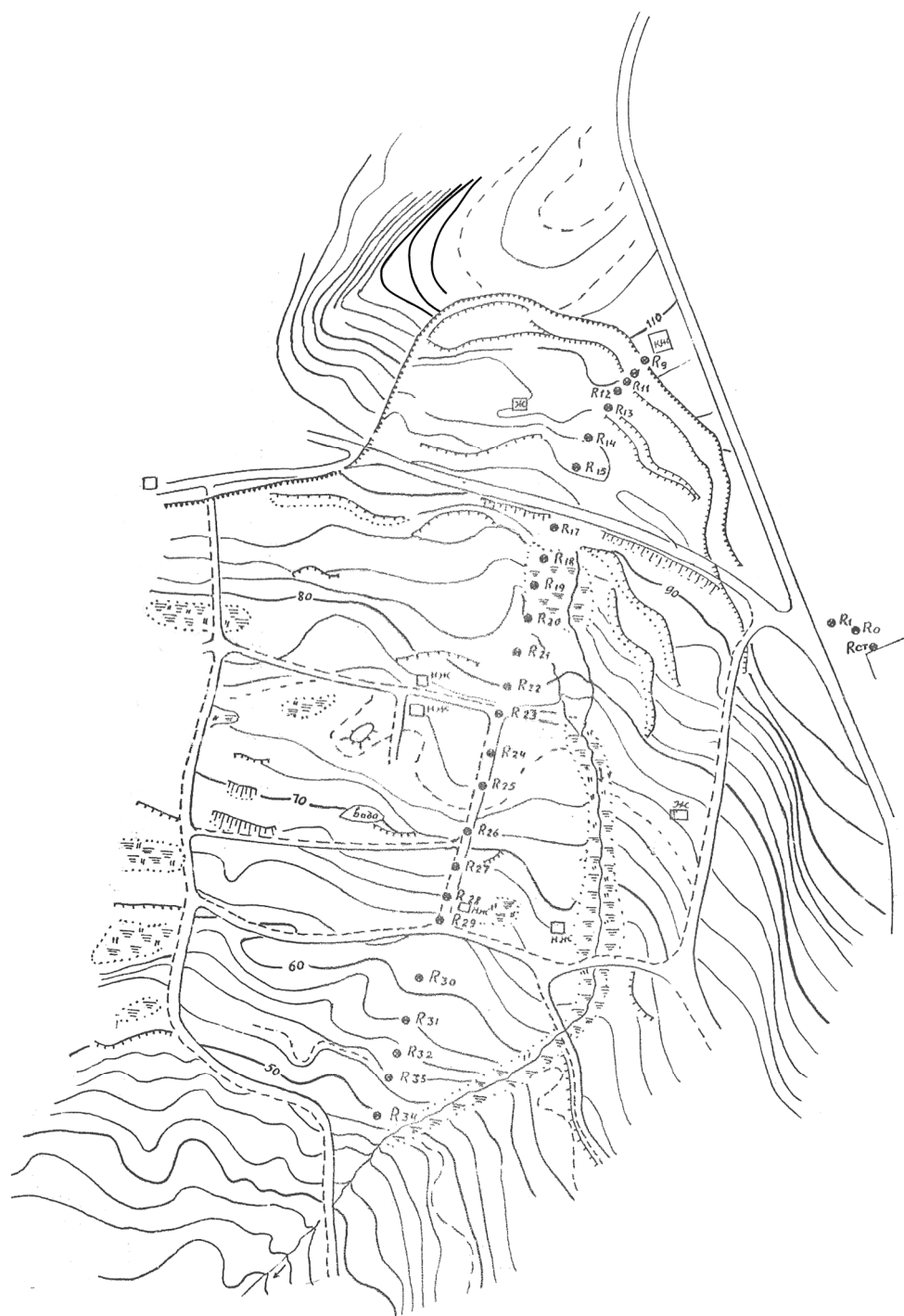
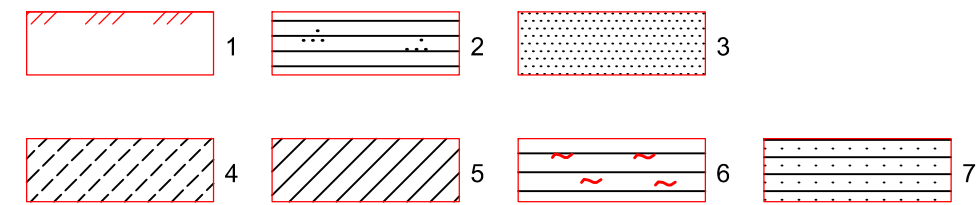


Рис. А.1. Оползневой участок №1 "Обход с. Порумбрей". источник: разработано автором

Условные обозначения:



1– Почвенно–растительный слой; 2– глина бурая, полутвердая, с гнездами песка; 3–песок;
4–супесь; 5 – суглинок тяжелый; 6 – зеркала скольжения; 7 –глины зеленовато–серые,
пылеватые, в верхней части разреза ожелезненные (пестроцветные), мергелистые,
известковые, отдельные слои монолитные или с характерной брекчеевидной структурой

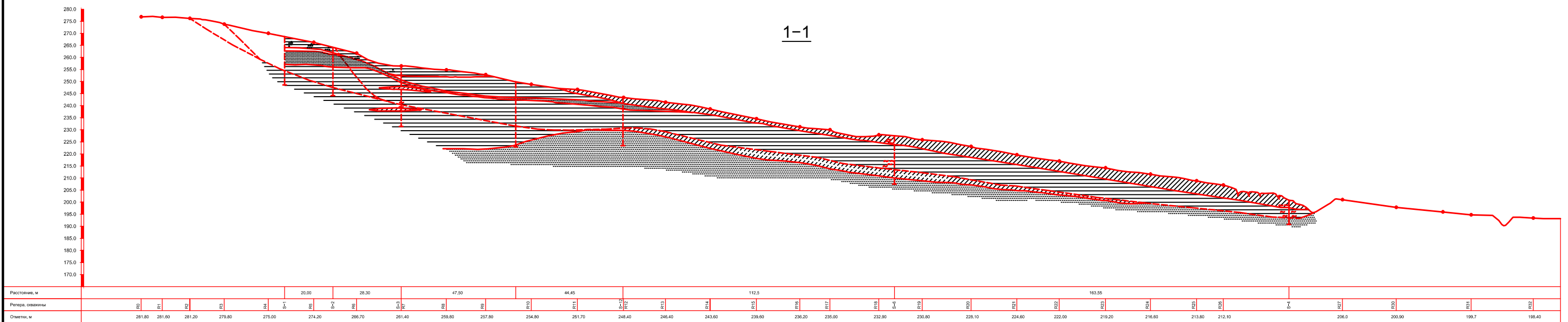


Рис. А.2. Схематический инженерно–геологический разрез склона на оползневом участке №1 "Обход с. Порумбрей".
источник: разработано автором

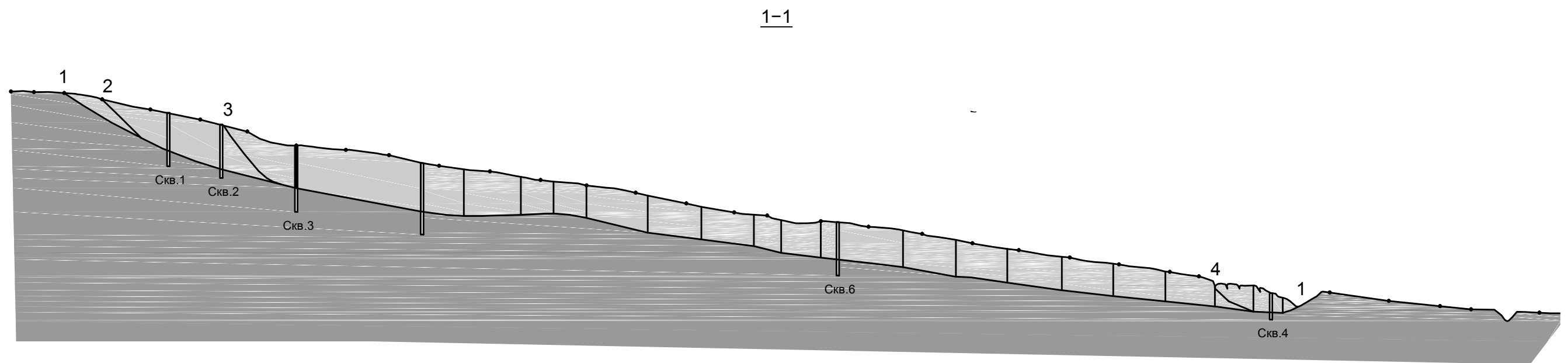
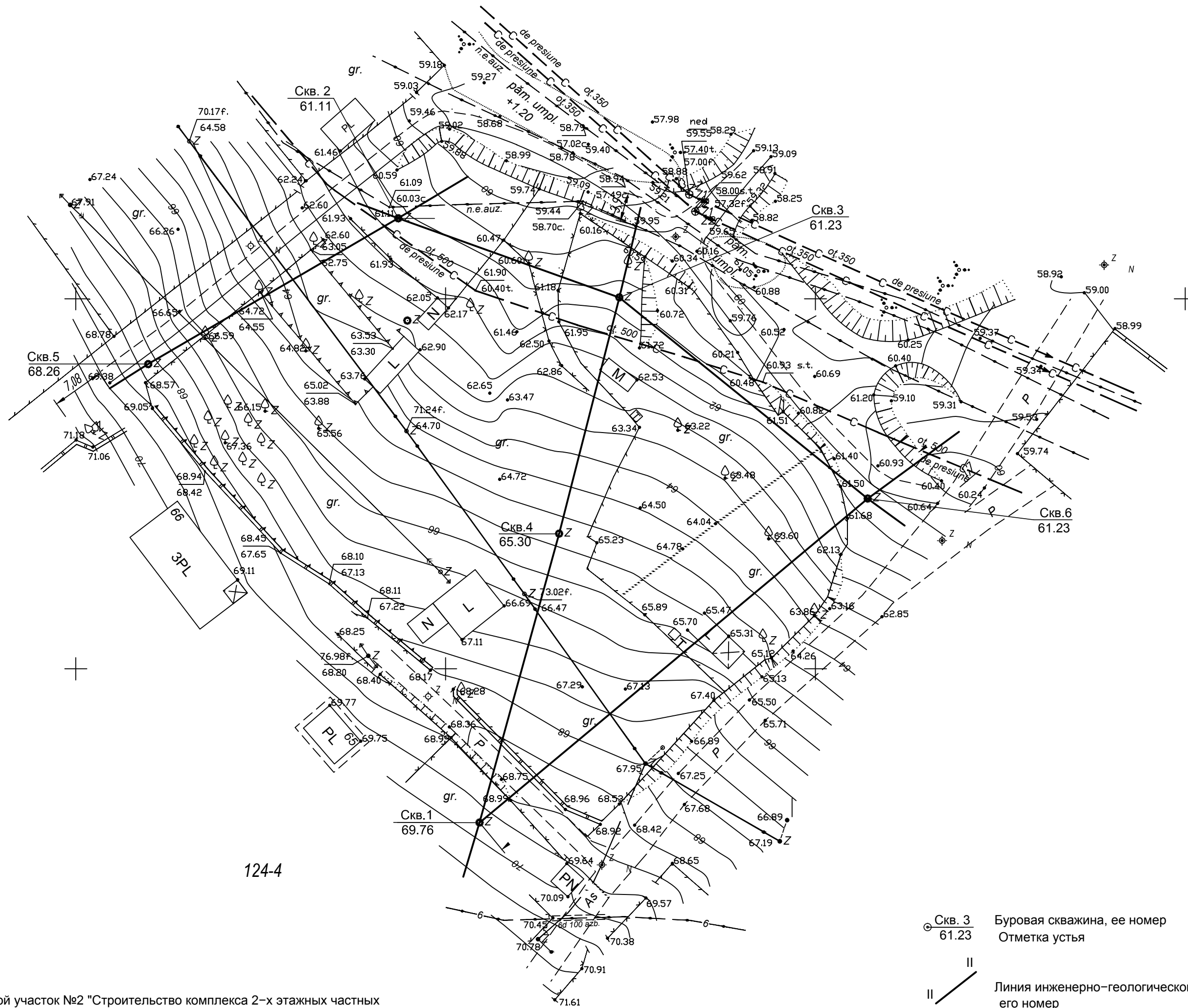


Рис. А.3. Расчетная схема для определения устойчивости склона на
оползневом участке №1 "Обход с. Порумбрей".
источник: разработано автором

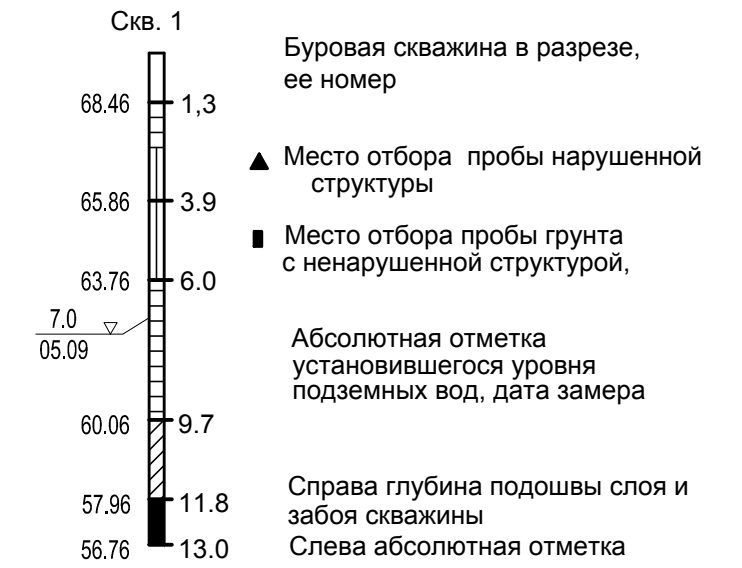


124-4

Рис. А.4. Оползневой участок №2 "Строительство комплекса 2-х этажных частных домов в с.Ватра, ком. Трушень, мун Кишинэу"
источник: разработано автором

- 3 Скв. 3
61.23 Буровая скважина, ее номер
 Отметка устья
- II / II /
 Линия инженерно-геологического разреза
 его номер

- 
tQ_{iv}
Почвенно-растительный слой, п.9а
- 
alQ_{iv}
Суглинок пылеватый п.33в ИГЭ-I
- 
aldlQ_{III-IV}
Песок пылеватый с прослоями глины п.27а. ИГЭ-II
- 
aldlQ_{III-IV}
Супесь пылеватая, с прослоями песка п.34а, ИГЭ-III
- 
dpQ_{iv}
Глина пылеватая, с прослоями песка супеси, п.8г, ИГЭ-IV
- 
N_{IS2}
Суглинок тяжелый пылеватый с прослоями песка супеси, п.33а, ИГЭ-V
- 
N_{IS2}
Супесь пылеватая, с прослоями песка п.34а, ИГЭ-VI
- 
N_{IS2}
Песок пылеватый, п.27а
- 
Появившийся уровень подземных вод



СОСТОЯНИЕ ГРУНТОВ

супесей	песков	суглинков. глин
твердые	маловлажные	твердые
		полутвердые
		тугопластичные
пластичные		мягкопластичные
		текучепластичные
текучие	водонасыщенные	

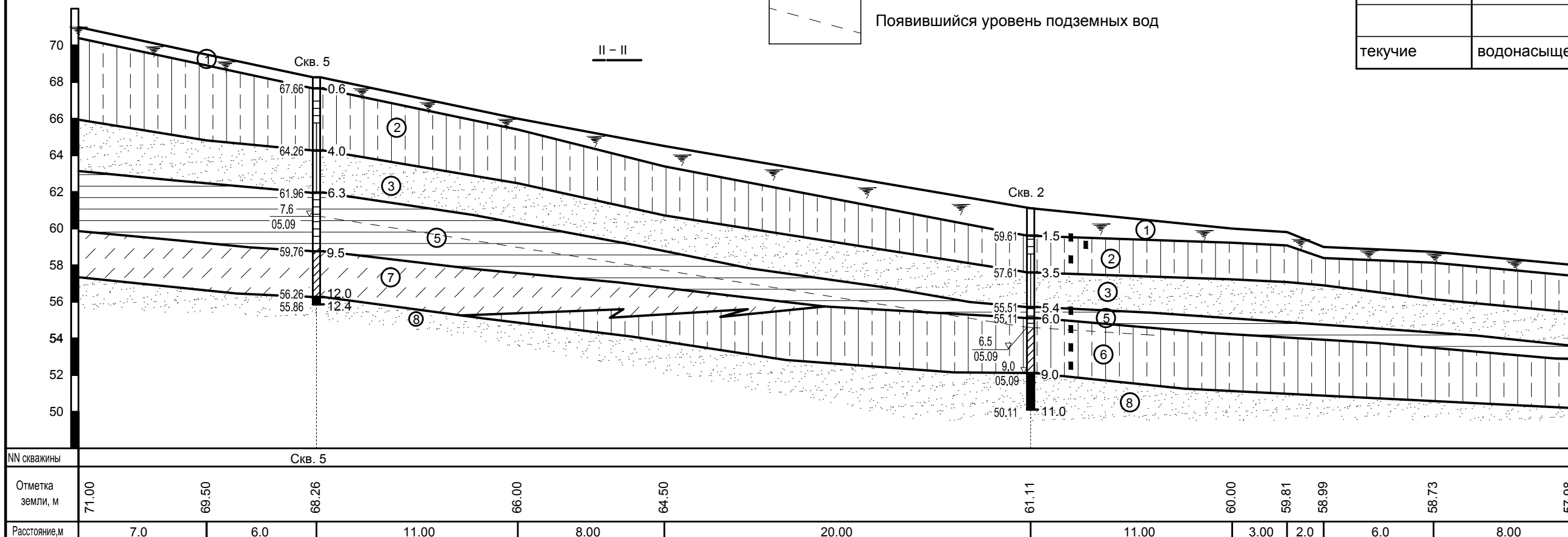


Рис. А.5. Геологический разрез оползневого склона . Участок №2, с.Ватра.
источник: разработано автором

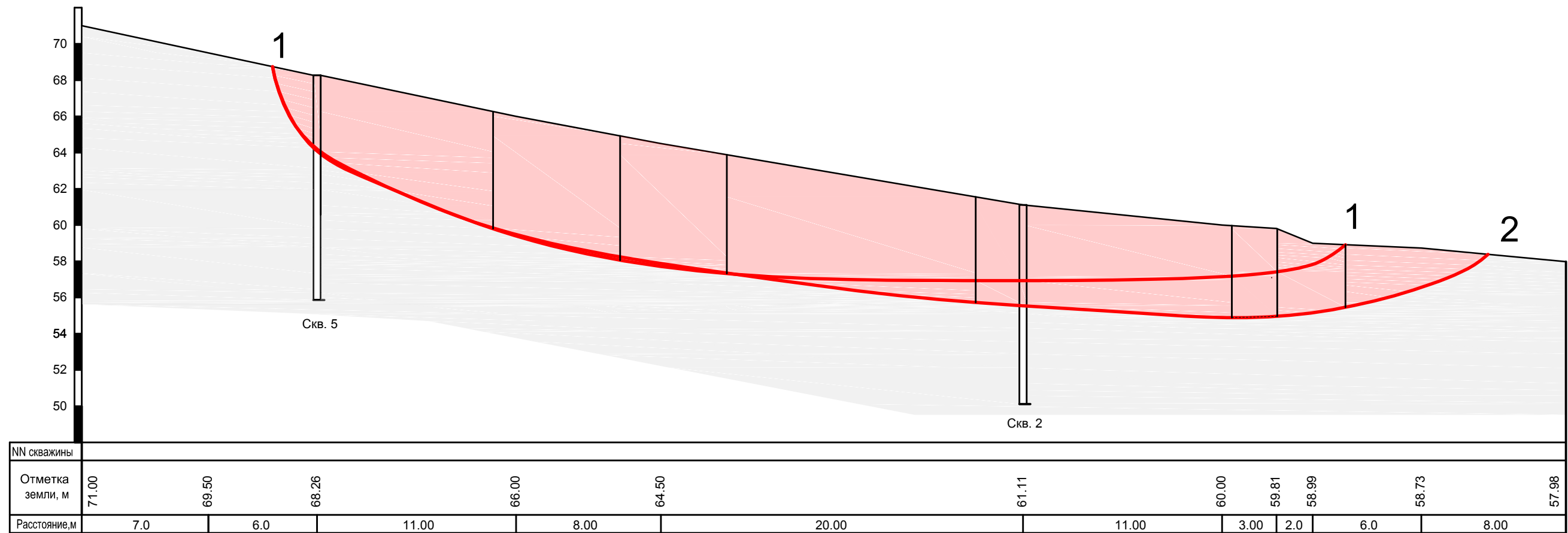
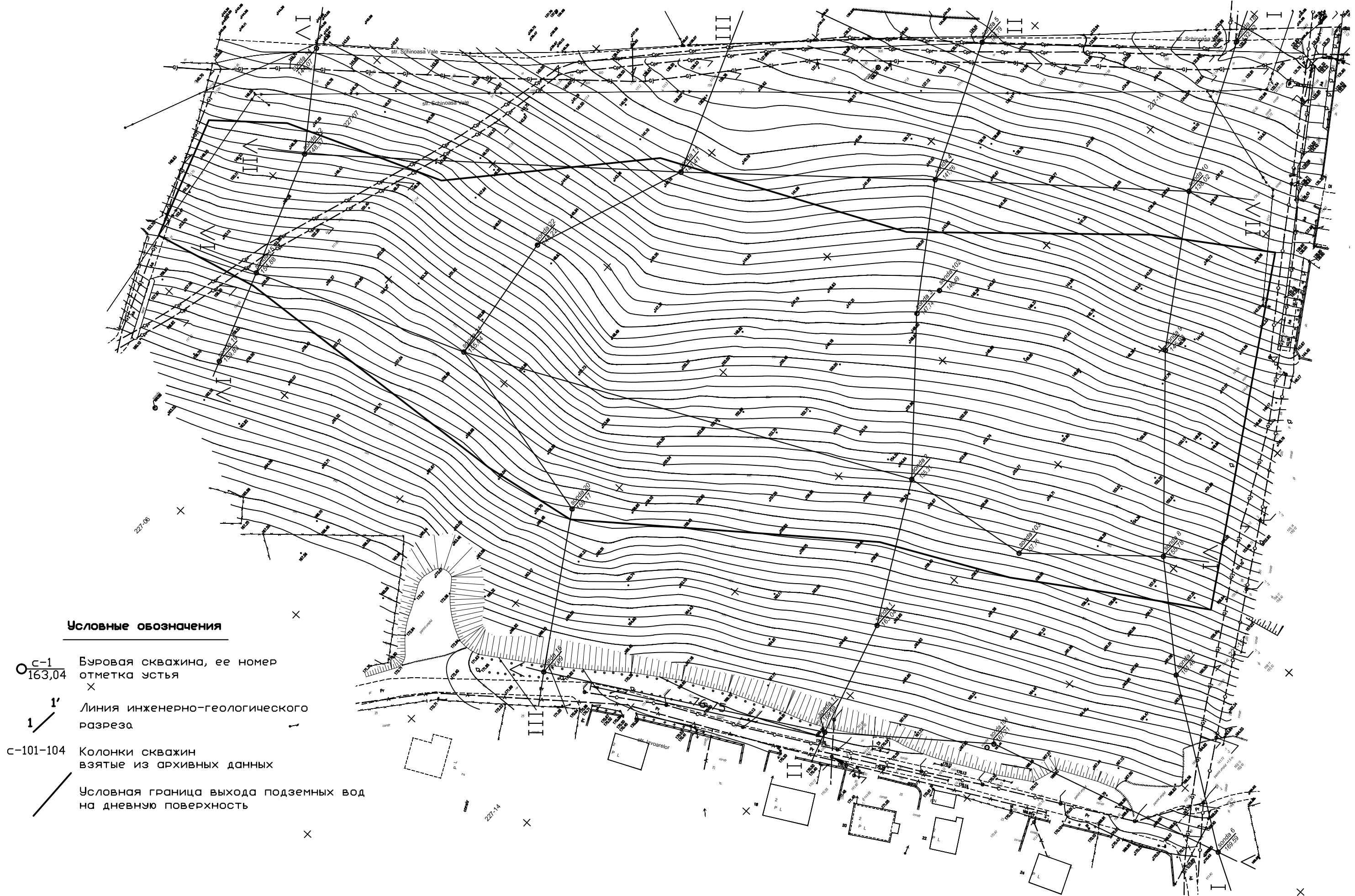


Рис. А.6. Расчетная схема для определения устойчивости склона на оползневом участке №2 в с.Ватра.
источник: разработано автором



Условные обозначения

- с-1 163,04 Буровая скважина, ее номер
отметка устья
- ×
- 1' / 1 Линия инженерно-геологического
разреза
- с-101-104 Колонки скважин
взяты из архивных данных
- / — Условная граница выхода подземных вод
на дневную поверхность

Рис. А.7. Оползневой участок №3 "Строительство комплекса жилых домов в г. Кодру, мун Кишинэу"
источник: разработано автором

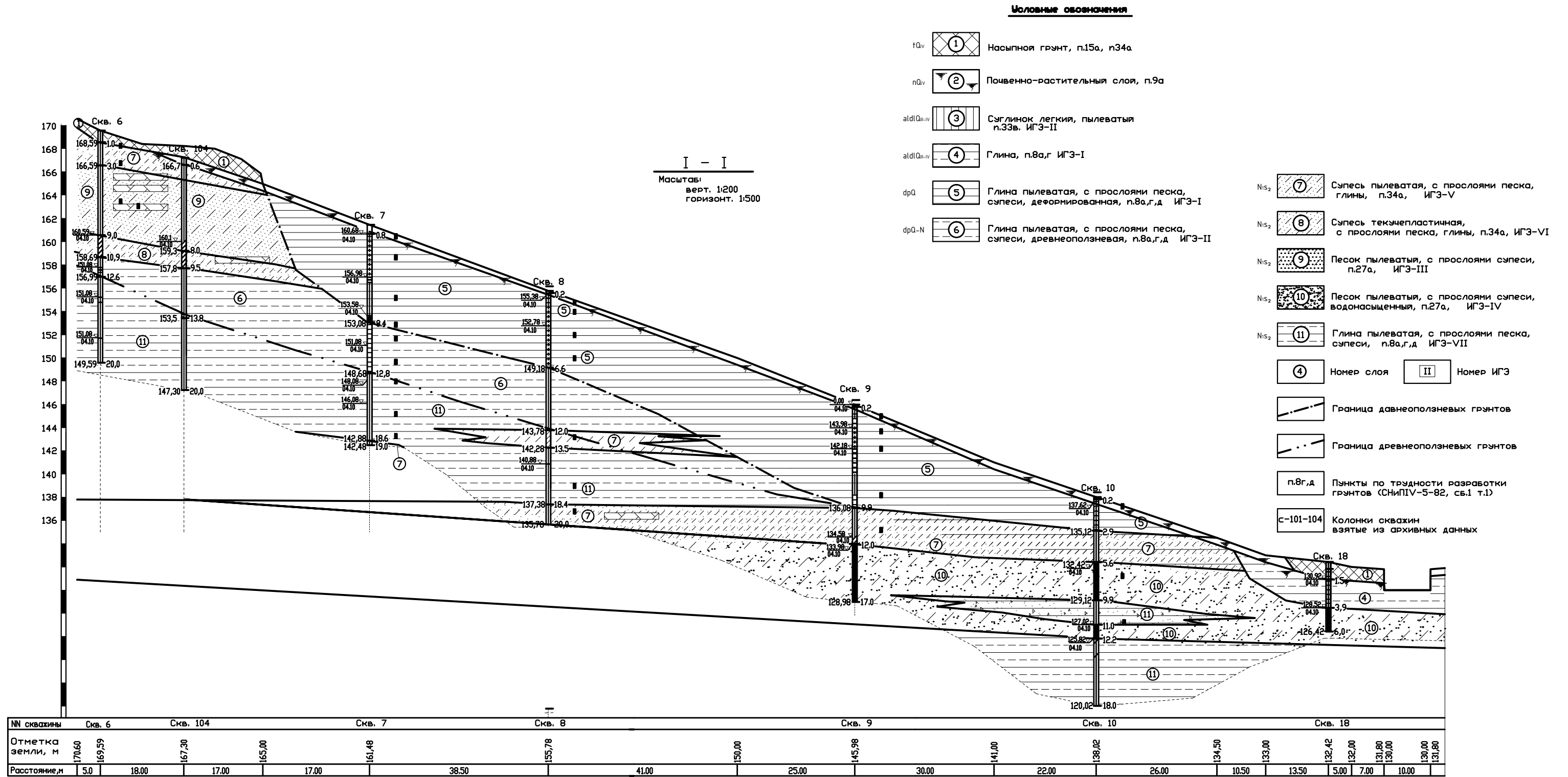


Рис. П.8. Геологический разрез оползневого склона. Участок №3 "Строительство комплекса жилых домов в г. Кодру, мун Кишинэу"
источник: разработано автором

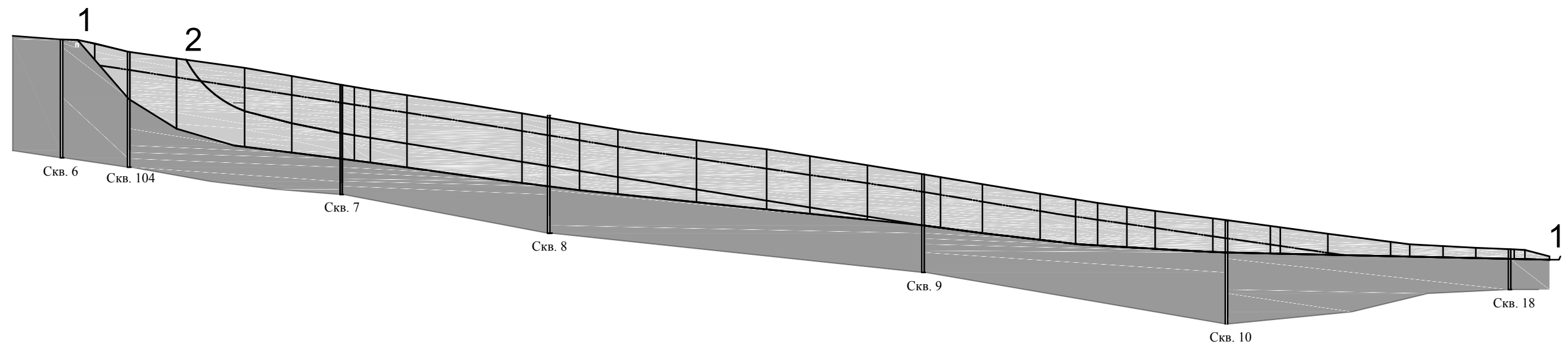


Рис. А.9. Расчетная схема для определения устойчивости склона на оползневом участке №3 в г. Кодру.
источник: разработано автором

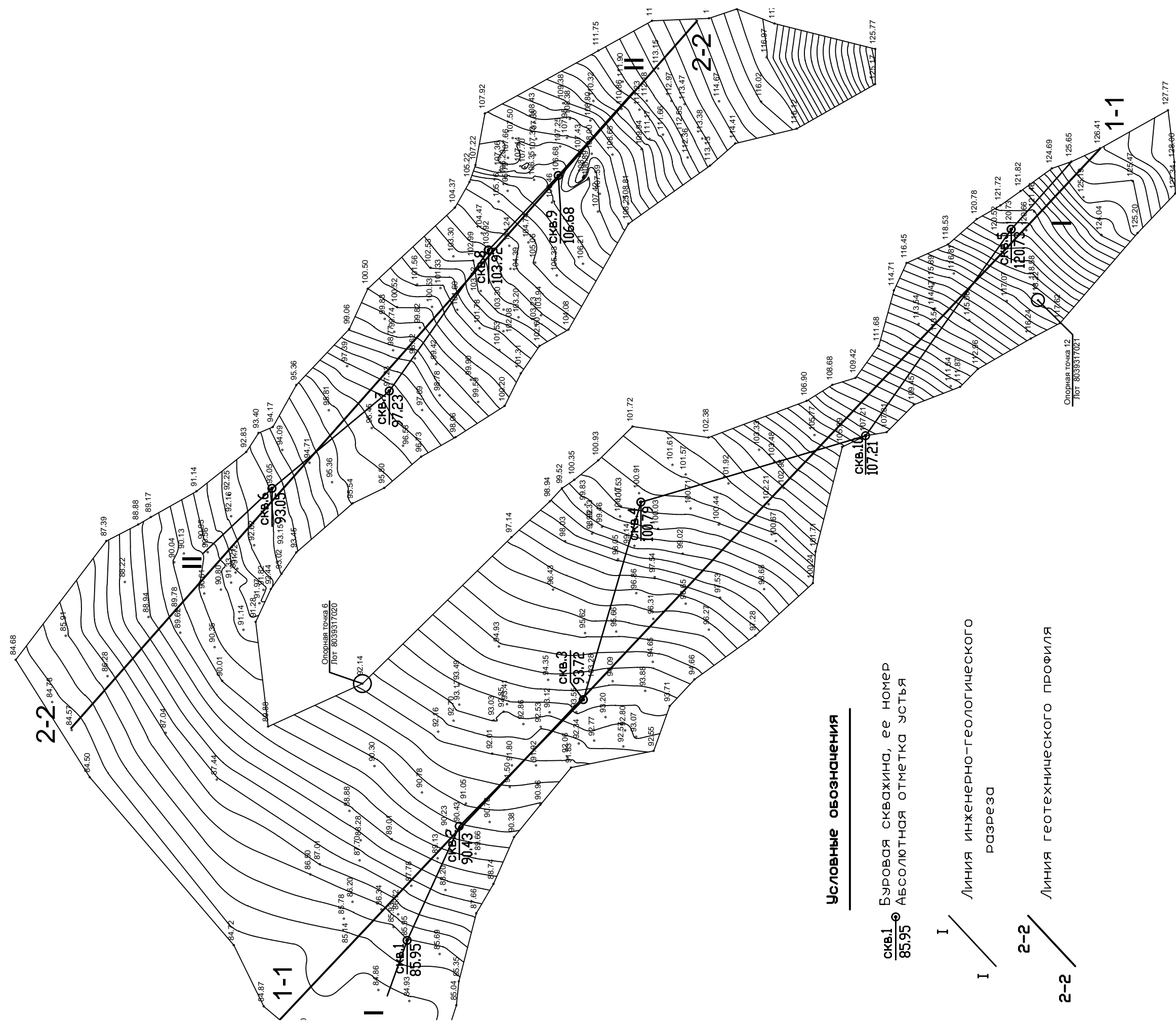


Рис. А.10. Оползневой участок №4 "Строительство комплекса жилых домов в с. Трушэнь, мун Кишинэу"

II - II

Масштаб:
верт. 1:200
горизонт. 1:500

- | | | | | | | |
|-----------|--|---|------------|----------------------------------|---|-----------|
| nQ_{iv} | | Почвенно-растительный слой, п.9а | dpQ | | Песок пылеватый, с прослоями супеси, п.27а, ИГЭ-VI | |
| dpQ | | Супесь пылеватая, с прослоями песка, суглинка, п.34а, ИГЭ-I | $dpQ-N$ | | Глина пылеватая, с прослоями песка, супеси, древнеоползневая, п.8г,д ИГЭ-VII | |
| dpQ | | Суглинок тяжелый пылеватый п.33в. ИГЭ-II | N_{is_2} | | Супесь пластичная и текучепластичная, с прослоями песка, глины, п.34а, ИГЭ-VIII | |
| dpQ | | Суглинок легкий пылеватый п.33в. ИГЭ-III | N_{is_2} | | Глина пылеватая, с прослоями песка, супеси, п.8а,г,д ИГЭ-IX | |
| dpQ | | Суглинок пылеватый п.33в. ИГЭ-IV | | Номер слоя | | Номер ИГЭ |
| dpQ | | Глина пылеватая, с прослоями песка, супеси, деформированная, п.8а,г,д ИГЭ-V | | Граница давнеоползневых грунтов | | |
| | | | | Граница древнеоползневых грунтов | | |

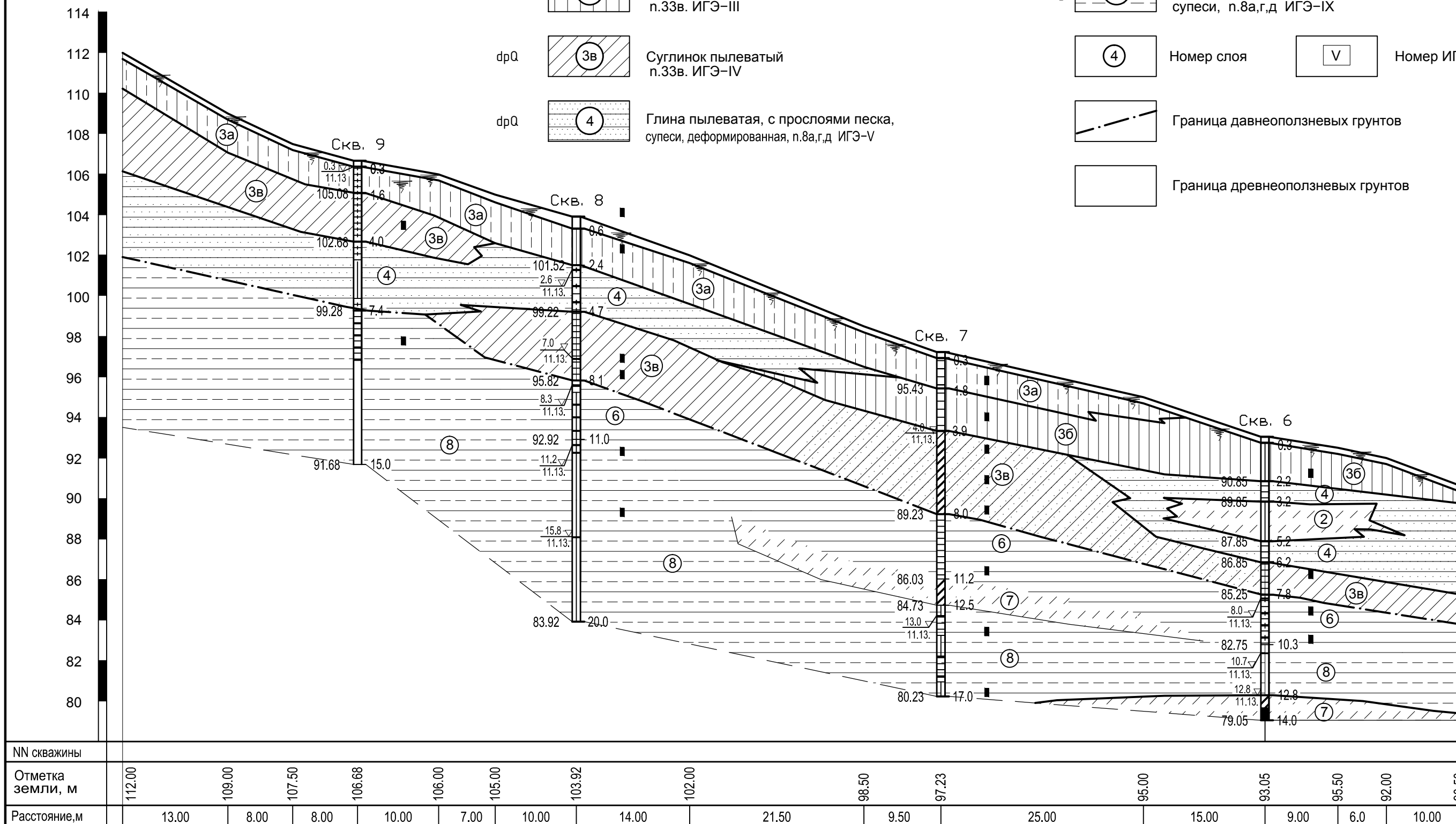


Рис. А.11. Геологический разрез оползневого склона . Участок №4, с.Трушены.

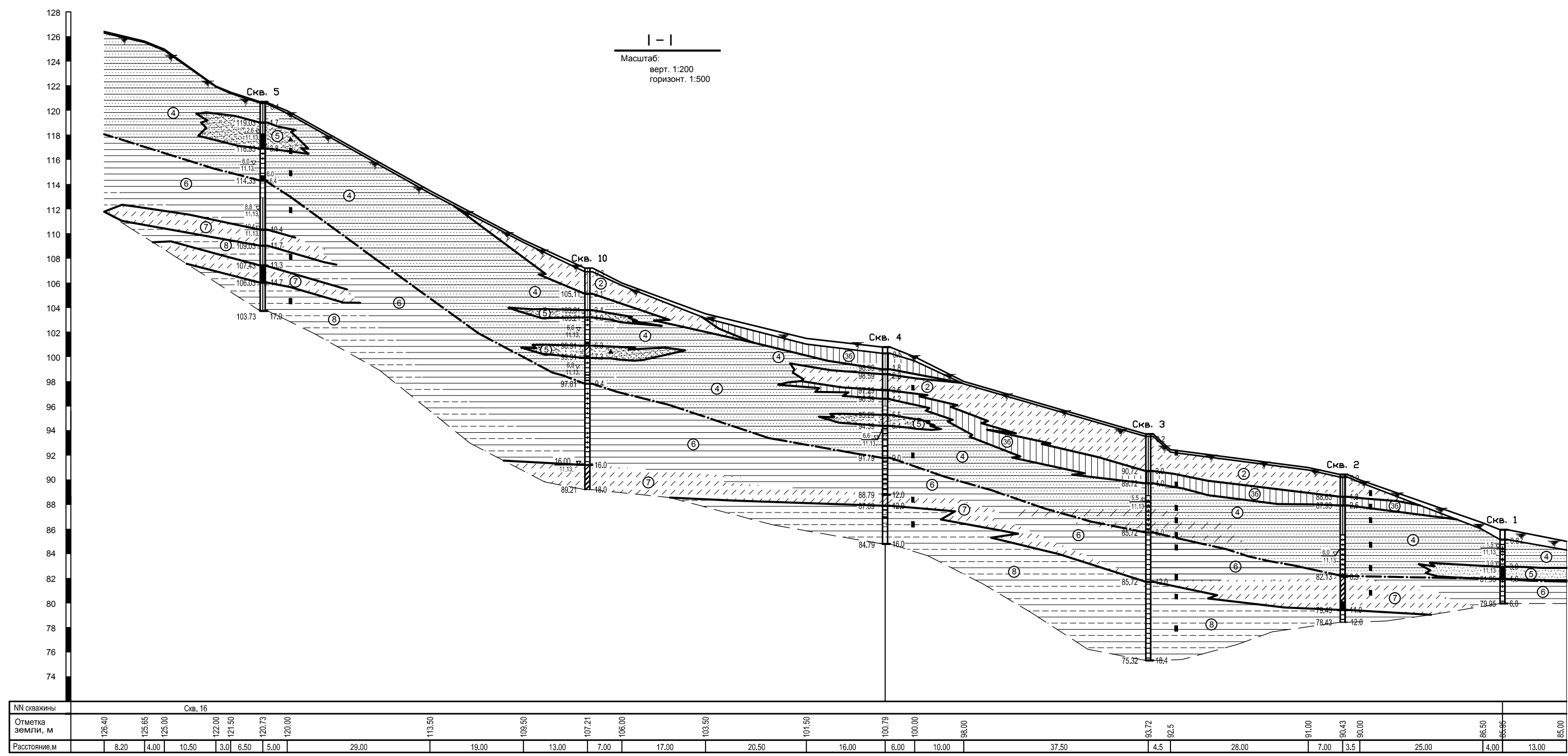


Рис. А.11. Геологический разрез оползневого склона . Участок №4, с.Трушены.

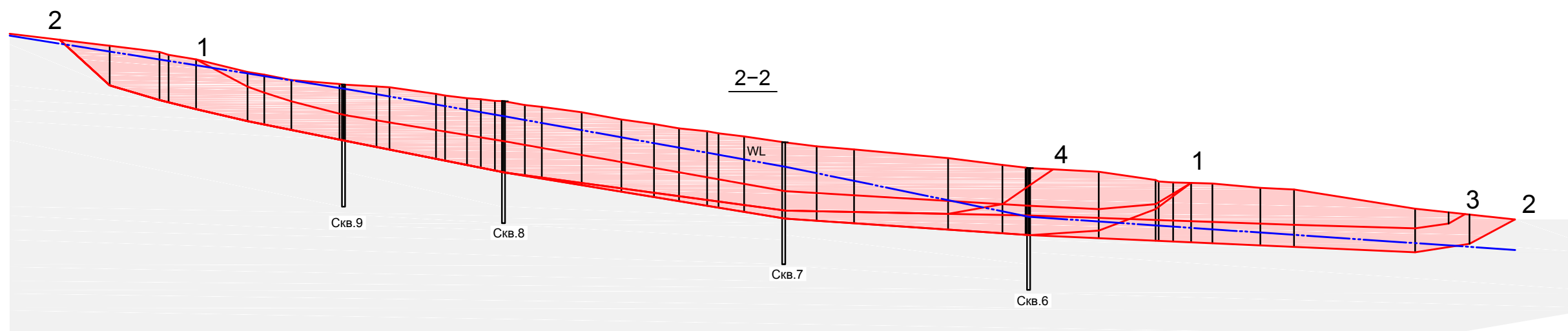
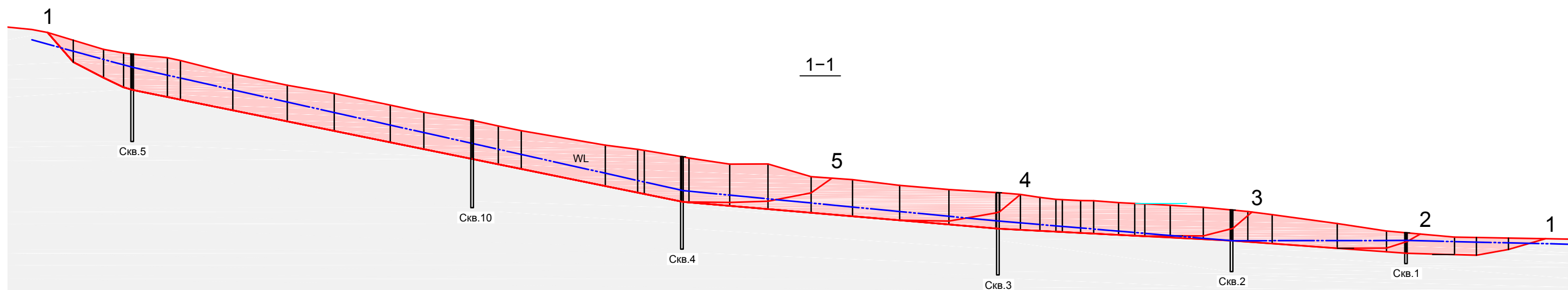
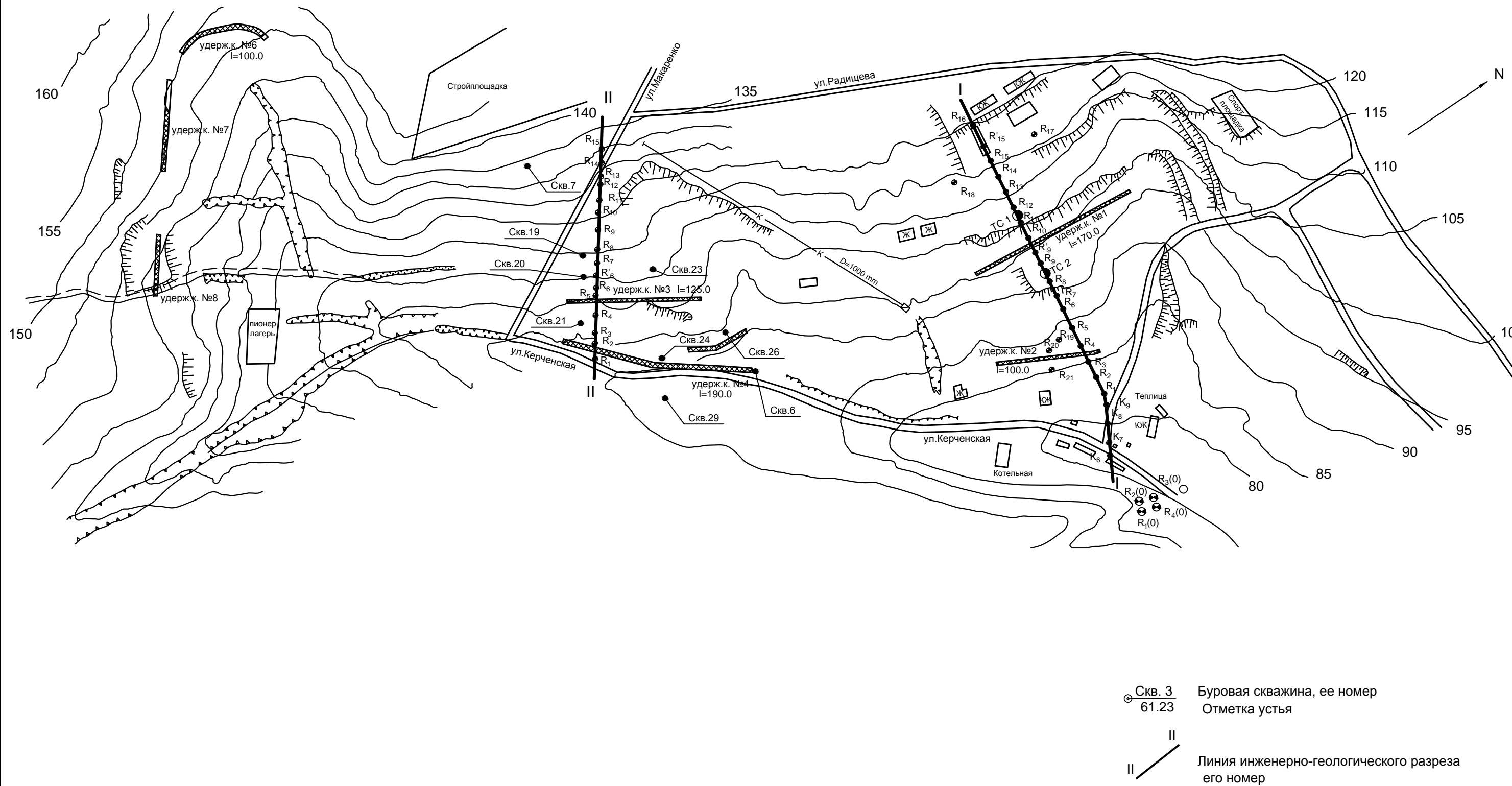


Рис. А.12. Расчетная схема для определения устойчивости склона на оползневом участке №4 в с.Трушены.
источник: разработано автором

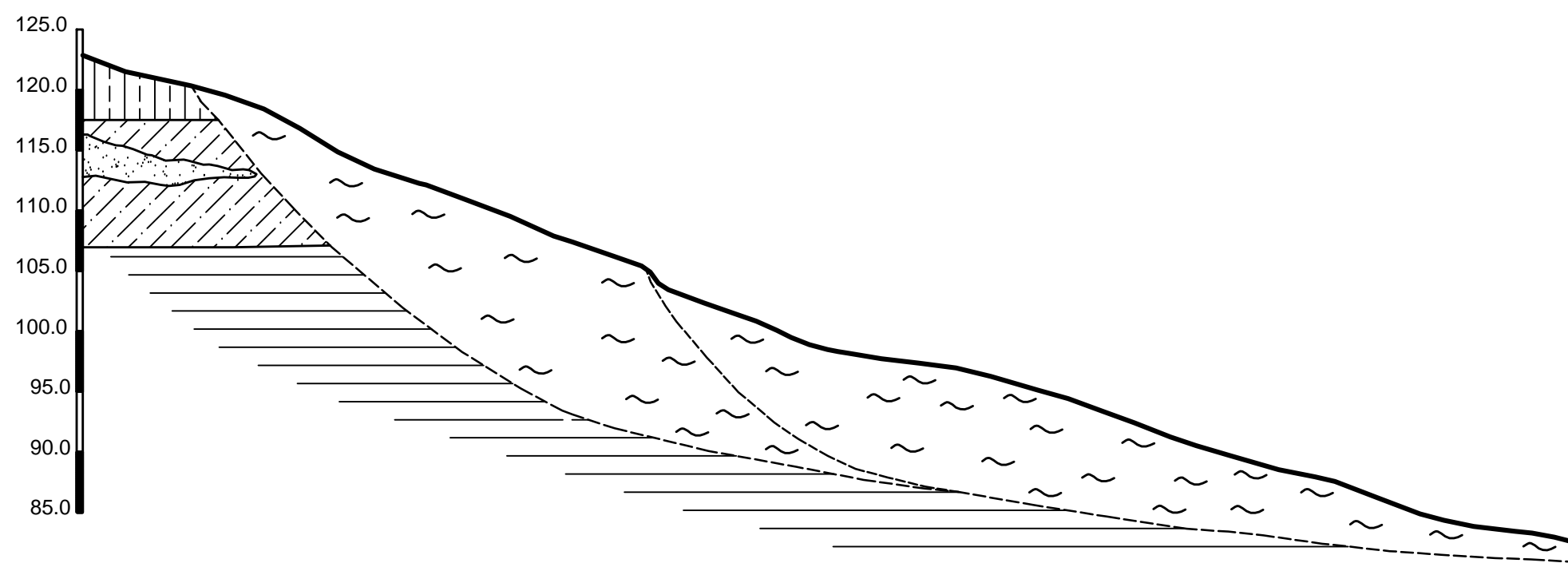


- Скв. 3
 61.23

 Буровая скважина, ее номер
 Отметка устья
- II / II

 Линия инженерно-геологического разреза
 его номер

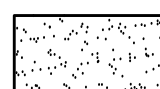
Рис. А.13. Оползневой участок №5 "Склон балки "Долина роз", мун Кишинэу"



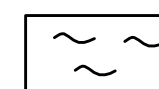
Условные обозначения



Лессовидные суглинки



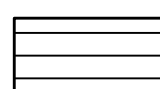
Пески мелкозернистые



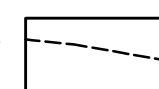
Деллювиально-оползневые отложения



Супеси



Горизонтально-слоистые сарматские глины



Предполагаемые поверхности скольжения

Рис.А.14. Генерализованный геологический разрез на участке балки "Долина роз" в мун. Кишинэу

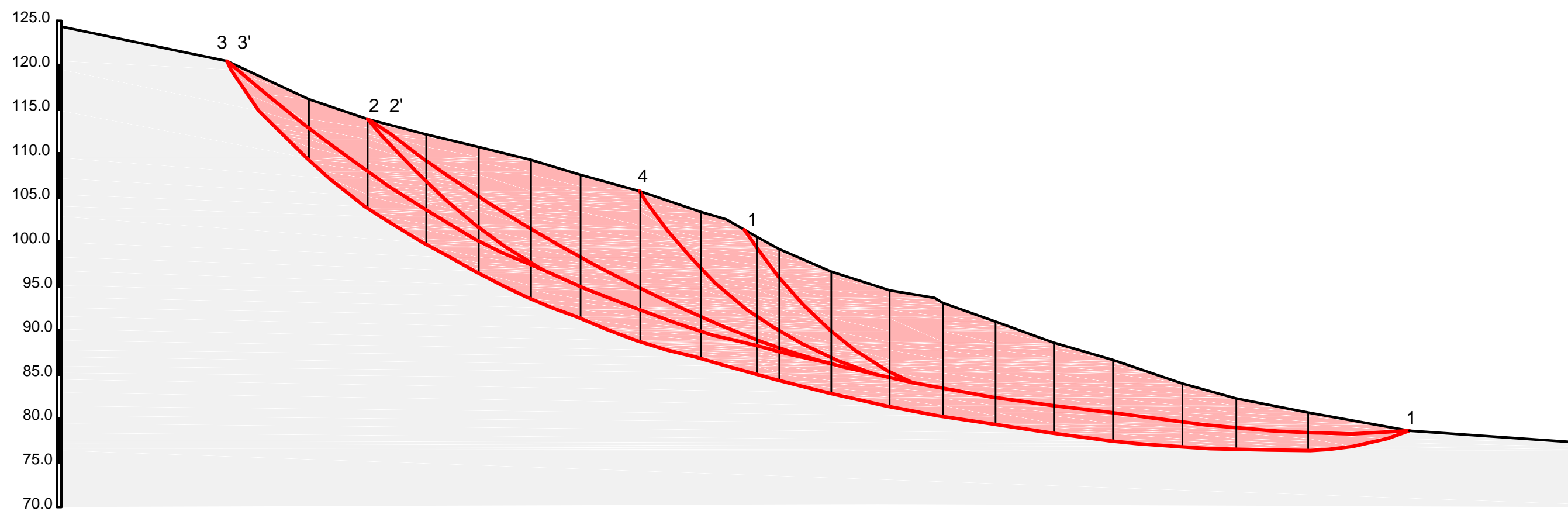


Рис. А.15. Расчетная схема для определения устойчивости склона на оползневом участке №5 "Долина Роз", мун.Кишинев.

MINISTERUL
DEZVOLTĂRII REGIONALE ȘI
CONSTRUCȚIILOR AL REPUBLICII
MOLDOVA



Institutul Național de Cercetări și
Proiectări în Domeniul Amenajării
Teritoriului, Urbanismului și
Arhitecturii "URBANPROIECT"



MD-2005, mun. Chișinău, str. Constantin Tanase, 9
tel. 24-21-64, fax 24-21-08

МИНИСТЕРСТВО
РЕГИОНАЛЬНОГО РАЗВИТИЯ И
СТРОИТЕЛЬСТВА РЕСПУБЛИКИ
МОЛДОВА

Национальный исследовательский про-
ектный институт в области обустройст-
ва территории градостроительства и
архитектуры "URBANPROIECT"

МД-2005, мун. Кишинэу, ул. Константин
Танасе, 9
тел. 24-21-64, fax 24-21-08

nr. _____ din _____
La nr. _____ din _____

Certificat de confirmare a implementării rezultatelor cercetărilor efectuate de către doctorandul Ceban Oleg

Studiul efectuat în cadrul tezei „Rolul proceselor geologice în calculul construcțiilor de sprijin, edificate pe versanții alunecători din Republica Moldova”, prezentată pentru obținerea gradului de doctor în științe tehnice, a fost pus în aplicare la efectuarea prospecțiilor tehnice și calculul stabilității versantului pentru construirea unui complex de clădiri administrative din str. N. Dimo, mun. Chișinău.

Metodologia de evaluare a stabilității versantului, propusă de către solicitant a permis obținerea rezultatelor fiabile, și respectiv, adoptarea deciziilor de proiect argumentate, privind măsurile tehnice de protecție contra alunecărilor de teren în zona clădirilor proiectate.

Data: 20.05.2016

Director general

Director tehnic



/Lu. Povar/

/V. Carlov/

SIMBO-PROIECT S.R.L
Moldova Chişinău MD-2075, bl. Mircea cel Bătrân 31/3-116, oficiu Bogdan Voievod 7a,
tel/fax (3732) 71 61 24, mob. 069216032, E-mail bogza61@mail.ru

Certificat de confirmare

a implementării rezultatelor cercetărilor efectuate de către
doctorandul Ceban Oleg

Studiul efectuat în cadrul tezei „*Rolul proceselor reologice în calculul construcțiilor de sprijin, edificate în cadrul versanților alunecători din Republica Moldova*“, prezentat pentru obținerea gradului de doctor în științe tehnice, a fost pus în aplicare la elaborarea cercetărilor inginero – geologice și calculul stabilității versantului pentru măsurile contra deformațiilor de teren la construcția "Complexului locativ din str. Schinoasa Vale, or. Codru, mun. Chişinău".

Metodologia de evaluare a stabilității versantului, propusă de către solicitant a permis obținerea rezultatelor fiabile și respectiv, adoptarea soluțiilor de proiect argumentate, privind măsurile contra deformațiilor de teren la construcția "Complexului locativ din str. Schinoasa Vale, or. Codru, mun. Chişinău".

Data : 03.06.2017

Director «SIMBO-PROIECT» SRL



Bogza Simion



Declarația privind asumarea răspunderii

Subsemnatul, declar pe răspundere personală că materialele prezentate în teza de doctor sunt rezultatul propriilor cercetări și realizări științifice. Conștientizez că, în caz contrar, urmează să suport consecințele în conformitate cu legislația în vigoare.

Ceban Oleg

Semnătura

Data

CURRICULUM VITAE

Numele și prenumele: Ceban Oleg Serghei

Data nașterii: 30.11.1988

Cetățenia: Republica Moldova

Studii superioare:

1. 2011. Universitatea Tehnică a Moldovei . Diplomă de studii superioare : inginer-constructor .
Specialitatea: Construcții și inginerie civilă.
2. 2013. Studiile de masterat în cadrul instituției UTM. Diplomă de masterat, specialitatea:
Inginerie structurală; teza susținută “Rolul proceselor reologice în cadrul lucrului
construcțiilor de sprijin, situate în pământuri argiloase”, conducător V.N. Polcanov.

Experiență profesională, stagii:

01.01.2012-01.02.2012 - firma de proiectare «UPCON» S.R.L, în calitate de inginer-constructor.

22.07.2012 - Universitatea Tehnică a Moldovei, Catedra Construcții și Mecanica Structurilor, în calitate de lector universitar.

11.09.2015 - firma de proiectare și servicii de prospecțiuni geologico-ingineresti «INGEOTECH GRUP» S.R.L, prin cumul în calitate de director.

Participări la foruri științifice naționale și internaționale:

1. Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților, 2009, Chișinău, Moldova.
2. Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților, 2011, Chișinău, Moldova.
3. Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților, 2012, Chișinău, Moldova.
4. Международная научно-техническая конференция «Инновационные технологии в развитии строительства, машин и механизмов для строительства и коммунального хозяйства, текущего содержания и ремонта железнодорожного пути», 29-30 марта 2012 г., Смоленск, Россия.
5. Международная конференция "Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании" , 17-19 октября 2012 г., Москва, Россия.
6. Conferința Tehnico-Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților, 25-30 noiembrie 2013, Chișinău.
7. «Инновационное развитие РМ: национальные задачи и мировые тенденции», 7-8 ноября 2013, Комрат.
8. Международная конференция "Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании", 2014 г., Москва, Россия.
9. Conferința științifică consacrată aniversării de 110 ani de la nașterea geologului basarabean. M. Suhov, ASM, (Chișinău, 14-15 mai 2015).
10. Conferința științifică națională cu participare internațională “Mediul și dezvoltarea durabilă” consacrată aniversării de 80 ani de la nașterea prof. univ. dr.hab. A.Lungu, ASM, (Chișinău, 06-08 octombrie 2016).

Lucrări științifice :

1. **Ceban O., Sîrbu T.** Influența zvelteții stîlpilor din beton armat asupra capacității lor portante la compresiune excentrică /Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților/UTM. – Ch., 2009, - p. 383-384.

2. **Berdaga O., Lozovan D., Ceban O.** Calculul coeficientului de flambaj prin intermediul unui modul de program/ Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților.— Ch.,2010, vol. II- p. 320-321.
3. **Polcanov V., Ceban O.** Rolul reologiei în procesele de lucru al construcțiilor de sprijin/Conferința Tehnico - Științifică a Colaboratorilor, Doctoranzilor și Studenților/UTM. – Ch., 2011, - p. 399-400.
4. **Полканов В.Н., Поповский В.О., Чебан О.С.** К вопросу строительства на оползнеопасной территории//Труды международной научн. техн. конф./29-30 марта 2012. Смоленск : Смоленский филиал МИИТ. 2012. с. 68-72.
5. **Полканов В.Н., Поповский В.О., Чебан О.С.** К вопросу строительства на оползнеопасной территории//Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании/Мин-во образования и науки Росс. Федерации. Моск. гос. ун-т. – Москва : МГСУ. 2012. – с. 544-549.
6. **Polcanov, V., Ceban, O.** Исследование строительных свойств грунтов лабораторными методами: учеб. пособие / В. Н. Полканов, Чебан О.С. – К. : ТУМ, 2012. – 124 p.
7. **Polcanov, V., Osadcenco, C., Polcanova A., Ceban O.** Комплексная оценка, прогноз развития и современные методы защиты от опасных геологических процессов // Материалы Международной Научно-Практической конференции. Комрат, 7-8 ноября 2013 г. / Научн. ред. А.П. Левитская. – Comrat, 2013, с. 592-596. ISBN 978-9975-4266-0-2.
8. **Ceban, O.** К вопросу обеспечения длительной устойчивости потенциально-оползневых склонов Молдовы // Интеграция, партнерство и инновации в строительной науке и образовании / Мин-во образования и науки Росс. Федерации. Моск. гос. ун-т. – Москва: MGSU. 2014, с. 99-105. ISBN 978-5-7264-0990-0
9. **Ceban O.** Determinarea presiunii de alunecare în cadrul calculului stabilității versanților // Conferința Tehnico-Științifică a Colaboratorilor. Doctoranzilor și Studenților. 15-17 noiembrie 2012/ Universitatea Tehnică a Moldovei. – Chișinău: UTM, 2013.
10. **Ceban, O.** Cu privire la construirea în cadrul versantului alunecător. În: Meridian Ingineresc, Nr.1, 2015, p. 42-44. ISSN 1683-853X.
11. **Ceban, O.** К вопросу о длительной устойчивости ограждающих конструкций, Buletinul Institutului de Geologie și Seismologie al Academiei de Științe a Moldovei, 2015 Nr. 1, p.118-122. ISSN 1857-0046.
12. **Polcanov, V.; Osadcenco, C.; Ceban O.** The reconstruction of the “Birth of the blessed Virgin Mary” Cathedral at the Curchi Monastery (Moldova). Meridian Ingineresc, Nr.2 2015, p. 47-53. ISSN 1683-853X.
13. **Polcanov, V., Cîrlan A., Ceban O., Funieru N.** Influence of soil properties anisotropy on the bearing capacity of the foundation ground. Meridian Ingineresc, Nr.4 2015, p. 40-43. ISSN 1683-853X.

Cunoașterea calculatorului:

Soft pentru analiza și proiectarea structurilor și edificiilor: SCAD, LIRA, SAP2000, AutoCAD, MathCAD, ArchiCAD, Graitex Advance, Plaxis.
 Altele : Microsoft (Libre) Office, Adobe Photoshop, ACDsee etc.
 Limbaje programare cunoscute: VBA, C#.

Limbi cunoscute (cu indicarea gradului de cunoaștere):

Rusă – fluent
 Română – natală
 Engleza – fluent

Adresa, telefoane de contact, e-mail: mun Chișinău, str. Uzinelor 213, ap. 3/B,
 tel. mob. +37369045716; ceban.oleg.s@mail.ru