

РЕОЛОГИЧЕСКОЕ ПОВЕДЕНИЕ ГЛИНЫ ПРИ УРОВНЕ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ, БЛИЗКОМ К РАЗРУШАЮЩЕМУ¹

Член-корр. АН АрмССР, проф., докт. техн. наук Г. И. ТЕР-СТЕПАНИАН²

Реферат. Ползучесть глины при сдвиге состоит из фаз мобилизации, разрушения и стабилизации, характеризующихся уменьшением и увеличением скорости деформации сдвига; эти процессы протекают пропорционально времени. Увеличение скорости деформации сдвига в фазе разрушения не означает, что процесс должен закончиться разрушением. Разрушение имеет место только при высоком уровне напряжения (в изученных грунтах при $f = \tau/\sigma = 0,55$) и сравнительно малом возрастe напряжения (100—200 дней). Длительное испытание (около шести лет) показало, что при несколько меньшем уровне напряжения ($f = 0,50$) грунт не разрушается даже более чем через 2000 дней и ползучесть протекает с уменьшающейся скоростью ($\dot{\gamma} \approx 10^{-11}$ сек⁻¹). Этот факт позволяет существенно увеличивать расчетные касательные напряжения грунтов без опасения, что ползучесть по истечении очень большого времени закончится разрушением.

Практическая необходимость оценки длительного сопротивления глины сдвигу при уровне касательных напряжений, близком к разрушению, не требует доказательств. Однако теоретические представления и экспериментальные данные, относящиеся к реологическому поведению глин при очень большой длительности воздействия напряжений, еще крайне недостаточны.

Традиционное понимание длительного сопротивления основано на интерпретации экспериментальных кривых ползучести (кривые время—деформация сдвига). Разрушение понимается как точка на кривой ползучести, в которой скорость деформации сдвига начинает увеличиваться, т. е. ускорение деформации сдвига делается положительным (см., например, Schmid, 1962). Теоретическое изучение и эксперименты показали картину, существенно отличающуюся от изложений (Тер-Степаниан, 1976). Новая структурная теория описывает процесс ползучести при сдвиге следующим образом.

Структура грунта характеризуется типом и расположением частиц, и следовательно, определенной системой точек контакта и сил, действующих между ними. Таким образом, каждая структура грунта имеет ограниченную возможность деформирования (выносливость), и следовательно, ограниченную величину сопротивления. Когда накопленные касательные напряжения превосходят это значение, структура грунта теряет способность к сопротивлению напряжениям и происходит скачкообразная реорганизация структуры (Тер-Степаниан, 1948). Механические свойства вновь созданной структуры определяются случайными причинами, поэтому скачкообразная перестройка структуры должна рассматриваться как стохастический процесс.

¹ Переработанный доклад, представленный IX Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению в Токио, июль 1977 (G. Ter-Stepanian, 1977).

² Зав. Лабораторией геомеханики ИГИС АН АрмССР.

В противоположность этому деформация каждой структуры протекает плавно, подчиняясь реологическим уравнениям, выведенным из теории кинетических процессов (Eyring, 1936); поэтому она представляет собой детерминированный процесс.

Основываясь на теории Эйринга, дополненной Митчелом (Mitchell et al., 1968), автор вывел реологические уравнения, учитывающие ряд дополнительных факторов, как-то: уровень касательных напряжений τ , деформируемость структуры грунта, статическую вязкость ζ , возраст напряжений t и среднюю длительность оседлой жизни связей. В зависимости от направления изменения структуры грунта длительность оседлой жизни связей увеличивается или уменьшается; соответственно выделяются различные фазы ползучести. При промежуточном уровне касательных напряжений между пределами ползучести τ_p и разрушения τ_q ($\tau_p < \tau < \tau_q$) имеют место три фазы ползучести: мобилизации, разрушения и стабилизации. При высоком уровне касательных напряжений ($\tau > \tau_q$) наблюдаются две фазы ползучести: мобилизации и разрушения.

В фазах мобилизации и стабилизации количество дефектов строения грунта уменьшается, структура грунта делается более упорядоченной и происходит ориентация частиц; поэтому длительность оседлой жизни связей увеличивается. Принимая, что это увеличение происходит прямо пропорционально времени, получаем скорость деформации сдвига в фазах мобилизации и стабилизации

$$\dot{\gamma} = a (\tau - \tau_p) / \zeta t, \quad (1)$$

где a — структурный коэффициент, зависящий от деформируемости структуры грунта и средней касательной силы, действующей в каждом текущем элементе в точках контакта.

В фазе разрушения все эти процессы развиваются в противоположном направлении и длительность оседлой жизни связей уменьшается; принимая, что это уменьшение происходит также пропорционально времени, получаем для фазы разрушения

$$\dot{\gamma} = a (\tau - \tau_p) t / \zeta t_m^2, \quad (2)$$

где t_m — время мобилизации. Описанные изменения дефектов структуры были показаны С. С. Вяловым и др. (1972).

Интегрируя уравнения (1) и (2), получаем величину деформации ползучести для каждой структуры. В фазах мобилизации и стабилизации она равна

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} + C, \quad (3)$$

где Δt — малый промежуток времени, равный единице, например, одна секунда. В фазе разрушения величина деформации ползучести каждой структуры равна

$$\gamma = a \frac{\tau - \tau_p}{2\zeta t_m^2} t^2 + C. \quad (4)$$

Учитывая, что в выражение полной деформации ползучести грунта к какому-либо моменту времени t необходимо включить также сумму деформации, которую претерпели все предшествующие структуры, найдем величину полной деформации ползучести в фазе мобилизации

$$\gamma = \gamma_0 + \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \sum_{i=1}^{n_1} a_i \ln \frac{t + \Delta t}{t_{i-1} + \Delta t}, \quad (5)$$

где γ_0 — мгновенная деформация, $t_0 = 0$ и n_1 — число образовавшихся структур в фазе мобилизации.

Для фазы разрушения получим

$$\gamma = \gamma_m + \frac{\tau - \tau_p}{2\zeta t_m^2} \sum_{i=1}^{n_2} a_i (t_i^2 - t_{i-1}^2), \quad (6)$$

где γ_m — деформация при пределе мобилизации, $t_{j-1} = t_m$ и n_2 — число создававшихся структур в фазах мобилизации и разрушения.

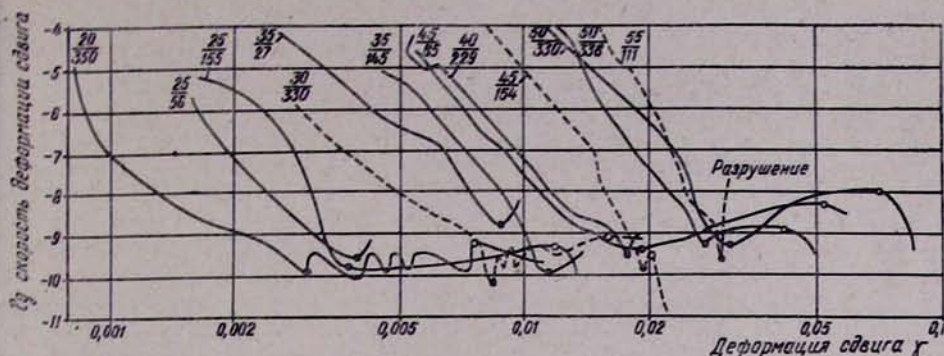
Кривые ползучести для последовательных структур грунта состоят из кусков логарифмических кривых в фазах мобилизации и стабилизации, и парабол в фазе разрушения: при скачкообразной перестройке структуры процесс переходит от одной возможной кривой к следующей, ее пересекающей.

Эти теоретические принципы были подтверждены на 20 опытах на ползучесть, проведенных на двух образцах ненарушенной высокопластичной чувствительной перекогнсолидированной диатомитовой глины из Сисиана (Армения), взятых с глубины 40 и 76 м. Некоторые опыты длились свыше пяти лет; часть опытов продолжается. Уровень напряжений выражается через $f = \tau/\sigma$. Обсуждение результатов опытов относится только к изученным грунтам.

Эксперименты позволили обнаружить важное явление, непосредственно связанное с рассматриваемым вопросом. Предел мобилизации имеет место в возрасте напряжений 10—15 дней, затем скорость деформации сдвига увеличивается (уравнение 2); это справедливо для всех опытов при касательных напряжениях, превышающих предел ползучести ($f = 0,15$). Согласно традиционному определению, во всех этих случаях опыты должны рано или поздно закончиться разрушением, поскольку скорость деформации сдвига увеличивается. Отсюда следует, что длительная прочность очень мала (равна пределу ползучести). Это заключение несовместимо с фактом существования высоких природных склонов в глинах, в которых касательные напряжения вдоль потенциальной поверхности скольжения значительно превышают предел ползучести.

Длительные опыты показали, что в большинстве случаев это увеличение скорости ползучести продолжается только до некоторого предела стабилизации; после этого скорость деформации сдвига непрерывно уменьшается. Уменьшение скорости деформации сдвига после некоторого увеличения было впервые показано Бишопом и Ловенбарри (Bishop, Lovenbury, 1969). Непрерывное увеличение скорости деформации сдвига, ведущее к разрушению, было обнаружено только при высоком уровне напряжений ($f = 0,55$); разрушение наступает через 100—200 дней. При несколько меньшем уровне напряжений (например, при $f = 0,50$), разрушение не наступает даже спустя 2000 дней (около шести лет) и ползучесть продолжается с уменьшающейся скоростью ($\dot{\gamma} \approx 10^{-11} \text{ с}^{-1}$).

На рисунке показаны присущие кривые (кривые деформации сдвига — скорости деформации сдвига в логарифмическом масштабе). Поворотная точка присущих кривых соответствует наибольшей скорости деформации сдвига $\dot{\gamma}_s$ в фазе разрушения; она называется *пределом стабилизации* S . После этого скорость деформации сдвига не-



Присущие кривые для опытов при нормальном напряжении $\sigma=100$ кПа. Цифры сверху показывают касательное напряжение в кПа, а внизу—длительность опыта в днях. Черные кружки означают предел мобилизации, а светлые кружки—предел стабилизации. Только один опыт при $\tau=55$ кПа (длительность 111 дней) закончился разрушением; в остальных опытах процесс постепенно стабилизировался, если опыт продолжался более, чем примерно 200 дней.

$\sigma=100$ կՊա նորմալ լարման դեպքում փորձերի լուրճառաով կարգվեց: Վերևի թվերը ցույց են տալիս շոշափող լարումը կՊա-ով, իսկ ներքևինը՝ փորձի տևողությունը օրերով: Սև շրջանակները նշանակում են մոբիլիզացման սահմանը, իսկ բաց շրջանակները՝ ստաբիլիզացման սահմանը: Միայն մեկ փորձը $\tau=55$ կՊա (տևողություն 111 օր) ավարտվեց քայքայումով. մնացած փորձերում, ավելի քան 200 օր տևելու դեպքում, ընթացքն աստիճանաբար կայունացվեց: Intrinsic curves for all tests at normal stress $\sigma=100$ kPa. For each curve figures above denote shear stress in kPa and below, duration of the test in days. Black circles denote the mobilization limit and white circles—the stabilization limit. Only one test at $\tau=55$ kPa (duration 111 days) has ended in failure; in the rest of tests the process was gradually stabilized, if the test lasted more than about 200 days.

прерывно уменьшается. Отсюда следует, что увеличение скорости деформации сдвига после ее уменьшения не означает, что процесс должен безусловно закончиться разрушением.

Выводы. В обширной области, заключенной между пределами ползучести ($f=0,15$) и разрушения ($f=0,50$), процесс ползучести стабилизуется, хотя и происходит временное увеличение скорости деформации сдвига. Это позволяет значительно увеличивать расчетное сопротивление сдвигу без опасения, что грунт может разрушиться через очень большое время.

ԿԱՎԻ ՌԵՈԼՈԳԻԱԿԱՆ ՎԱՐՔԸ, ԵՐԲ ՇՈՇԱՓՈՂ ԼԱՐՈՒՄՆԵՐԻ ՄԱԿԱՐԳԱԿԸ ՄՈՏ Է ՔԱՅՔԱՅՄԱՆԸ¹

ՀՍՍՀ ԳԱ քղրակից անդամ, պրոֆեսոր, տեխն. գիտ. դոկտոր Գեորգ ՏԵՐ-ՍՏԵՓԱՆՅԱՆ

Ռեֆերատ. Սահյեի ժամանակ կալի սողը բաղկացած է մոբիլիզացման, քայքայման և ստաբիլիզացման փուլերից, որոնք բնութագրվում են ընթացող ժամանակին զուգահեռ դեֆորմացիայի արագության նվազմամբ և աճմամբ. քայքայման փուլում դեֆորմացիայի արագության աճը չի նշանակում, որ ընթացքը պետք է ավարտվի քայքայումով: Քայքայումը տևելի է ունենում միայն լարումների բարձր մակարդակի (ուսումնասիրված դրոմանների համար, երբ $f=\tau/\sigma=0,55$) և լարումների համեմատաբար փոքր հասակի դեպքում (100—200 օր): Երկարատև փորձարկումը (մոտ վեց տարի) ցույց է տվել, որ լարումների մի փոքր

¹ Տեղիում 1977 թ. կայացած Գրոմանների մեխանիկայի և հիմքաշինության իններորդ համաշխարհային կոնգրեսին ներկայացված վերանայված զեկուցում, Զեկուցումը հրատարակվել է կոնգրեսի աշխատանքներում (G. Ter-Stepanian, 1977):

² ՀՍՍՀ ԳԱ, ԳԻՍԻ դոմեխանիկայի լաբորատորիայի վարիչ:

նակն է: Ստրուկտուրայի արատների նկարագրված փոփոխությունները ցույց է տրվել Ս. Ս. Վյալովը (Вялов и др., 1972):

Խտնեղելով (1) և (2) հավասարումները, կստանանք սողքի ձևափոխության մեծությունը յուրաքանչյուր ստրուկտուրայի համար: Մոբիլիզացման փուլում այն կարտահայտվի (3) բանաձևով, որտեղ $\Delta \epsilon$ -ն միավորին հավասար փոքր ժամանակահատվածն է, օրինակ՝ մեկ վայրկյան: Քայքայման փուլում սահքի ձևափոխության մեծության արժեքը յուրաքանչյուր ստրուկտուրայի համար արտահայտվում է (4) բանաձևով:

Հաշվի առնելով, որ ժամանակի տվյալ պահին գրունտի ղեֆորմացիայի լրիվ արտահայտության մեջ պետք է մտցնել նաև բոլոր նախկին ստրուկտուրաների ղեֆորմացիաների դուրսբեր, լրիվ ղեֆորմացիայի մեծությունը մոբիլիզացման փուլում կորոշվի ըստ (5) բանաձևի, որտեղ γ_0 -ն ակնթարթային ղեֆորմացիան է, $\epsilon_0=0$ և n_1 -ը մոբիլիզացման փուլում առաջացած ստրուկտուրաների թիվն է: Համապատասխանորեն քայքայման փուլում լրիվ ղեֆորմացիան կարտահայտվի (6) բանաձևով, որտեղ γ_m -ը ղեֆորմացիան է մոբիլիզացման սահմանում, $\epsilon_1=\epsilon_m$ և n_2 -ը մոբիլիզացման և քայքայման փուլներում ստրուկտուրաների թիվն է:

Գրունտի հաջորդական ստրուկտուրաների համար մոբիլիզացման և ստարիլիզացման փուլներում սողքի կորագծերը կազմված են լոգարիթմական կորագծերի հատվածներից՝ իսկ քայքայման փուլում պարարտների հատվածներից: Ստրուկտուրայի թոփքաձև վերակառուցման դեպքում ընթացքը մի հնարավոր կորագծից անցնում է մյուս՝ նրան հարող կորագծին:

Այս տեսական սկզբունքները հաստատված են սողքի 20 փորձերով, որոնք կատարված են Սիսիանի (Հայաստան) լիսախոված, բարձր պլաստիկ, ղգալուն գերկոնսոլիդացված դիատոմիտային կավի երկու նմուշների հետ՝ վերջված 40 և 76 մ խորություններ: Որոշ փորձեր տեղեցին հինդ տարուց առկա, փորձերի մի մասը շարունակվում է: Ստորոշ շոշափող լարման մակարդակի արտահայտվում է $f = \tau/\sigma$ միջոցով: Փորձերի արդյունքների քննարկումը վերաբերվում է միայն ուսումնասիրված գրունտներին:

Փորձերը թույլ տվեցին հայտնաբերել քննարկվող հարցի հետ անմիջականորեն կապված կարևոր երևույթ: Մոբիլիզացման սահմանը տեղի ունի 10—15 օրվա լարման հասկում, այնուհետև սահքի ձևափոխության արագությունն աճում է ըստ բանաձևի (2). սա ճիշտ է այն բոլոր փորձերի համար, երբ շոշափող լարումը գերազանցում է սողքի սահմանը ($f=0.15$), Համաձայն ավանդական բնորոշման, այս բոլոր դեպքերում փորձերը ուշ թե շուտ պետք է ավարտվեն քայքայումով, քանի որ սահքի ձևափոխության արագությունն աճում է: Այստեղից հետևում է, որ երկարատև մարմնությունը շատ փոքր է (հավասար է սողքի սահմանին): Այս եզրակացությունն անհամապատասխան է կավային բնական բարձր լանջերի դոլոմիտի փաստի հետ, որոնցում սահեցման պոտենցիալային մակերևույթի երկայնքով շոշափող լարումները նկատելի գերազանցում են սողքի սահմանը:

Նրկարատե փորձերը ցույց տվեցին, որ դեպքերի մեծամասնությունում սողքի արագության այս մեծացումը շարունակվում է միայն մինչև որոշ ստարիլիզացման սահմանը, որից հետո սահքի ձևափոխության արագությունն անընդհատ նվազում է: Սահքի ձևափոխության արագության նվազումը, որոշ աճից հետո, առաջին անգամ ցույց է տրված Բիշոպի և Լովենբուրի կողմից (Bishop and Lovenbury, 1969): Քայքայման բնորոշ սահքի ձևափոխության արագության անընդհատ աճը կատարվել է միայն լարման բարձր մակարդակի դեպքում ($f=0.55$). քայքայումը տեղի է ունենում 100-ից 200 օր հետո: Լարման մի քիչ փոքր մակարդակի դեպքում (օրինակ $f=0.55$) քայքայումը տեղի չի ունենում նույնիսկ 2000 օրից հետո (մոտ վեց տարի) և սողքը շարունակվում է նվազող արագությամբ ($\gamma \approx 10^{-11}$ — 10^{-1}):

Նկարի վրա ցույց են տրված յուրահատուկ կորագծեր (սահքի ձևափոխություն—սահքի ձևափոխության արագության կորագիծ լոգարիթմական մասշտաբով): Ցուրահատուկ կորագծերի շրջագրածի կետը համապատասխանում է քայքայման փուլում: Մասնավորապես սահքի ձևափոխության արագության անընդհատ նվազում է: Այստեղից հետևում է, որ սահքի ձևափոխության աճը նրա նվազումից հետո չի նշանակում, որ ընթացքը անպայման պետք է ավարտվի քայքայումով:

Նգրակայքայություն: Լայն տիրույթում է, որը գտնվում է սահքի ($f=0.15$) և քայքայման ($f=0.50$) սահմանների միջև, սահքի ընթացքը կայունացվում է, թեպետև տեղի է ունենում սահքի ղեֆորմացիայի արագության ժամանակավոր աճ: Այդ թույլ է տալիս ղգալիորեն մեծաց-

Ենել հաշվարկային սահմանի դիմադրությունն առանց վախճանալու, որ գրունտը կքայքայվի շատ մեծ ծանակահիշ հեռու:

RHEOLOGICAL BEHAVIOUR OF CLAYS AT SHEAR LEVEL CLOSE TO FAILURE¹

GEORGE TER-STEPANIAN, Prof., Dr.Sc.(Eng.), Corr. Mem. Armen.Ac. Sc.²

Synopsis. The creep of a clay during shear consists of the mobilization, rupture and stabilization phases characterizing by decrease and increase of the strain rate; these processes proceed proportionally with time. The increase of the strain rate in the rupture phase does not mean that the creep will end in failure. The failure takes place only at high stress level (in studied soils at $f=\tau/\sigma=0.55$) and comparatively short stress age (100–200 days). The prolonged testing (over six years) shows that at slightly lower stress level ($f=0.50$) the soil does not fail even more than 2000 days later and the creep proceeds with a decreasing rate ($\dot{\gamma} \approx 10^{-11}$ sec⁻¹). This fact enables to increase considerably the design shear stresses of soils without fearing that the creep will end in failure.

The practical necessity of estimating the long-term shear strength of soils at the stress level close to the failure is doubtless. However the theoretical concepts and experimental data relating to the rheological behaviour of clays at a very long duration of the stress action are still extremely insufficient.

The traditional understanding of the long-term shear strength of soils is based on the known interpretation of the family of experimental creep curves (shear strain vrs. time). Failure is defined as that point on the creep curve at which the strain rate begins to increase. i.e. where the strain acceleration becomes positive (e.g. Schmid 1962).

Theoretical study and experiments have shown a picture which considerably differs from the above-mentioned (Ter-Stepanian, 1975). The new structural theory of creep describes the process of the creep during shear as follows.

The soil structure is characterized by the type and the arrangement of particles and therefore by a certain system of the contact points and forces acting between them. Thus each soil structure has a limited possibility for deformation (endurance) and hence a limited strength. When the accumulated shear stress exceeds this value the soil structure becomes unable to sustain the stress and a jump-like reorganization of the soil structure takes place (Ter-Stepanian, 1936). The mechanical properties of newly built structures are determined by accidental causes; therefore the jump-like reorganization of soil structure should be defined as a stochastic process.

Contrary to this the deformation of each soil structure proceeds smoothly obeying to the rheological equations deduced from the theory of rate processes (Eyring; 1936); therefore it is a deterministic process.

Based on the Eyring's theory, supplemented by Mitchell et al. (1968), the Author has deduced rheological equations taking into account several additional factors, such as the shear stress level τ , the soil structure deformability, the static viscosity ζ , the stress age t and the average lifetime of bonds. Depending on change of the lifetime of bonds the different phases of creep are distinguished. At high shear stress level, between the creep τ_p and rupture τ_q limits ($\tau_p < \tau < \tau_q$) three phases of creep (mobilization, rupture and stabilization) are distinguished. At high shear stress level ($\tau > \tau_q$) two phases of creep (mobilization and rupture are observed).

¹ Revised paper, presented to the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, held in 1977 in Tokyo. The paper was published in the Proceedings of the Conference (G. Ter-Stepanian, 1977).

² Head, Laboratory of Geomechanics, IGES, Armenian Academy of Sciences,

In the mobilization and stabilization phases the quantity of defects of soil fabric decreases, the soil structure becomes more regular and the orientation of soil particles occurs; therefore the lifetime of bonds increases. Assuming that the strain rate $\dot{\gamma}$ decreases directly with time, we have (Eq. 1)³, where a is the structural coefficient and τ_p is the shear stress by which no creep occurs (creep limit).

In the rupture phase all these processes develop in the opposite direction, the lifetime of bonds decreases and the strain rate increases directly with time (Eq. 2), where t_m is the mobilization time. The described changes of structural defects during creep were shown convincingly by Vyalov et al. (1972).

Integrating Eqs. (1) and (2) we receive the magnitude of the creep strain for each structure. In the mobilization and stabilization phases it will be (Eq. 3), where Δt is a small time interval equal to one unit, e.g. one second. In the rupture phase it will be (Eq. 4).

The creep curves for successive soil structure consist of line segments of logarithmic curves in the mobilization and stabilization phases and of parabolic segments in the rupture phase; during the jump-like reorganization of the soil structures the process passes over from one possible curve to the next intersecting one.

These theoretical principles were confirmed by 20 creep tests, carried out on two samples of a highly plastic sensitive over-consolidated lacustrine clay with an undisturbed structure taken from the Sissian Pliocene diatomaceous deposits in Armenia from the depth 40 and 76 m from the surface. Some tests lasted over five years; a part of tests is still continuing. The stress levels are expressed as $f = \tau/\sigma$. Their discussion refers to the studied soils only.

The experiments enable to detect an important phenomenon directly concerning the problem under consideration. The mobilization limit takes place at the stress age about 10–15 days, then the strain rate increases (Eq. 2); this is true for all tests at shear stress exceeding the creep limit ($f \approx 0.15$). As regards the traditional definition in all these cases the tests should sooner or later end in failure since the strain rate accelerates. Hence the long-term shear strength should be assumed to be very small (equal to the creep limit). This conclusion is inconsistent with the fact of existence of high natural slopes in clays where the shear stresses along the potential surface of sliding exceed considerably the creep limit.

The prolonged tests have shown that in most cases this increase of the strain rate continues only to a certain stabilization limit; afterwards the strain rate decreases uninterruptedly. A decrease of the strain rate after some increase was first observed by Bishop and Lovenbury (1969). The continuous increase of the strain rate leading to the failure was detected only at high stress level ($f = 0.55$); the failure sets in after 100–200 days. At somewhat lesser stress level (e.g., $f = 0.50$), the failure does not set in even after 2000 days (about six years) and the creep proceeds with a decelerating rate ($\dot{\gamma} \approx 10^{-11} \text{ sec}^{-1}$).

The figure shows intrinsic curves (strain rate vrs. strain in log scale). The turning point of the intrinsic curves corresponds to the maximum strain rate $\dot{\gamma}_s$ in the rupture phase; it is denoted as *stabilization limit* S . Then the strain rate decreases continuously. This suggests that the increase of the strain rate after its decrease does not mean that the process should undoubtedly end in failure.

Conclusion. In a vast domain between the creep ($f = 0.15$) and rupture ($f = 0.50$) limits the creep process is stabilized, although a temporary increase of the strain rate takes place. This enables to increase considerably the design stress for shear without causing anxiety that the soil may fail after a very long time.

³ Formulas and figure see pages 145–147.

ԳՐԱԿԱՆՈՒԹՅՈՒՆ — ЛИТЕРАТУРА — REFERENCES

- Вялов С. С., Зарецкий Ю. К., Максимьяк Р. В. и Пекарская Н. К. 1972. Проблемы структурной реологии глин. Сб.: «Инженерно-геологические свойства глинистых пород и процессы в них. Тр. Междунар. симпозиума», М., Изд. МГУ, 2:16—25.
- Тер-Степанян Г. И., 1948. О влиянии формы и расположения частиц на процесс сдвига в грунтах. Изв. АН АрмССР, ест. и техн. науки, 1(2):167—185.
- Тер-Степанян Г. И., 1976. Исследование ползучести глины при сдвиге. Проблемы геомеханики, Ереван, 7:18—49.
- Bishop A. W. and Lovenbury H. T., 1969. Creep characteristics of two undisturbed clays. Proc. Seventh Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg. Mexico, 1:29—37.
- Eyring H., 1936. Viscosity, plasticity and diffusion as examples of absolute reaction rates. Journ. Chem. Phys., 4:283—291.
- Mitchell J. K., Campanella R. G. and Singh A., 1968. Soil creep as a rate process. Jour. Soil Mech. Found. Div. Am. Soc. Civ. Engrs, v. 94, SM1, p. 251—253.
- Schmid E., 1962. New concepts on shearing strength for saturated clay soils, pt. 2. Sols-Soils, 1:19—28.
- Ter-Stepanian G., 1936. On the influence of the scale-like shape of clay particles on the process of shear in soils, Proceedings, [First] Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg. Harvard 2:112—116.
- Ter-Stepanian G., 1975. Creep of a clay during shear and its rheological model. Géotechnique 25(2):299—320.
- Vyalov S. S., Zaretsky Yu. K., Maximiak R. V. and Pekarskaya N. K., 1972. Problems of structural rheology of clays. Bull. Intern. Assoc. Eng. Geology, Paris, 5:79—83.
- Ter-Stepanian G., 1977. Behaviour of clays close to failure. Proc. Ninth Intern. Conf. Soil Mech. Found. Engg., Tokyo, 1:327—328.