

NOTES ON THE EFFECT OF STRUCTURE ON THE SHEAR STRENGTH OF SOILS¹

JAROSLAV FEDA, Docent, Cand. Tech. Sc.²

SYNOPSIS. An analysis of experimental results obtained in triaxial tests on loess and sand is given. The state boundary surface introduced by the Cambridge Soil Mechanics Group is briefly described and differences that exist between it and results of previous experiments supplemented by triaxial tests of two types of clay are set forth. A structural model of soils with approximately spherical and flat particles is proposed and results of the study of model's behaviour in the course of deformation are given. The nature of structural changes that takes place in loess and sand is discussed.

INTRODUCTION

Foundations for present-day research into the shear strength of soils were laid in the thirties of this century by prominent experts in the field. Perhaps the most notable of them were Terzaghi's Viennese disciples and collaborators, Hvorslev, Rendulic and Bernatzik, and a group of researchers gathered about A. Casagrande at Harvard University. One of the remarkable contributions to the topic of shear strength in this boom period of soil mechanics is a study by Ter-Stepanian (1936), whose theme—changes in structure in the process of shear deformation of specimens—is particularly close to the problems that form the subject of this treatise.

Pioneering ideas, ingenious theories and experiments of those scientists have succeeded in creating too optimistic an atmosphere in which all problems of shear strength seemed to have already been solved. An authentic testimony on the situation is given by Terzaghi (1960) at the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils in Colorado: „In 1936 when the First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering convened at Harvard, the salient features of our

¹ Lecture presented at the Geological Institute of the Armenian Academy of Sciences, April 30, 1970.

² Senior Scientific Worker, Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Czechoslovak Academy of Sciences, Prague.

present knowledge of the shear strength of cohesive soils were established and the differences between laboratory and field behavior of these soils were known in a general way. However, none among us who participated in that Conference suspected how much time and effort would be required to close the remaining gaps.

It may seem that the specificity of today's research into the shear strength of soils will lie in structural (microrheologic) approach. However, the last decade has given birth to such a phenomenological (macrorheologic) conception as the state boundary surface theory of Cambridge Soil Mechanics Group, with a clearly synthetic leading idea (Roscoe et al., 1958; Roscoe, 1968).

CONSTANT VOLUME TRIAXIAL TESTS

These tests were made with water-saturated specimens 38 mm. across and 76 mm. high, with rough upper and lower discs. They involved either undrained specimens with pore water pressure measurement (loess, clay) or drained specimens with the cell pressure σ_3 varied during the test in order to make constant the specimen volume.

Only compression triaxial tests at constant rate of axial strain were made. The rate of axial strain (in percent of specimen height) was 0.1%/min for loess, 0.06 to 0.006%/min for clay and 0.025 to 0.4%/min for sand. A back pressure of 2 kg/cm² was used in the loess and clay tests (the loess tests are taken over from a paper by Bouček, 1966).

The results of triaxial tests can be represented by stress paths of specimens in the space of effective principal stresses ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Since in triaxial tests $\sigma_2 = \sigma_3$, all stress paths lie in plane ($\sigma_2 = \sigma_3$) in Fig. 1.

The specimens were all laboratory prepared—sand by free pouring or vibration, loess and clay by isotropic consolidation of slurry in liquid state. The materials used in the tests were Zbraslav sand (85% of grains in the range 0.1 to 1 mm.), loess from the place called Cherny Vul near Prague, and clays from Sokolov (illitic clay) and Sedlec near Karlovy Vary (kaolin). The characteristic moisture contents of the cohesive soils tested are set out in Table 1.

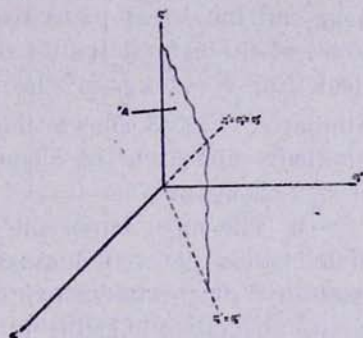


Fig. 1. Plane of triaxial stress paths A in the space of stresses ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$).

Նկ. 1. Եռառանցքային լարումների հետագծերի հարթությունը ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) լարումների տարածությունում:

Рис. 1. Плоскость траектории трехосных напряжений A в пространстве напряжений ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$).

Table 11111111 Таблица 1

Soil	Грунт	σ_p	σ_1	I_p
Loess (Cherny Vul)	Лёсс (Черный Вул)	21	33	12
Kaolin (Sedlec)	Каолин (Седлец)	35.5	60.4	24.9
Clay (Sokolov)	Глина (Соколов)	36.4	81.3	44.9

A comparison of the various stress paths of normally consolidated specimens of loess (the consolidation cell pressure σ'_{3c} was simultaneously the initial cell pressure σ'_{3i} of the test) is made possible by using the dimensionless (normalized) coordinates σ'_1/σ'_{3i} and σ'_3/σ'_{3i} (Fig. 2). The latter are used in Fig. 3 for depicting the stress paths of the same loess during tests of specimens with various overconsolidation ratios $O.C.R.$ ($= \sigma'_{3c}/\sigma'_{3i}$). The Figure also shows the characteristic stress paths from Fig. 2.

The stress paths in Figs. 2 and 3 display three noteworthy features:

a. The shape of the stress paths depends on the level of consolidation pressure. For normally consolidated loess and $\sigma'_{3i} = \sigma'_{3c} = 2, 3$ and 4 kg/cm^2 the stress paths resemble one another to such a degree that in view of the natural scatter of the tests, they may be regarded as identical. For $\sigma'_{3i} = 1 \text{ kg/cm}^2$ the stress paths differ quite markedly, however. Similarly, Fig. 3 shows that with decreasing $O.C.R.$ the stress paths gradually approach the shape typical of normally consolidated specimens at $\sigma'_{3c} \geq 2 \text{ kg/cm}^2$.

b. The most important difference between the inherent tendencies of the stress paths of loess shown in Figs. 2 and 3 is the structural metastability of specimens exhibited in some cases, i.e. the structure of specimens becomes unstable in a certain interval of the test. This is manifested by a decrease in axial load to which the specimen is capable of resisting; the stress path assumes a characteristic convex shape with a horizontal tangent. Metastability of structure is observed in specimens with higher stress levels (Fig. 2— $\sigma'_{3c} \geq 2 \text{ kg/cm}^2$) or with a structure less solidified by consolidation (Fig. 3— $O.C.R. < 1.33$).

c. After the maximum ratio of principal stresses $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ has been reached, the stress path contains a characteristic straight-line segment. If extrapolated the segment passes through the origin. It is most pronounced at low stress levels (tests at $\sigma'_{3i} = 1 \text{ kg/cm}^2$ in Figs. 2 and 3).

The results of triaxial tests of saturated Zbraslav sand (made at constant specimen volume) are shown in Fig. 4. They are represented in the same coordinate system as the loess tests in Figs. 2 and 3; the sand specimens are characterized by their initial porosities n_0 (Fig. 4).

The three characteristic features of loess stress paths referred to above can be observed in nearly the same form in sand, too. The shape of the stress paths noticeably depends on the stress level,

and at higher stress levels ($\sigma_{31} \geq 4 \text{ kg/cm}^2$) substantially differs from that of at $\sigma_{31} = 1 \text{ kg/cm}^2$. At higher stress levels the structure becomes metastable and unstable. The attainment of $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ is followed by the char-

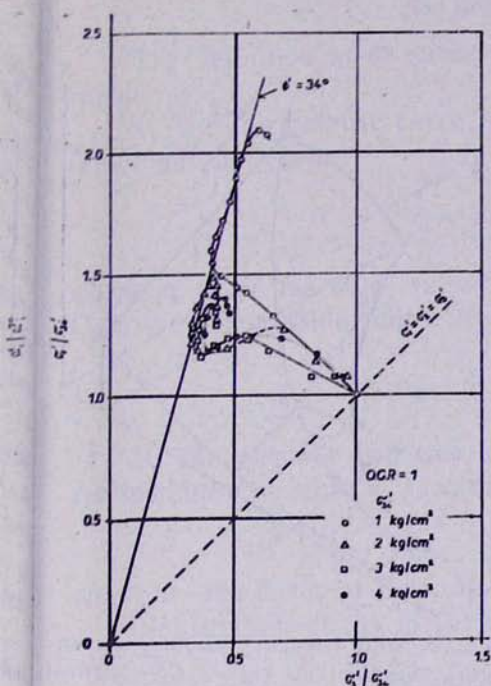


Fig. 2. Stress paths of undrained triaxial tests on normally consolidated loess from Cherny Vul.

Նկ. 2. Լարումների հետազոտման ջերմի վուլի նորմալ-կոնսոլիդացված լյուսի չցամախցված հատուկաց-
լային փորձարկումների համար:

Рис. 2. Траектории напряжений недренированных трехосных испытаний нормально-консоли-
дированных образцов лесса из Черны Вул.

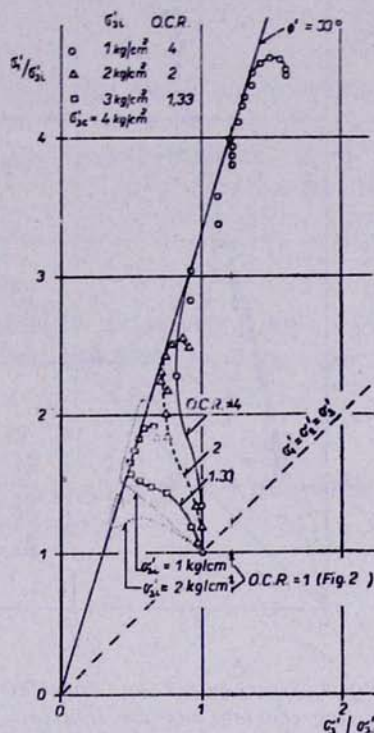


Fig. 3. Stress paths of loess specimens with various overconsolidation ratios (O.C.R.)

Նկ. 3. Լարումների հետազոտման տարբեր զերկոնսոլիդացված աստիճան (O.C.R.) ունեցող լյուսի նմուշների համար:

Рис. 3. Траектории напряжений образцов лесса с различными значениями степени переконсолидации (O.C.R.).

acteristic straight-line segment of the stress path. A detailed analysis of constant volume triaxial tests of sand falls outside the scope of this paper, and has been presented elsewhere (Fedá, 1969a, 1969b).

Comparing the triaxial tests of loess and sand we find that the main features of their deformation processes are essentially identical, as borne out by the characteristic properties of their stress paths. This remarkable finding brings forth the question whether or not it is possible to formulate a general conception of the shear deformation process of particulate

matters⁵. A promising possibility of such a conception is offered by the state boundary surface proposed by the Cambridge Soil Mechanics Group (Roscoe et al., 1958; Roscoe, 1968).

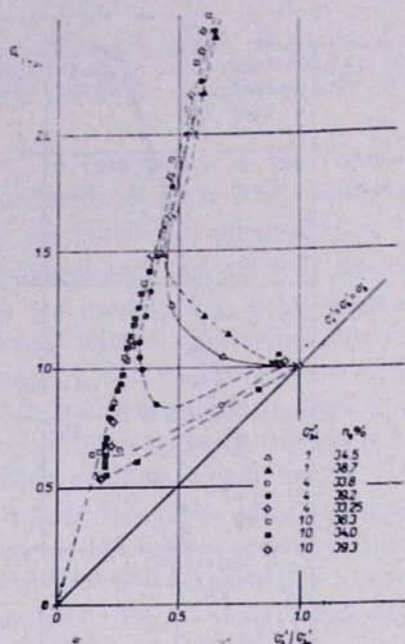


Fig. 4. Stress paths of Zbraslav sand during constant volume triaxial tests; n_0 —initial porosity of specimens.

նկ. 4. Զբրասլավի ավազի լարումների հետադները հաստատուն ծավալով եռառանց-
բային փորձարկումների ժամանակ. n_0 —նր-
մուշների սկզբնական ծակոտկենությունը:

Рис. 4. Траектории напряжений Збраславского песка при трехосных испытаниях с постоянным объемом; n_0 —начальная пористость песка.

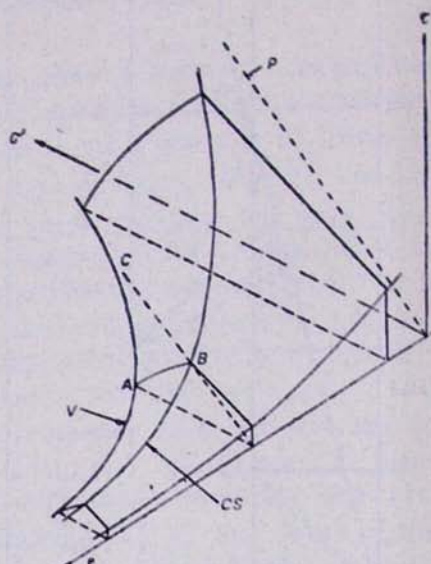


Fig. 5. State boundary surface; V—virgin consolidation curve, CS—critical state curve, P—its projection.

նկ. 5. Դրույթան սահմանային մակերևույթ.
V—կուսական կոնսոլիդացման կորագիծ,
CS—կրիտիկական դրույթան կորագիծ, P—
դրա պրոյեկցիան:

Рис. 5. Граничная поверхность состояний; V—девятственная консолидационная кривая. CS—кривая критического состояния, P—ее проекция.

STATE BOUNDARY SURFACE OF THE CAMBRIDGE GROUP

The conception is based on Hvorslev's modification of an earlier proposal of Krey-Tiedemann to express the Coulomb equation of shear strength in the form (Hvorslev, 1937)

$$\tau_f = A \exp(-Be_f) + \sigma'_f \tan \varphi'_f. \quad (1)$$

⁵ Particulate matters are substances composed of contacting particles of solid matter and of liquid and/or gaseous phase. As there are bonds (generally of any kind) acting between the solid particles, the solid phase has a clearly definable structure. Soils are the most widespread type of particulate substances.

where τ_f is the shear strength; σ'_f, e_f —the normal stress on the shear surface and the void ratio at the instant of failure; φ' —the angle of internal friction; A, B —constants. The first term of Eq. (1) represents the effective cohesion c' so that by (1)

$$c' = A \exp(-Be_f) \quad (2)$$

The definition of c' according to relation (2) starts out from two assumptions:

1. The oedometric curve of specimen compressibility is of the semi-logarithmic form

$$e_0 - e = C_c \lg \frac{\sigma'}{\sigma_0} \quad (3)$$

where e_0, e are the void ratios at oedometric pressures σ_0 and σ' , and C_c is the compression index. For σ'_f relation (3) gives

$$\sigma'_f = \sigma_0 \exp\left(\frac{e_0}{C_c}\right) \exp\left(-\frac{e_f}{C_c}\right) \quad (4)$$

2. The effective cohesion is directly proportional to the effective (oedometric) pressure σ'_f according to the relation

$$c' = b\sigma'_f \quad (5)$$

where b —the factor of proportionality.

Substitution of (4) in (5) gives

$$c' = b\sigma_0 \exp\left(\frac{e_0}{C_c}\right) \exp\left(-\frac{e_f}{C_c}\right) \quad (6)$$

and if

$$A = b\sigma_0 \exp\left(\frac{e_0}{C_c}\right), \quad B = \frac{1}{C_c} \quad (7)$$

then from Eq. (6) we get relation (2).

For real soils the first assumption is usually satisfied only in a certain interval of the compressibility curve, in the range of higher stresses. At lower stresses the compressibility curve displays a marked break (the so-called preconsolidation load) that generally corresponds to the stress level at which the original structure of the specimen commences to fail. Consequently it denotes the structural strength (Leonards and Altschaeffl, 1964; Kenney et al., 1967; Tsytoich and Dalmatov, 1969).

The second assumption is not general enough, either. One can well imagine cohesion that will not depend on the value of σ'_f (e. g. cementation bonds) or at least will not grow proportional to σ'_f . It may therefore a priori be expected that the insufficient generality of the two assumptions will restrict the validity of relation (1) to merely a definite class of soils in a onesidedly (lower bound) limited stress interval. This conclusion is not surprising because Hvorslev worked with artificial, laboratory prepared specimens only.

If A , B and $\tan \varphi'$ in relation (1) are constants, then (1) may be regarded as the equation of a surface in space (τ , σ' , e), the state boundary surface. Its possible shape is shown in Fig. 5. If the specimen volume is constant—as was the case in the tests reported earlier—then the stress paths lie in plane $e = \text{const.}$ marked out in Fig. 5 by curve AB on the state boundary surface and by straight line CB .

The state boundary surface can be expressed two-dimensionally by means of three constants (Roscoe and Burland, 1968). A comparison of the shape of the state boundary surface in two-dimensional representation with the results of Cherny Vul loess tests was made by Bouček (1969) for the special case of the ratio between the swelling index C_s (defined analogously as C_e in formula (3)) and the compression index C_c (formula (3)) equal to $1/3$ in the compressibility test. The comparison is shown in Fig. 6 (where $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$). The agreement between the state boundary surface thus determined and the loess tests at $\sigma'_{31} \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ is very good in the range of curve AB . For $\sigma'_{31} = 1 \text{ kg/cm}^2$ there is a considerable difference.

According to the state boundary surface conception, point B defines the critical state of the specimen (it lies on the so-called critical line $C.S.$). Once the specimen reaches this state, τ , σ' as well as e continue constant during subsequent deformation, and the consecutive course of the stress path reduces to point B . However, as the loess tests indicate, the stress path continues beyond point B , along straight line BC passing through the origin.

The comparison of the triaxial tests of loess with the conception of the state boundary surface thus reveals differences of two types:

a) the stress path of all tests beyond point B continues along straight line BC ;

b) only the stress paths of tests made at higher stress levels ($\sigma'_{31} \geq 2 \text{ kg/cm}^2$) lie on the state boundary surface in the range AB .

Fig. 6 also charts the constant volume tests of saturated Zbraslav sand according to Fig. 4. The initial porosity of specimen, n_0 , characterizes the initial structure obtained otherwise than by consolidation as was the case with loess. As suggested by Fig. 4 and proved by Fig. 6, the initial porosity plays but a secondary role; of primary import is the effect of stress level.

The differences between stress paths at low and high stress levels are here similar to those of loess. For higher stress levels ($\sigma'_{31} \geq 4 \text{ kg/cm}^2$) one could probably accept the state boundary surface conception (with a different, lesser, ratio⁶ between the swelling and the compression indices,

⁶ If the ratio between the two indices, C_s/C_c equals 1, all deformations are reversible and the two-dimensional representation of the state boundary surface degenerates to the straight line $\sigma'_m/\sigma'_{31} = 1$. As the ratio gradually decreases, so grows the irreversible component of deformation; in the state of ideal plasticity (all deformations are irreversible) where the ratio is zero, the two-dimensional representation of the state boundary surface is an ellipse. One can therefore conclude from Fig. 6 that the

σ'_m/C_c in the AB range. The disagreement with the state boundary surface conception is qualitatively the same as for loess.

Fig. 7 plots the results of undrained triaxial tests (with pore water pressure measurement) of normally consolidated specimens of Sokolov and Sedlec clays, using the same representation as in Fig. 6. The drawn-in state boundary surface (in two-dimensional representation) taken from Fig. 6 is in comparatively good agreement with the test results. This

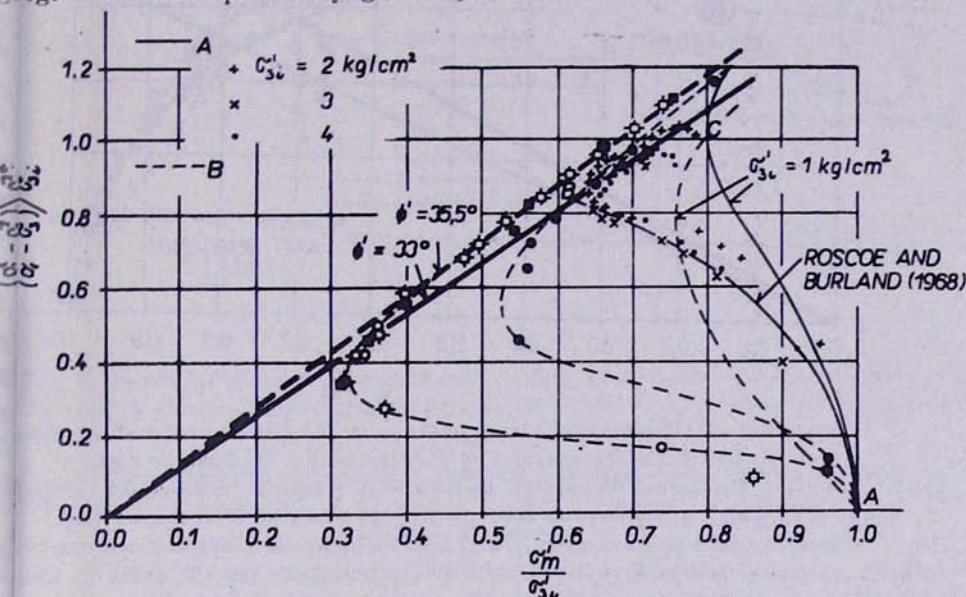


Fig. 6. Comparison of experimental stress paths with the two-dimensional representation of the state boundary surface; A—loess in Fig. 2, B—Zbraslav sand in Fig. 4. Լոռուի և Զբրասլավի փորձնական հետազոտների համեմատությունը դրոշյան սահմանային մակերևույթի երկչափային պատկերացման հետ. A—լոռու նկ. 2-ում, B—Զբրասլավի ավազը նկ. 4-ում:

Рис. 6. Сравнение экспериментальных траекторий напряжений с двухмерным представлением граничной поверхности состояний; A—лесс по рис. 2, B—Збраславский песок по рис. 4.

bears witness to the fact that the C_s/C_c ratio was close to $1/3$. The effect of the stress level fails to manifest itself but the stress paths continue even after the attainment of point B. Those of the Sedlec kaolin tend to higher values of σ'_m/σ'_{3l} , those of the Sokolov clay in the opposite direction.

The differences between the experimentally established stress paths and the state boundary surface cannot be ascribed to the methods of test (the effect of shape changes of the specimens during the test, nonhomogeneous stress field in the specimen, etc.). If they could, the effect

Irreversible deformations of sand are substantially larger than those of loess, and that the irreversible deformations of both sand and loess at higher stress levels grow considerably larger against those at $\sigma'_{3l} = 1 \text{ kg/cm}^2$.

would have to be always the same, whereas the behaviour of the specimens, particularly after point *B* has been reached, displayed substantial

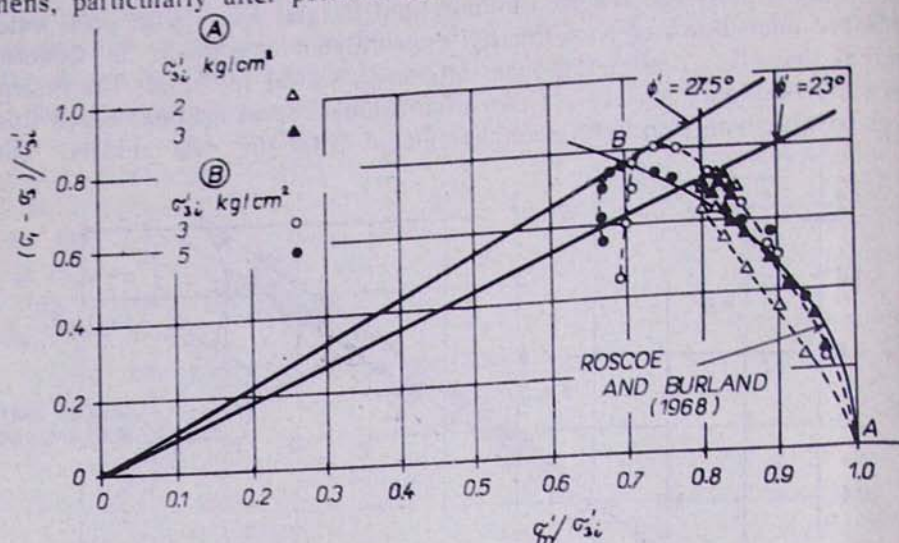


Fig. 7. Comparison of experimental stress paths with the two-dimensional representation of state boundary surface; A—Sedlec kaolin, B—Sokolov clay.

Նկ. 7. Լաբորանտների փորձնական հետազոտների համեմատությամբ դրույթյան սահմանային մակերևույթի երկչափային պատկերացման հետ: A—Սեդլեցի կավիլեր, B—Սոկոլովի կավը:
Рис. 7. Сравнение экспериментальных траекторий напряжений с двухмерным представлением граничной поверхности состояния; A—Седлецкий каолин, B—глина из Соколова.

qualitative discrepancies. No explanation can be offered on the phenomenological level, and structural approach to the analysis of the shear deformation process must be resorted to.

MECHANICAL MODEL OF SOILS

The structure of soils may be modelled in two ways:

a. Soils with approximately spherical (isometric) grains (sand, silt) may be represented by a mechanical model composed of an irregular assembly of spheres of equal diameters⁷. On the contact of two spheres there acts only the friction (frictional bond) or in addition to it, also the brittle cohesion (cohesive bond). The brittle cohesion is such cohesion that becomes disturbed at a sudden relative displacement of the two contacting spheres (grains) and does not get restored in the course of the deformation. Let the first system (with the frictional bonds only) term singular, the second (frictional + cohesive bonds), binary. Failure of cohesion then makes of a binary system a singular one. This process can be called degeneration of the binary system.

⁷ As proved by a number of tests of various authors (e.g. Roscoe et al., 1958) the mechanical properties of a specimen composed of steel or glass spheres of equal diameters, correspond very well to the properties of granular soils.

b. For soils with flat particles (clays) a structure composed of orthogonal structural elements according to Fig. 8,a is proposed. Since attractive forces reach to lesser distances than repulsive forces (Fig. 8,d), at a small decrease in angle α the latter grow more than the former. As

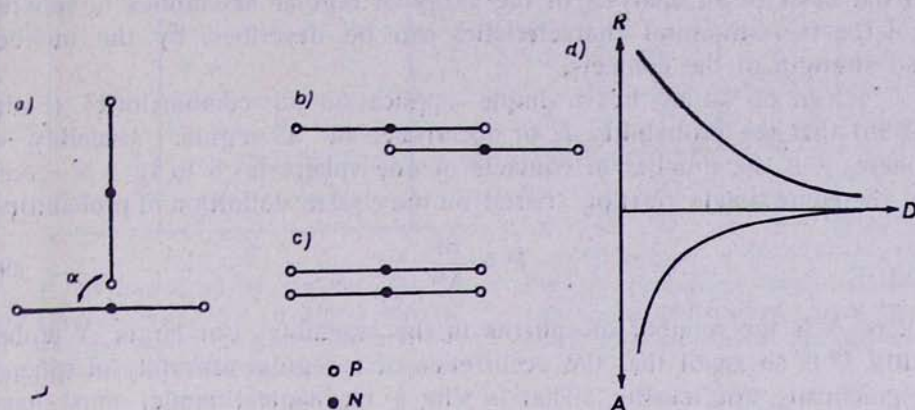


Fig. 8. Structural elements of a mechanical model of soils with flat particles (clays); P —positive charge, N —negative charge, R —repulsion, A —attraction, D —distance from the particle surface.

Նկ. 8. Հարթ մասնիկներով գրունտների (կավերի) մեխանիկական մոդելի ստրուկտուրային տարրերը. P —դրական լիցք, N —բացասական լիցք, R —վանում, A —ձգողություն, D —տարածություն մակերևույթից:

Рис. 8. Структурные элементы механической модели грунта с плоскими частицами (глины); P —положительный заряд, N —отрицательный заряд, R —отталкивание, A —притяжение, D —расстояние от поверхности.

soon as the effect that causes angle α to decrease, ceases to act, the deformed element returns to the original orthogonal position which, consequently, is stable. The parallel position depicted in Fig. 8,b is stable, too. If element a is to change to element b , it is necessary to overcome an energy barrier that bars the stable element a from changing into a metastable one (a metastable element is defined by some angle $\alpha < \pi/2$ at which attractive and repulsive forces are at equilibrium). When element a changes to element b , the volume of the specimen becomes smaller; in case of a saturated clay specimen, the moisture content of the specimen falls off. At larger relative displacements of element b the latter changes to element c . This causes the repulsive forces to increase with the necessary result that the distance between the two particles grows larger. In this case the moisture content of a saturated clay specimen must increase.

The only thing the proposed models are intended to describe is the mechanical behaviour of particulate substances, especially from the qualitative point of view.

PROBABILITY OF THE STATE OF IRREGULAR ASSEMBLY OF SPHERES AND ITS STRUCTURE

The structure of this assembly is defined by the geometric array of the spheres and by the friction bonds between them. It can be shown on the basis of an analysis of the array of regular assemblies of spheres that the two structural characteristics can be described by the number and strength of the contacts.

It can be found by a simple application of combinatorics (Feda, 1969b) that the probability P of occurrence of a regular assembly of spheres — if the number of contacts of one sphere is 6 to 12 — is given by the approximate relation (based on the classic definition of probability)

$$P \approx \frac{6!}{N^6} \quad (9)$$

where N is the number of spheres in the assembly. For larger N probability P is so small that the occurrence of a regular assembly of spheres is practically not feasible. That is why a mechanical model must have the character of an irregular assembly of spheres. The latter is composed of small regions (crystallites) with a regular array of the spheres. This is possible because those small regions have a low N , and therefore according to relation (9), P reaches in them real values.

The probability of the state of irregular assembly of spheres may be characterized in a way customary in statistical thermodynamics, i. e. by help of combinatorics. One can then use Boltzmann's principle well known to statistical mechanics (Mogami, 1969)

$$S = k \lg P \quad (10)$$

where S is the entropy, k — the factor of proportionality, P — the probability of the state.

In an isothermal system an entropy increment is produced by the irreversible change of mechanical energy in thermal energy inside the specimen. In the course of a deformation process the value of entropy S therefore grows gradually with the growth of plastic deformation of the specimen. If in eq. (10) S grows, so must grow the probability of the state, P .

The least probable of all is the state in which each sphere of the mechanical model has the same number of contacts. This state corresponds to the regular assembly of spheres. The specimen structure that approaches this state is termed dominant structure because such a state can be reached by a specimen only under the effect of a markedly dominant structural-genetic influence. In such a state, a specimen is either very loose or very dense. Should the geometric component of the structure of the mechanical model be characterized by the frequency curve of the contacts of the various spheres (Fig. 9), the dominant structure will in the ideal case be represented by vertical lines in Fig. 9.

More probable is the state in which the number of contacts will differ from one sphere to another. This statement can be proved both mathematically and experimentally (Fedá, 1969b) and is self-evident. The frequency curve of the contacts of various grains can be considered

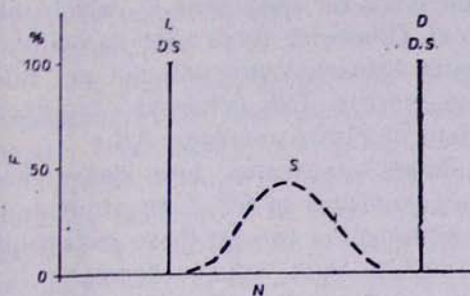


Fig. 9. Definition of the dominant (D. S.) and spontaneous (S. S.) structures in terms of frequency curves of grain contacts; L—loose, D—dense, F—frequency, N—number of contacts

նկ. 9. Դոմինանտային (D. S.) և ինքնաբերական (S. S.) ստրուկտուրաները հատիկների կոնտակտների հաճախականության կորագծերով արտահայտված. L—փրփրուն, D—խիտ, F—հաճախականություն, N—կոնտակտների թիվը: Рис. 9. Определение доминантной (D. S.) и спонтанной (S. S.) структур через частотные кривые контактов зерен; L—рыхлый, D—плотный, F—частота, N—число контактов.

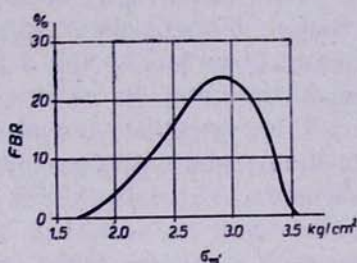


Fig. 10. Frequency curve of bond rupture of undisturbed loess specimens; FBR—frequency of bond rupture.

նկ. 10. Չխախտված լյութի նմուշների կապերի քանդման հաճախականության կորագիծ. FBR—կապերի քանդման հաճախականություն:

Рис. 10. Частотная кривая разрушения связей в ненарушенном образце лесса; FBR—частота разрушения связей.

close to the theoretical Gauss' curve (Fig. 9). Such a structure is termed spontaneous structure because it came into being by cooperation of a number of structural-genetic factors of approximately equal intensity. A medium dense specimen has spontaneous structure.

Since spontaneous structure is more probable than dominant structure, the latter must change to the former in the course of a deformation process, according to Boltzmann's principle. This means that dense specimens must become looser and loose specimens denser. In that way one can theoretically explain the familiar experimental fact, i.e. dilatancy and contractancy of particulate substances.

The higher the growth (gradient) of entropy, the larger the structural changes that take place in the specimen, for the entropy gradient is proportional to the growth of plastic deformation. Both quantities depend on the character of the stress path, that is to say, on its shape and position (stress level).

One can differentiate between stress paths with low and high entropy gradient. Should one test a series of identical specimens with identical initial structure, one would find that the effect of initial structure

will predominate for stress paths with low entropy gradient but will be suppressed for stress paths with high entropy gradient where large structural changes will take place according to what has been said above⁸.

These considerations lead to the conclusion that the conception of the state boundary surface satisfies the tests on specimens in which the stress path has a high entropy gradient. Otherwise there arise substantial deviations brought about by the original specimen structure not yet sufficiently disturbed by the deformation process. This is the way in which one can interpret the experimental data of Fig. 6 in range *AB*.

Every irregular assembly of spheres—no matter how dense—has transition regions between individual crystallites in which its structure is metastable. At the beginning of the deformation process these metastable regions cease to be stable and as a result their volume decreases (so long as it is not prevented from doing so by test conditions). This explains the general occurrence of the contractancy interval at the beginning of shear tests of all types. The contractancy phase is successively followed by the dilatancy phase. During the transition between the two phases the gradient of volume strains is zero and that is why the state of stress of the specimen may be characterized by the residual angle of internal friction. To that just corresponds point *B* of the state boundary surface. Stress path *AB* therefore describes the contractancy phase while straight line *BC* is the natural consequence of the dilatancy phase of a specimen whose original structure has ceased to affect the deformation process. It is well known that dilatancy is most pronounced at low stress levels. In support of this fact one can bring even theoretical reasons. Figs. 2 and 3 in which the straight-line segment is most distinct at $\sigma'_{\text{m}} = 1 \text{ kg/cm}^2$ bears out our statement.

The experimental results obtained for loess (Fig. 6) can therefore be interpreted by that the originally binary system of loess has degenerated in the neighbourhood of point *B* to a singular system and subsequently behaved like sand.

MECHANICAL MODEL OF CLAYS

In clay specimens one can observe wholly analogous phases of contractancy and dilatancy as, for example, in sand. But as pointed out in the foregoing exposition, the causes of these volume changes in assemblies of spheres (or generally, in granular materials) and of those in clays are essentially different. In the former case, dilatancy and contractancy can simply be deduced as a consequence of grain interlocking.

⁸ The boundary between a stress path with low and a stress path with high entropy gradient therefore depends not only on the stress path alone (e.g. on the stress level) but equally so on the structural strength of the specimen, i.e. on the resistance the specimen puts up against a change in its structure. This resistance is evidently the smallest for normally consolidated laboratory prepared specimens such as used by Hvorslev.

But as already mentioned, in substances with flat particles of the clay type, analogous phenomena arise because of other reasons.

According to the test results of both clays charted in Fig. 7, the stress paths involved were all of the high entropy gradient kind. In either case the attainment of peak strength is followed by a post-peak decrease of stress ($\sigma_1 - \sigma_3$). In Sedlec kaolin one may observe a faint hint of dilatancy.

The post-peak decrease of stress is usually explained by gradual orientation of flat clay particles parallel to the direction of shear displacement. This mechanism may be conceived of as the transition of model *a* to model *b* (Fig. 8). If, however, the displacement is large, for example, like that typical of residual strength test, the major portion of elements *b* will change to *c*. This must result in a higher moisture content in the vicinity of the shear surface. In this way one can explain e. g. the variability of moisture content of London clay specimens measured by Skempton (1964).

The actual description of structural changes is, of course, more complicated because—same as there cannot exist a regular assembly of spheres—the structure of clays cannot be formed of elements *a* or *b* alone but must contain their mixture, with regular arrangement in some smaller structural units.

EXAMPLE OF THE DEGENERATION OF A BINARY SYSTEM TO A SINGULAR ONE

In a binary system degeneration causes the cohesion to cease to exist and as a result the system behaves like a granular medium. This idea has been used in the explanation of segment *BC* of the stress path of loess in Fig. 6.

Direct confirmation of this conception can be deduced from shear tests of undisturbed specimens of loess from Prague-Dejvice (Fedá, 1967). It was derived from the analysis of volume deformations during shear box tests, the frequency curve of bond failure is drawn in Fig. 10. According to this derivation all cohesive bonds should have failed and the degeneration to a singular system should have been complete for $\sigma'_m > 3.5 \text{ kg/cm}^2$. The correctness of this conclusion as well as of the analysis on which the conclusion was founded, is indicated by an analysis of Mohr's envelope of this loess.

Fig. 11 shows the results of shear strength measurements. Mohr's envelope consists of two straight lines. For $\sigma'_1 \geq 2 \text{ kg/cm}^2$, $c' = 0$ and $\varphi' = 36^\circ$ —the loess behaves like a medium dense to loose sand. For $\sigma'_1 = 0.5$ and 1 kg/cm^2 , the loess strength can be described by the following shear parameters: $c' = 0.33 \text{ kg/cm}^2$ and $\varphi' = 36^\circ$. As the constancy of shear parameters suggests, the loess in this range behaves like an ideal binary system, without noticeable structural changes.

The curves of shear parameters $\tan \varphi'$ and c' derived from Fig. 11 (blank circles) are drawn in Fig. 12. The Figure also shows the curve

of cohesion obtained from the frequency curve in Fig. 10. It is clear to see that the two mutually independent procedures are in excellent agreement. The way the degeneration of the loess under examination proceeds is distinctly evident from Fig. 12: under normal stress $1 < \sigma'_1 < 2$ kg/cm², cohesion gradually ceases to exist. The diagram in Fig. 11 is the typical Mohr's envelope for an overconsolidated soil. The so-called overconsolidation load is nothing else but the structural strength. A similar explanation was arrived at, for example, on the basis of compressibility tests of Labrador clay published by Kenney et al. (1967).

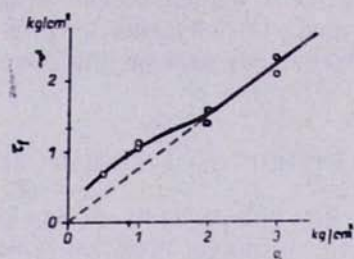


Fig. 11. Mohr's envelope of undisturbed loess specimens from Prague-Dejvice

Նկ. 11. Մոհրի պարուրիչը Պրագա-Դեյվիցիցից լուսի շխախտված նմուշների համար:
Рис. 11. Огибающая Мора для ненарушенных образцов лесса из Праги-Дейвице.

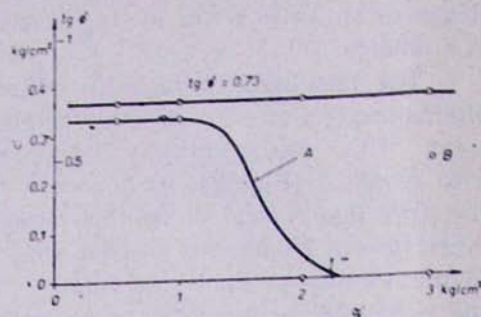


Fig. 12. Values of shear parameters $\tan \varphi'$ and c' at the attainment of peak strength vs. the normal stress σ'_1 for undisturbed loess specimens from Prague-Dejvice; A—deduced from the frequency curve of Fig. 10, B—points deduced directly from the Mohr's envelope in Fig. 11.

Նկ. 12. Պիկային դիմադրության հասնելիս $\tan \varphi'$ և c' սահմի պարամետրերի նշանակությունները σ'_1 նորմալ լարումների դիմաց Պրագա-Դեյվիցիցից լուսի շխախտված նմուշների համար.
A—ստացված Նկ. 10-ի հաճախականության կորագծից. B—կետեր, ստացված անմիջապես Նկ. 11-ի Մոհրի պարուրիչից:

Рис. 12. Значения параметров сдвига $\tan \varphi'$ и c' при достижении пикового сопротивления против нормального напряжения σ'_1 для ненарушенных образцов лесса из Праги-Дейвице: A—полученные из частотной кривой рис. 10; B—точки, полученные непосредственно из огибающей Мора на рис. 11.

CONCLUSIONS

An analysis was made of the behaviour of typical soils—sand, loess and clay—subjected to shear stresses during constant volume triaxial compression tests.

A comparison with the prognosis founded on the state boundary surface conception of the Cambridge Soil Mechanics Group has revealed a number of differences, notably:

a) the shape of curve AB depends on the state of stress and on the initial structure of specimens; only specimens possessing a high entropy gradient can be described by this phenomenological model;

b) in consequence of the dilatancy, the stress pass continues by straight line *BC*.

The state boundary surface portrays the behaviour of a certain idealized particulate substance to which closely resembles laboratory prepared clay tested along a loading path with high entropy gradient. In such a case the initial structure of specimens does not come into play.

The predicted behaviour of sand and loess agrees very well with the behaviour derived from the mechanical model composed of irregularly assembled spheres of equal diameters between which there exist friction bonds, and in the case of loess, also brittle cohesion. For clays one must use another mechanical model, namely one whose structural elements are formed by flat particles.

Along a stress path with high entropy gradient the amount of plastic deformation is considerable. The deformation is realized by way of temporary loss of structural stability. This leads to a change of the initial structure of specimens and to the adaptation of the latter to the given loading conditions. The mechanism of structural metastability lends itself readily to a description by the proposed mechanical models. The gradual degeneration of loess to a singular system was proved by experimental evidence.

The degree of difference between experimental behaviour and the phenomenological model—the state boundary surface—may be regarded as an indicator of the effect of soil structure on the mechanical behaviour of the tested soil.

ԳԻՏՈՂՈՒԹՅՈՒՆՆԵՐ ԳՐՈՒՆՏՆԵՐԻ ՍԱՀՔԻ ԴԻՄԱԴՐՈՒԹՅԱՆ ՎՐԱ ՍՏՐՈՒԿՏՈՒՐԱՅԻ ԱՉԴԵՑՈՒԹՅԱՆ ՄԱՍԻՆ՝

Դոցենտ, տեխն. գիտ. բեկնածու ՅԱՐՈՍԼԱՎ ՖԵԴԱՉ

Ռեֆերատ. Տրվում է լյուսի և ավադի եռաանցքային փորձարկումների ժամանակ էքսպերիմենտալ տվյալների վերլուծումը: Հակիրճ նկարագրվում է Քեմբրիջի դրունների մեխանիկայի խմբի կողմից տառադրված վիճակի սահմանային մակերևույթը և տարրությունները, որոնք զոյություն ունեն այդ մակերևույթի ու փորձնական տվյալների միջև: Առաջարկվում է մոտավորապես գնդաձև և հարթ մասնիկներով դրունների ստրուկտուրայի մոդելը և բերված են դեֆորմացման ընթացքում մոդելների վարքի ուսումնասիրության արդյունքները: Քննարկվում է լյուսում և ավադում կատարվող ստրուկտուրային տարրերի փոփոխության բնույթը:

Նկարագրված են եռաանցքային փորձարկումների արդյունքները, երբ պահպանվում է մշտական ծավալը և առանցքային դեֆորմացիայի արագությունը հաստատուն է: Դիսամոր Էֆեկտիվ լարումների դիագրամի վրա բնութագրվում են նկ. 1-ի³ վրա ցույց տված լարումների հետագծով: Փորձարկվել են լաբորատորիայում պատրաստված ավադի, լյուսի և կավի նմուշները: Կապ-

¹ 2002 Գիտությունների ակադեմիայի ներկայացրած գիտությունների ինստիտուտում 1970 թ. ապրիլի 30-ին կարգադրված դասախոսություն:

² Չխոսյովակիայի Գիտությունների ակադեմիայի Տեսական և կիրառական մեխանիկայի ինստիտուտի ավագ գիտական աշխատող, Պրագա:

³ Նկարները, աղյուսակները և բանաձևերը տե՛ս էջ 58—73:

ված գրունտների բնութագրող խոնավությունները տրված են աղյուսակ 1-ում: Լարումների հետազոծը լյոսի համար (նկ. 2 և 3) ցույց է տալիս երեք նշանավոր յուրահատկություններ:

ա. Լարումների հետազոծի ձևը կախված է կոնսոլիդացման ճնշման մակարդակից: Նորմալ կոնսոլիդացված լյոսի համար, երբ սկզբնական (կոնսոլիդացման) ճնշումը խցում $\sigma_{3i} = \sigma_{3c} = 2, 3$ և 4 կգ/սմ² է, լարումների հետազոծներն իրար նման են. հաշվի առնելով փորձերի արդյունքների բնական տարբերությունները, դա կարող է դիտվել որպես նույնական: Սակայն $\sigma_{3c} = 1$ կգ/սմ² ցրումը, դա կարող է դիտվել որպես նույնական: Նկ. 3-ը ցույց է տալիս, համար լարումների հետազոծը զգալիորեն տարբեր է: Նկ. 3-ը ցույց է տալիս, որ O.C.R. գերկոնսոլիդացման աստիճանի նվազման հետ միասին լարումների հետազոծը աստիճանաբար մոտենում է այն ձևին, որը յուրահատուկ է նորմալ-կոնսոլիդացված նմուշին, երբ $\sigma_{3c} > 2$ կգ/սմ²:

բ. Լյոսի լարումների հետազոծների մեջ ամենակարևոր տարբերությունը (նկ. 2 և 3) որոշ դեպքերում ցուցաբերվող նմուշի ստրուկտուրային հետադարձ խոնավությունն է, այսինքն՝ փորձի որոշ ինտերվալներում նմուշի ստրուկտուրան դառնում է անկայուն: Այդ բացահայտվում է նմուշի կողմից պահվող առանցքային բեռնվածքի նվազումից՝ լարումների հետազոծը ընդունում է բնորոշ ուռուցիկ ձև հորիզոնական շոշափողով: Նմուշի ստրուկտուրային հետադարձությունը դիտվում է լարումների ավելի բարձր մակարդակի վրա ($\sigma_{3c} > 2$ կգ/սմ², նկ. 2)՝ կամ կոնսոլիդացիայի հետևանքով ավելի նվազ ստրուկտուրայի դեպքում (O.C.R. $< 1, 33$, նկ. 3):

գ. Գլխավոր լարումների առավելագույն հարաբերությունը $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ հասնելուց հետո լարումների հետազոծն ունի բնորոշ ուղղաձույլի հատվածք: Այդ հատվածքի շարունակությունը անցնում է կոորդինատների սկզբով: Այդ ավելի է արտահայտված լարումների ցածր մակարդակների պահին (փորձերը, երբ $\sigma_{3i} = 1$ կգ/սմ², նկ. 2 և 3):

Նկ. 4-ի վրա ցույց է տրված ջրահագեցած Զբրասլավի ավաղի եռառանցքային փորձարկումների արդյունքները հաստատուն ծավալի դեպքում: Ավաղի նմուշները բնութագրվում են իրենց n_0 սկզբնական ծակոտկենությունը: Վերը նշված լյոսերի լարումների հետազոծի երեք բնութագրվող յուրահատկությունները կարող են դիտվել համարյա նույն ձևով ավաղների համար եւ: Լարումների հետազոծը նկատելիորեն կախված է լարումների մակարդակից, և ավելի բարձր լարումների դեպքում ($\sigma_{3i} > 4$ կգ/սմ²) էականորեն տարբերվում է հետազոծից, երբ $\sigma_{3i} = 1$ կգ/սմ²: Լարումների բարձր մակարդակի դեպքում ստրուկտուրան դառնում է հետադարձ և անկայուն: Լարումների հետազոծի բնորոշ ուղղաձույլի հատվածքը առաջանում է $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ հասնելուց հետո:

Չնայած այդ երկու նյութերի զգալի տարբերությանը, լյոսի և ավաղի եռառանցքային փորձարկումների համեմատումը ցույց է տալիս, որ դեֆորմացման հիմնական յուրահատկությունները էապես նույնական են:

Փորձարկումների արդյունքները կարելի է բացատրել օգտագործելով դրություն սահմանային մակերևույթի գաղափարը, որն առաջարկվել էր Քեմբրիջի գրունտների մեխանիկայի խմբի կողմից (Roscoe et al., 1958; Roscoe, 1968): Նրանց կոնցեպցիան հիմնված է Հվորսլեի կողմից ձևափոխված Կրեյի և Տի-դեմանի ավելի վաղ առաջարկության վրա՝ Կոլլոնի τ սահմանի դիմադրության րանձաձևն արտահայտել (1) հավասարման տեսքով, որտեղ σ'_1 սահմանի մակերեսի վրա գործող նորմալ լարումը և e_1 ծակոտկենության գործակիցն են բայքայան ժամանակ, φ' ներքին շիման անկյունն է, A-ն և B-ն հաստատուններն են: Այդ հիմնված է երկու ենթադրությունների վրա:

1. Նմուշի կոմպրեսիոն կորագիծն ունի կիսալուգարիթմիկ ձև (3), ուր e_0 և e_c -ն ծակոտկենության գործակիցներն են σ_0 և σ' ճնշման տակ և C_c -ն կոմպրեսիայի ցուցիչն է:

2. c' էֆֆեկտիվ կցումը ուղիղ համեմատական է էֆֆեկտիվ ճնշմանը ըստ (6) հարաբերության, որ b -ն համաշարժական գործակիցն է: Այդ երկու ենթադրությունների անբավարար ընդհանրությունը սահմանում է (1) հարաբերության իրականությունը: Եթե A , B և $tg\varphi'$ (1) հավասարության մեջ հաստատուն են, ապա կարելի է դիտել որպես սահմանային մակերևույթի հավասարություն (τ , σ' , e) տարածությունից մեջ: Այն կարող է արտահայտվել երկրաչափորեն երեք հաստատունների միջոցով (Roscoe and Burland, 1968):

Երկրաչափորեն ներկայացված դրույթյան սահմանային մակերևույթի համեմատությունը լյոսի (նկ. 2) և ջրահագեցված ավազի (նկ. 4) փորձարկման արդյունքների հետ ցույց է տված նկ. 6-ի վրա: Երկու սերիայի եռասոսնցքային փորձարկումների համեմատումը դրույթյան սահմանային մակերևույթի զաղափարի հետ ցույց է տալիս երկու տիպի տարբերություն՝

ա) բոլոր փորձերում լարումների հետագիծը B կետից հետո շարունակվում է ըստ BC ուղղի:

բ) միայն բարձր լարումների պահին անցկացրած փորձերի լարումների հետագիծը գտնվում են դրույթյան սահմանային մակերևույթի վրա AB վայրում:

Նկ. 7-ում ցույց են տված Սոկոլովից և Սեդլեցից նորմալ կոնսոլիդացված կավերի չցամաքեցված եռասոսնցքային փորձարկումների արդյունքները, որոնք լավ մերվում են դրույթյան սահմանային մակերևույթի հետ: Փորձերից հաստատված լարումների հետագծերի և դրույթյան սահմանային մակերևույթի միջև տարբերությունը չի կարող բացատրվել երևութաբանական ուղիով և սահմանի ղեֆորմացիաների վերլուծմանը անհրաժեշտ է ստրուկտուրային մոտեցում:

Տվյալ նյութի ստրուկտուրան կարող է մոդելացվել երկու ձևով:

ա. Մոտավորապես զնդածև հատիկներով դրույթը (ավազ, փոշի) կարելի է ներկայացնել հավասար տրամագիծ ունեցող զնդերի անկանոն միակցությունից բաղկացած մեխանիկական մոդելով: Եթե զնդերի միջև կան միայն շփման կապեր, սխտեմը կոչվում է եզակի. եթե կան նաև կցման կապերը, սխտեմը կոչվում է կրկնակի: Կցման աստիճանական քայքայումը ղեֆորմացման ընթացքում կրկնակի սխտեմը վերածում է եզակիի: Այդ կոչվում է այլասերում:

բ. Հարթ հատիկներով դրույթը (կավ) կարող է ներկայացվել օրթոգոնալ ստրուկտուրային տարրերից բաղկացած ստրուկտուրայով ըստ նկ. 8a-ի: Եթե a տարրը b տարրի վերածելու համար անհրաժեշտ է հաղթահարել էներգետիկ բարիեր, որը չի թողնում a կայուն տարրին դառնալ հետակայուն: Հարաբերական մեծ տեղաշարժումների ժամանակ b տարրը վեր է անցնում c տարրի, այդ դեպքում ջրահագեցված կավի խոնավությունը պետք է աճի:

Մեխանիկական a մոդելի ստրուկտուրան կարող է բնութագրվել տարրերի զնդերի կոնտակտների հաճախականության կորագծով (նկ. 9): Գնդերի կանոնավոր միակցությունը մոտեցող նմուշի ստրուկտուրան կոչվում է դոմինանտային ստրուկտուրա. իրենալական դեպքում այդ բնութագրվում է ուղղաձիգ գծով (նկ. 9): Դրա P հավանականությունը, ըստ (9) բանաձևի շատ փոքր է, եթե միակցության մեջ զնդերի N թիվը բարձր է: Այդ իսկ պատճառով առաջացումը անհնարին է բնական ուժերի ազդեցության տակ (օր. նստվածքազոյացման ժամանակ): Այդպիսի ստրուկտուրաները կարող են առաջանալ միայն զնդերի կանոնավոր դասավորումով փոքր մարզերում (կրիստալիտներ):

Ավելի հավանական է դրույթյունը, որում կոնտակտների թիվը կտարբերվի տարրերի զնդերի համար: Տարբեր հատիկների կոնտակտների թվի հաճախականության կորագիծը կարող է համարվել Գաուսի հաճախականության կորագծին համապատասխան (նկ. 9): Նման ստրուկտուրան անվանվում է ինքնաբերական: Միջին խտություն ունեցող նմուշն ունի ինքնաբերական ստրուկտուրա, իսկ շատ փխրուն կամ շատ խիտ նմուշները ունեն դոմինանտային ստրուկտուրա: Քանի որ ինքնաբերական ստրուկտուրան ավելի հավանական է, քան դոմինանտայինը, վերջինս պետք է անցնի առաջինին ղեֆորմացման ընթացքում ըստ (10) Բոլցմանի սկզբունքի, որտեղ S -ը էնտրոպիան է, P -ն՝

գրույթյան հավանականությունը և k -ն՝ հաստատունը: Այդ իսկ պատճառով խիստ նմուշները պետք է դառնան ավելի փխրուն, իսկ փխրունները՝ ավելի խիստ: Այդ բացատրում է գրունտների դիատենցիան և կոնտրակտենցիան:

Կարելի է տարբերակել լարումների հետագծերը էնտրոպիայի ցածր և բարձր գրադիենտների պահին: Եթե փորձարկվում է նույնական ստրուկտուրա ունեցող նույնական նմուշների մի սերիա, ապա սկզբնական ստրուկտուրայի էֆեկտը կլինի գերակշռող էնտրոպիայի ցածր գրադիենտներով լարումների հետագծերի համար և թերակշռող էնտրոպիայի բարձր գրադիենտներով լարումների հետագծերի համար, որտեղ կատարվում են մեծ ստրուկտուրային փոփոխություններ: Այդ բերում է այն եզրակացության, որ գրույթյան սահմանային մակերևույթի զաղափարը բավարարում է դեպքերին, երբ լարումների հետագծերը ունի էնտրոպիայի համեմատաբար բարձր գրադիենտ: Հակառակ դեպքում առաջանում են էական շեղումներ՝ առաջացած նմուշի սկզբնական ստրուկտուրայից, որը ոչ բավականաչափ է բայթայված գեֆորմացման ընթացքում: Այդպիսով կարելի է մեկնաբանել փորձնական տվյալները AB մարդում (նկ. 6), որոնք նկարագրում են կոնտրակտենցիա: BC ուղիղը դիատենցիայի փուլի բնական հետեանքն է:

Երկու կավերի փորձարկման արդյունքները (նկ. 7) ցույց են տալիս, որ դրանց լարումների հետագծերը էնտրոպիայի բարձր գրադիենտի տիպի են: Կավերի ստրուկտուրային փոփոխությունների իրական նկարագրությունը բավականին բարդ է, բանի որ ստրուկտուրան չի կարող կազմվել միայն α կամ β տարրերով, բայց պետք է պարունակի նրանց խառնուրդը, որոշ տեղերում փոքր ստրուկտուրայի միավորների կանոնավոր դասավորումով:

Կրկնակի սիստեմներում ալյասերումը առաջացնում է կցման ոչնչացում և որպես հետևանք սիստեմը իրեն պահում է որպես հատիկավոր միջավայր: Այդ զաղափարը օգտագործվել է լյոսի լարումների հետագծի BC հատվածի գոյություն բացատրության համար (նկ. 6): Այդ ալյասերման ընթացքը հաստատված էր ժավալային գեֆորմացման վերլուծումից լյոսի շխախտված նմուշների արկղային փորձարկումների ժամանակ: Կցման կապերի քանդման հետևանքով ստացվեց հաճախականության կորագիծը (նկ. 10): Նկ. 11-ը ցույց է տալիս Մորի պարուրիչը, որը բաղկացած է երկու ուղիղից: Այդ պարուրիչից կարելի է եզրակացնել սահքի 1.5° և c' պարամետրերի փոփոխականության մասին (նկ. 12). նկարի վրա ցույց է տրված նաև կցման կորագիծը, որը ստացվել է հաճախականության կորագծից (նկ. 10): Պարզ երևում է, որ երկու փոխադարձ անկախ ընթացակարգերը զտնվում են համաձայնության մեջ: Նկ. 12-ից երևում է, որ $1 < \sigma_1 < 2$ կգ/սմ² նորմալ ճնշման ժամանակ կցումը առաիճանաբար ոչնչանում է:

Հետազոտությունները ցույց տվեցին, որ պլաստիկ գեֆորմացման մեծությունը էնտրոպիայի բարձր գրադիենտով լարումների հետագծի երկարությամբ չգալի է: Դեֆորմացումը իրականանում է ստրուկտուրային կայունության ժամանակավոր կորստի ձևով: Այդ բերում է նմուշի սկզբնական ստրուկտուրայի փոփոխմանը և նրա հարմարմանը բեռնավորման տվյալ պայմաններին: Ստրուկտուրային հետակայունության մեխանիզմը հեշտությամբ նկարագրվում է առաջարկվող մեխանիկական մոդելներով: Լյոսի աստիճանական ալյասերումը եզակի սիստեմին հաստատվում է փորձերով: Տարբերության աստիճանի փորձի ժամանակ վարքի և գրույթյան սահմանային մակերևույթի միջև կարող է դիտվել ինչպես ցուցանիշ՝ ստրուկտուրայի ազդեցության փորձարկվող գրունտի մեխանիկական վարքի վրա:

ЗАМЕТКИ О ВЛИЯНИИ СТРУКТУРЫ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ГРУНТОВ¹

Доцент, канд. техн. наук ЯРОСЛАВ ФЕДА²

Реферат. Дается анализ экспериментальных данных, полученных при трехосных испытаниях лёссов и песков. Вкратце описываются граничная поверхность состояний, предложенная Кембриджской группой механики грунтов и различие, существующее между ней и результатами испытаний. Предложена структурная модель грунтов с приблизительно сферическими и плоскими частицами и приведены результаты изучения поведения моделей в процессе деформирования. Обсуждается природа структурных изменений, происходящих в лёссах и песках.

Описаны результаты трехосных испытаний при сохранении постоянного объема и при постоянной скорости осевой деформации. На диаграмме главных эффективных напряжений они характеризуются траекторией напряжений, показанной на рис. 1³. Испытывались образцы песка, лёсса и глины, подготовленные в лаборатории. Характеристические влажности связных грунтов приведены в табл. 1.

Траектории напряжений для лёсса (рис. 2 и 3) показывают три замечательные особенности.

а. Форма траектории напряжений зависит от уровня консолидационного давления. Для нормально-консолидированного лёсса при начальном (консолидационном) давлении в камере $\sigma'_{3i} = \sigma'_{3c} = 2, 3$ и 4 кг/см^2 траектории напряжений похожи; имея в виду естественный разброс результатов опытов, они могут рассматриваться, как идентичные. Однако для $\sigma'_{3c} = 1 \text{ кг/см}^2$ траектория напряжения отличается очень заметно. Рис. 3 показывает что с уменьшением степени переконсолидации *O.C.R.* траектория напряжения постепенно приближается к форме, типичной для нормально-консолидированного образца при $\sigma'_{3c} \geq 2 \text{ кг/см}^2$.

б. Наиболее важное различие между траекториями напряжений для лёсса (рис. 2 и 3)—проявляемая в некоторых случаях структурная метастабильность образца, т. е. структура образца делается неустойчивой в некоторых интервалах опыта. Это обнаруживается по уменьшению осевой нагрузки, выдерживаемой образцом: траектория напряжения принимает характерную выпуклую форму с горизонтальной касательной. Метастабильность структуры образца наблюдается при более высоком уровне напряжений ($\sigma'_{3c} \geq 2 \text{ кг/см}^2$, рис. 2) или при менее уплотненной вследствие консолидации структуре (*O.C.R.* $< 1,33$, рис. 3).

в. После достижения наибольшего отношения главных напряжений $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$, траектория напряжений имеет характерный прямолинейный участок. При продолжении этот участок проходит через начало координат. Это более выражено при низких уровнях напряжений (опыты при $\sigma'_{3c} = 1 \text{ кг/см}^2$, рис. 2 и 3).

На рис. 4 показаны результаты трехосных испытаний водонасыщен-

¹ Лекция, прочитанная в Институте геологических наук Академии наук Арм. ССР 30 апреля 1970 г.

² Старший научный сотрудник Института теоретической и прикладной механики Чехословацкой Академии наук, Прага.

³ Рисунки, таблицы и формулы см. на стр. 58—73.

ного Збраславского песка при сохранении постоянного объема. Образцы песка характеризуются их начальной пористостью n_0 . Указанные выше три характеристические особенности траектории напряжений для лёссов могут почти в том же виде наблюдаться и для песков. Траектории напряжений заметно зависят от уровня напряжения, и при высоких напряжениях ($\sigma'_{31} \geq 4 \text{ кг/см}^2$) существенно отличается от траектории $\sigma'_{31} = 1 \text{ кг/см}^2$. При высоких уровнях напряжений структура делается метастабильной и неустойчивой. Характерный прямолинейный участок траектории напряжений образуется после достижения $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$.

Несмотря на значительные различия между этими двумя материалами, сравнение трехосных испытаний лёсса и песка показывает, что основные особенности деформируемости существенно идентичны.

Результаты опытов можно объяснить через понятие граничной поверхности состояния, предложенное Кембриджской группой механики грунтов (Roscoe et al., 1958; Roscoe, 1968). Их концепция основана на модификации Хворслева более раннего предложения Крея и Тидемана выражать уравнение сопротивления сдвигу τ_f Кулона в форме отношения (1), где σ'_f нормальное напряжение на площадке сдвига и e_f — коэффициент пористости при разрушении, φ' — угол внутреннего трения, A и B — постоянные. Это основано на двух допущениях.

1. Компрессионная кривая образца имеет полулогарифмическую форму (3), где e_0 и e коэффициенты пористости при давлении σ_0 и σ' и C_c — коэффициент компрессии.

2. Эффективное сцепление c' прямо пропорционально эффективно-му давлению согласно отношению (6), где b — коэффициент пропорциональности. Недостаточная общность этих двух допущений ограничивает действительность отношения (1). Если A , B и $\text{tg } \varphi'$ в уравнении (1) постоянны, то его можно рассматривать, как уравнение граничной поверхности состояния в пространстве (τ, σ', e) . Оно может быть выражено двумерно через три постоянные (Roscoe and Burland, 1968).

Сравнение формы граничной поверхности состояния в двумерном представлении с результатами испытаний лёсса (рис. 2) и водонасыщенного песка (рис. 4) показаны на рис. 6. Сравнение трехосных испытаний обеих серий с понятием граничной поверхности состояния показывает различия двух типов:

а) траектория напряжений во всех опытах после точки B продолжается по прямой BC ;

б) только траектории напряжений опытов, проведенных при высоких напряжениях, лежат на граничной поверхности состояния в области AB .

На рис. 7 показаны результаты недренированных трехосных испытаний нормально-консолидированных образцов глин из Соколова и Седлеца, обнаруживающие хорошее согласие с граничной поверхностью состояния. Различия между экспериментально установленными траекториями напряжений и граничной поверхностью состояния не может быть объяснено феноменологическим путем и необходим структурный подход к анализу деформации сдвига.

Структура данного вещества может быть моделирована двумя путями.

а. Грунт с приблизительно сферическими зернами (песок, пыль) может быть представлен механической моделью, состоящей из беспорядочной совокупности сфер равного диаметра. Если между ними имеются лишь связи трения, то система называется единичной; если имеются также и связи сцепления, то система называется двойной. Постепенное

разрушения сцепления в ходе деформирования преобразует двойную систему в единичную. Это называется дегенерированием.

б. Грунт с плоскими частицами (глины) может быть представлен структурой, состоящей из ортогональных структурных элементов согласно рис. 8,а. Для перевода элемента a в элемент b необходимо преодолеть энергетический барьер, который не позволяет устойчивому элементу a сделаться метастабильным. При больших относительных перемещениях элемент b переходит в элемент c ; в этом случае влажность водонасыщенной глины должна увеличиться.

Структура механической модели a может быть охарактеризована частотной кривой контактов различных сфер (рис. 9). Структура образца, приближающегося к правильной совокупности сфер, называется доминантной структурой, и в идеальном случае характеризуется вертикальной линией на рис. 9. Ее вероятность P по уравнению (9) очень мала при высоком числе N сфер в совокупности. Ее возникновение поэтому невозможно при действии естественных сил (например, при седиментации). Такие структуры могут образоваться только в малых областях с правильным расположением сфер (кристаллиты).

Более вероятным является состояние, в котором число контактов будет отличаться для различных сфер. Частотная кривая числа контактов различных зерен может считаться соответствующей теоретической кривой Гаусса (рис. 9). Такая структура называется спонтанной. Образец со средней плотностью имеет спонтанную структуру, тогда как очень рыхлые или очень плотные имеют доминантную структуру. Поскольку спонтанная структура более вероятна, чем доминантная, последняя должна переходить в первую в процессе деформирования, согласно принципу Больцмана (10), где S — энтропия, P — вероятность состояния и k — постоянная. Поэтому плотные образцы должны делаться рыхлее, а рыхлые — плотнее. Этим объясняется дилатенция и контрактенция грунтов.

Можно дифференцировать траекторию напряжений при низких и высоких градиентах энтропии. Если испытывается серия идентичных образцов с идентичной начальной структурой, то эффект начальной структуры будет подавляющим для траектории напряжений с низкими градиентами энтропии и уступающим для траектории напряжений с высокими градиентами энтропии, где происходят большие структурные изменения. Это ведет к заключению, что понятие граничной поверхности состояния удовлетворяет случаям, в которых траектория напряжений имеет относительно высокий градиент энтропии. В противном случае возникают существенные отклонения, вызванные первоначальной структурой образца, еще недостаточно разрушенного в процессе деформирования. Этим путем можно интерпретировать экспериментальные данные в области AB (рис. 6), которая описывает фазу контрактенции. Прямая линии BC есть естественное следствие фазы дилатенции.

Согласно результатам испытаний обеих глин, показанных на рис. 7, их траектории напряжений были типа высокого градиента энтропии. Действительное описание структурных изменений глин довольно сложно, так как их структура не может быть образована только элементами a или b , но должна содержать их смесь, с правильным расположением в некоторых малых структурных единицах.

В двойной системе дегенерирование вызывает уничтожение сцепления и в результате система ведет себя, как зернистая среда. Эта идея была использована для объяснения существования участка BC траектории напряжений лёсса (рис. 6). Ход этого дегенерирования был уста-

