

ԿԱՎԱՅԻՆ ԼԱՆՁԵՐԻ ԵՐԿԱՐԱՏԵՎ ԿԱՅՈՒՆՈՒԹՅՈՒՆԸ*

Պրոֆեսոր Ա. ՌԻ. ՍԿԵՄՊՏՈՆ**

Խմբագրի կողմից. Ռենկինյան շորթորդ դասախոսությունը «Կավային լանջերի երկաթաթևե կայունությունը» թեմայով, կարգացված պրոֆ. Ա. Ռ. Սկեմպտոնի կողմից 1964 թ. փետրվարի 5-ին Բրիտանական զետեխնիկական ընկերության առաջ, մեծ նշանակություն ունեցավ զերմանությունից կավերից կաղմված լանջերում կատարվող պրոցեսները հասկանալու համար: Այդ դասախոսությունը հրատարակվել է «Géotechnique» ամսագրում, 1964 թ. (հ. 14, № 2, 77—101):

Գասախոսության այս հայերեն և ռուսերեն թարգմանությունները հրատարակում ենք հեղինակի համաձայնությամբ:

Ն Ա Խ Ա Ր Ա Ն

Կավերում փորվածք անցնելիս ցանկացած կետում ծակոտկենային ճնշումը կախված է մասնավորապես գրունտային ջրերի հորիզոնի դիրքերից, ինչպես նաև զգալի շափով կավերի պատասխան ունեցիկից, լարումների փոփոխությունից, որը տեղի է ունենում փորման հետևանքով: Սակայն, ժամանակի ընթացքում, ծակոտկենային ճնշումը կավերում աստիճանաբար հարմարվում է, ինչից որ վերջապես հաստատվում է հիդրոստատիկ հավասարակշռություն զրունտային ջրերի հետ: Այս փուլը հայտնի է որպես «երկարատև» պայմանների՝ հակադրություն «կարճատև» պայմանների կամ «շինարարության ավարտի» պայմանների:

Բոլոր բնական լանջերը գոյություն ունեն երկարատև պայմաններում, ինչից փորվածքներում այդ փուլը վրա է հասնում միայն մի քանի ամիս անց տարի հետո, դրա համար անհրաժեշտ ժամանակի տևողությունը՝ կախված զլխավորապես կավերի ջրաթափանցելիությունից:

Ջրադվենք միայն երկարատև պայմաններով: Այսպիսով, բոլոր զեպրեզում, լինի դա փորվածք կամ բնական լանջ, ծակոտկենային ճնշումը սահեցնան պատենցիալ կամ իրական մակերեսի ցանկացած կետում կարող է որոշվել զրունտային ջրերի հոսքի ցանցի միջոցով (նկ. 1***): Օգտվելով ստատիկ նկա-

* Ռուսերենից թարգմանեցին երկրաբ.-միներ. գիտ. թեկն. Դ. Սարգսյանը և տեխն. զիտ. թեկն. Զ. Տեր-Մարտիրոսյանը:

** Լոնդոնի համալսարանի Իմպերիալ կոլեջի քաղաքացիական շինարարության պրոֆեսոր, քաղաքացիական ընկերության անդամ:

*** Նկարները տե՛ս էջ 133—146:

տառումներով, հնարավոր է սահեցման մակերեսի ցանկացած կետում ընդու-
նելի ճշտությամբ որոշել σ ճնշումը և τ շոշափող լարումը:

Այժմ դիտարկենք դիմադրությունը, որը ցույց է տալիս կավը՝ սահեցման
այդ մակերեսով: Վաղուց հայտնի է, որ կավի սահքի դիմադրությունը կարելի է
արտահայտել Կուլոն—Տերցագիի հավասարումով.

$$s = \bar{c}' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\varphi}',$$

որտեղ $\bar{c}'$ «կցումն» է, $\bar{\varphi}'$ -ը «սահքի դիմադրության անկյունը»: Երկու պա-
րամետրերն էլ արտահայտված են էֆեկտիվ լարումով $\bar{\sigma}' = \sigma - u$, որը զործում
է նորմալ սահեցման մակերեսի նկատմամբ:

Կայուն լանջում եղած ընդհանուր սահքի դիմադրության միայն մի մասն
է մոբիլիզացվում՝ հավասարակշռելու սահքի ընդհանուր ուժը: Այսպիսով,
մենք կարող ենք ընդհանրապես գրել

$$\Sigma \tau = \Sigma \frac{\bar{c}'}{F} + \Sigma (\sigma - u) \frac{\operatorname{tg} \bar{\varphi}'}{F},$$

որտեղ F -ը որոշվում է որպես «պաշարի գործակից»: F -ի մեծությունը կայուն
լանջերի համար 1,0-ից մեծ է: Բայց, երբ տեղի է ունենում փլուզում, սահեց-
ման մակերեսով սահքի բոլոր լարումների զուգարը ճշտորեն հավասարվում է
եղած սահքի դիմադրությանը և $F=1,0$:

Կան մի քանի հուսալի մեթոդներ*՝ տվյալ լանջի F -ի հաշվարկման համար,
եթե միայն հայտնի է ծակոտկենային ճնշումը և ստացվել են $\bar{c}'$ և $\bar{\varphi}'$ մեծու-
թյունները: Համեմատաբար հեշտ գործ է չխախտված կավերի նմուշների սահքի
դիմադրության փորձարկումը: Բայց, ինչպես ցույց է տալիս կավերում իրական
սողանքների վերլուծությունը, սովորական փորձարկումներով ստացված սահ-
քի դիմադրության մեծությունները ոչ մի կապ չունեն այն մեծությունների հետ,
որոնք գործել են կավերի մեջ փլուզման ընթացքում:

Այս ելրակացությունը, որը ներկայումս հաստատված է առանց որևէ
կասկածի, ակներևորեն ունի մեծ պրակտիկ նշանակություն: Դրա համար մենք
պետք է ձգտենք համոզվելու, թե ինչու որոշ դեպքերում նկատվում է զգալի
տարբերություն սովորական լաբորատոր փորձարկումների արդյունքների և
սահքի դիմադրության իրական դաշտային նշանակությունների միջև: Նման
դեպքերում պետք է աշխատենք մշակել ձևափոխված լաբորատոր մեթոդներ,
որոնք կարող են տալ հուսալի արդյունքներ՝ դրանք ինժեներական նախագծման
մեջ վստահորեն օգտագործելու համար: Այդ երկու խնդիրները կազմում են
այս դասախոսության բովանդակությունը:

ՊԻԱՍՅՈՒՆ ԵՎ ՄՆԱՑՈՐԴԱՅԻՆ ԳԻՄԱԴՐՈՒԹՅՈՒՆ

Ստորև հաճախ հիշատակվելու են «գերկոնսոլիդացված» կավերը, ուստի
լավ կլինի պարզաբանենք այդ տերմինի նշանակությունը: Նկ. 2-ի

* Այս դասախոսության մեջ քննարկված դեպքերում, երբ սահեցման մակերեսի կտրվածքը
մոտենում է շրջագծի ադեզիին, կիրառվել է դոկտոր Ա. Վ. Բիշոպի առաջարկած վերլուծության
հայտնի մեթոդը (Bishop, 1954):

կետը պատկերում է կափն անմիջապես նստվածքակուտակումից հետո, օրի-
վասակ էստուարիայի հատակում: Կափի հետագա նստեցումն առաջացնում է
էֆեկտիվ լարման ավելացում և խոնավության նվազում: Ե կետում ներկայաց-
նում է փուլում կափը հանդիսանում է «նորմալ-կոնսոլիդացված» այն խմաստով,
որը նա չի ենթարկվել ավելի բարձր ճնշումների, բան այժմ գործող վերադիր
զանգվածների ճնշումը: Նորմալ-կոնսոլիդացված կավերի սահմանի դիմադրությունը
կախվում է ֆեկտիվ ճնշմանը, որի հետևանքով դիմադրության
ճնշման կապն արտահայտող գրաֆիկը կորդինատների սկզբնականում անց-
նող ուղիղ գիծ է:

Նստացողաշտային կավերից շատերը նորմալ-կոնսոլիդացված են.
որոշները նստել են ծովի մակարդակի վիճակում բարձրացման ընթացքում, որը
կախվում է ունեցել ուշ պլեյստոցենում* սառցավահանի հալման հետևանքով:
Սակայն կավերի զգալի մասն ավելի հին է և իր երկրաբանական պատմության
վաղեմից բնակվում են ծովի մակարդակից բարձր, որոնք համապատասխանում են
զանազան ժամանակների ճնշմանը, որոնք համապատասխանում են
սառցադաշտների կշռին, որոնք հետագայում հեռացվել են էրոզիայի հետևանքով:
Այդ կավերը գտնվում են գերկոնսոլիդացված վիճակում՝ ներկայացված նկ. 2
էֆեկտով:

Ճնշման նվազմանը զուգընթաց ավելացել է խոնավությունը, սակայն խո-
նավության այդ աճը զգալիորեն պակաս է կոնսոլիդացիայի ընթացքում խոն-
ավության նվազումից: Այդ պատճառով շնայած Ը կետում կափը գտնվում է նույն
էֆեկտիվ ճնշման տակ, ինչ և կափը Ե կետում, գերկոնսոլիդացված կավի խո-
նավությունն ավելի բիչ է, մասնիկները ավելի խիտ են դասավորված և դար-
ձնում են լավ, որ սահմանի դիմադրությունն ավելի է, բան նորմալ-կոնսոլիդացված
կավերի մոտ:

Գերկոնսոլիդացված կավերի օրինակ են լեյայի, գուտի և լոնգոնյան կա-
վերը: Դրանք, ինչպես նաև այդ կարգի շատ այլ կավեր, ճեղքավորված են
(fissured) և ունեն անջատման ճեղքեր (jointed): Դրանք երբեմն պարունակում
են նաև սահեցման հայելիներ, հավանաբար որպես տեկտոնիկ շարժումների
արդյունք էրոզիոն ցիկլի ժամանակ ոչ-հավասարաչափ լայնացման արդյունք:

Դարբարային կավերը նույնպես գերկոնսոլիդացված են՝ ավելի շուտ սա-
ռույցի, բան նստվածքների կշռի ծանրության տակ, բայց հաճախ դրանք քիչ են
խախտված ձևեր չտրված լինելու պատճառով և հանդիսանում են ճեղքավոր-
ված նյութ, առանց սահեցման հայելու: Շատ նորմալ-կոնսոլիդացված կա-
վեր ևս գերծ են այս թերություններից, շնայած նման կավերում երբեմն դիտ-
վում են ճեղքեր:

Այս դասախոսության մեջ ես կանդրադառնամ զլխավորապես գերկոնսո-
լիդացված կավերին, բանի որ դրանց հետ կապված են ավելի խոշոր պրոբլեմ-
ներ և ավելի տարածված են, բան նորմալ-կոնսոլիդացված կավերը**:

Դիտենք գերկոնսոլիդացված կավերի սահմանի դիմադրության բնութագրերը
(նկ. 3): Այս գծագրի վրա ցույց են տրված տիպիկ արդյունքներ, որոնք

* Չորրորդային սիստեմի վերին բաժին (ծան. խմբագրի):

** Բարձր զգայնության գերկոնսոլիդացված կավերը, ինչպես օրինակ, կզի կավերն Արևելյան
Կանադայում, իրենցից ներկայացնում են հատուկ խումբ, որանց հատկությունները կարող են
նկատելիորեն տարբերվել տիպիկ գերկոնսոլիդացված կավերի հատկություններից, որոնք այստեղ
քննարկվում են:

ստացված են դանդաղ ցամաքուրդային փորձարկումների ընթացքում սահմանափակված մեջ*, որտեղ կավը ենթարկվել է մի բանի սանտիմետրի հասնող տեղաշարժերի:

Կավի դեֆորմացիաները զուգընթաց առաջանում է աճող դիմադրություն: Սակայն էֆեկտիվ ճնշման տվյալ նշանակության դեպքում կա դիմադրության որոշակի սահման, որը կարող է ցուցաբերել կավը. դա S_f «պիկային դիմադրություն» է: Սովորական պրակտիկայում փորձը դադարեցվում է, երբ պիկային դիմադրությունը պարզորեն հաստատված է և S_f -ի մեծությունը պարզապես նշանակվում է որպես կավի «սահմանի դիմադրություն» (տվյալ էֆեկտիվ ճնշման դեպքում), առանց հետագա սահմանափակումների, բացի, հասկանալի է, այն ցուցմունքի, երբ փորձն անցկացվել է ցամաքուրդման պայմաններում, այսինքն առանց ծակոտկենային ճնշման զարգացման:

Բայց եթե փորձարկումը շարունակվում է, ապա մենք գտնում ենք, որ տեղափոխման մեծացմանը զուգընթաց կավերի դիմադրությունը կամ ամրությունը նվազում է: Սակայն այդ պրոցեսը, որը կարելի է անվանել «դեֆորմացիայի ընթացքում թուլացում», չի հանդիսանում անսահման, քանի որ տվյալ սահմանում ձեռք է բերվում հայտնի S_c «մնացորդային դիմադրություն», որը պահպանվում է նույնիսկ կավը մեծ տեղափոխումների ենթարկվելիս**: Մինչև այժմ ուսումնասիրված շատ քիչ կավերի մեջ այդ տեսակետից դիմադրությունն ընկնում է մինչև մնացորդային նշանակությանը այն բանից հետո, երբ պիկային դիմադրությունից հետո կավը տեղաշարժվում է 2—5 սմ-ով: Սակայն կան դաշտային տվյալներ, ըստ որի դիմադրությունը չի դառնում ավելի նվազ, քան այդ լաբորատոր նշանակությունը (կամ շատ քիչ նվազ) նույնիսկ մի բանի մետր տեղաշարժի դեպքում:

Այժմ կարելի է սահման սարքում նույն կավի վրա անցկացնել երկրորդ փորձը, բայց այլ էֆեկտիվ ճնշման տակ: Արդյունքները կլինեն նույն կարգի, ինչպես վերը նկարագրածները: Եթե ենթադրենք, որ կատարված է երեք նման փորձ, ապա պիկային և մնացորդային դիմադրությունները, որոնք զրաֆիկում ներկայացված են որպես էֆեկտիվ ճնշման ֆունկցիա, ցույց կտան տարբերություն, որը մոտավորապես համապատասխանում է Կուլոն—Տերցագիի օրենքին: Դրա համար պիկային դիմադրությունը կարելի է արտահայտել հետևյալ հավասարումով

$$S_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi',$$

* Ավելի ճիշտ «արկղային գործիքում սահման համար»: «Սահմանի գործիք» տերմինն ավելի լայն տարածում է գտել ուսական գրականության մեջ (Ման. խմբագրի):

** Զխախտված կավերի (Վեգեր—էլբայի ջրանցքից) մնացորդային դիմադրության առաջին որոշումը հրատարակվել է 1937-ին դ-ր Բ. Թիեմանի կողմից (Tiedemann, 1937): Նա սահման որոշման համար կատարել է ցամաքուրդային փորձարկումներ օգակային գործիքի վրա: Նման փորձարկումներ կատարվել են նաև դ-ր Մ. Յու. Հվորսլեյի կողմից երկու տեսակի կավերի վրա (Վենսկան տեղի և փորը Բելտայից կավ), որոնք կոնսոլիդացված են շիլայանման վիճակից (Hvorslev, 1937): Պրոֆ. Ռ. Հեֆելիի առաջինը կիրառել է «մնացորդային» տերմինը 1938 թվին գերմաներեն և 1950 թվին անգլերեն լեզուներում (Haefeli, 1938, 1950): Նրա ծառայությունը կայանում է նրանում, որ նա հաստատապես նշում էր մնացորդային դիմադրության պրակտիկ նշանակությունը դեռևս այն ժամանակ, երբ հազիվ թե որևէ մեկին հետաքրքրում էր կավերի սահմանային տեսակետից: Զ. Մակ Նեյլ Թարնբուլը հայտնել է այն փորձարկումների մասին, որոնցով մոտավորապես որոշվում է որոշ խտացված կավերի մնացորդային դիմադրությունը (Turnbull, 1952):

իսկ մնացորդային դիմադրությունը

$$S_r = C_r - \sigma' \lg r'$$

Փորձարկումներից ստացված արդյունքները համարյա անփոփոխ ցույց են տալիս, որ C_r շատ փոքր մեծություն է, հավանաբար զրոյից շատ շնչին տարբերվող: Այդ պատճառով ես ենթադրում եմ, որ դասախոսության հետագա մասում մենք կարող ենք մնացորդային դիմադրությունը գրել այսպես.

$$S_r = \sigma' \lg z_r$$

Այլ խոսքով, պիկային դիմադրությունից զեպի մնացորդայինը շարժվելիս, C_r կցման հատվածը լրիվ վերանում է: Նույն պրոցեսի ընթացքում նվազում է նաև սահբի դիմադրության անկյունը՝ որոշ կավերի մեջ 1° կամ 2° , իսկ մյուսների մեջ՝ նույնիսկ մինչև 10° :

Հիշատակության արժանի է, որ սահբի պրոցեսում գերկոնսոլիդացված կավերը ձգտում են ընդարձակվել, մասնավանդ պիկն անցնելուց հետո, որի հետևանքով հաճախ պիկային դիմադրության որոշ մասի անկումը պայմանավորված է խոնավության աճով: Դրա հետ իր նշանակությամբ համեմատելի է միայն նուրբ ժապավենների կամ մարզերի զարգացումը, որոնց մեջ թեփուկային կավային մասնիկները կողմնորոշվում են սահբի ուղղությամբ*: Նման մասնիկների զանգվածի սահբի դիմադրությունն անկանոն կողմնորոշման զեպրում պետք է լինի ավելի, քան մասնիկների զուգահեռ դասավորման զեպրում:

Եվ քանի որ հնարավոր է, որ կողմնորոշման մարզերի առաջացումն սկսվում է համեմատաբար փոքր զեֆորմացիաների ժամանակ (Гольдштейн и др., 1961**), կան կարևոր ապացույցներ համարյա լրիվ կողմնորոշված կավային մասնիկների անընդհատ ժապավենների առկայության, կավեր, որոնք ենթարկված են մեծ զեֆորմացիաների. այդ ապացույցներն ստացվել են ինչպես լաբորատորիայում (Astbury, 1960), այնպես էլ դաշտում (ինչպես այդ կնկարագրվի ստորև):

Անկախ պիկն անցնելուց հետո դիմադրության անկման ֆիզիկական բացատրությանը, դիմադրության այդ նվազման դոյությունը (մասնավանդ գերկոնսոլիդացված կավերում) կարելի է համարել որպես լրիվ հաստատված վաստ: Ուստի, եթե որևէ պատճառով կավը ստիպված է անցնելու պիկը նրա զանգվածի որևէ որոշակի կետում, ապա դիմադրությունն այդ կետում նվազում է: Դրա հետևանքով կավի որևէ այլ կետում զործադրվում են լրացուցիչ լարումներ, որոնք հանգեցնում են այն բանին, որ պիկն անցնում է նաև այդ կետում: Այդ ճանապարհով սկսվում է առաջընթաց քայքայման զարգացումը և պրոցեսի վերջում սահեցման մակերեսի ողջ երկարությամբ դիմադրությունն ընկնում է մինչև մնացորդային արժեք: Պարզ է, որ մասնավոր զեպրում սահումը կարող է կատարվել ավելի վաղ, քան մինչև ողջ խորությամբ կհաստատվի մնացորդային դիմադրությունը, սակայն հենց որ սկսվում է առաջընթաց քայքայումը,

* Թեփուկային կավային մասնիկների կողմնորոշումը սահբի ժամանակ հաստատված է պրոֆ. Գ. Ի. Տեր-Ստեփանյանի կողմից երեսնական թվականների կեսերին. այդ թեմայով զեկուցումը ներկայացված էր Գրունաների մեխանիկայի և հիմքաշինարարության 1-ին միջազգային կոնգրեսին, որը կայացել է 1936-ին Փեմբրիջում, Մասաչուսեթսի նահանգում (ԱՄՆ) (Սան. խմբագրի):

** Դրականությունը տե՛ս էջ 132:

կավի միջին դիմադրությունն անշեղորեն նվազում է սահմանային մնացորդային դիմադրության ուղղությամբ:

Այժմ լավ հայտնի է, որ կարծր նյութերի դիմադրությունը խիստ նվազում է միկրոսկոպիկ ճեղքերի, անցքերի և այլ պակասությունների առկայության դեպքում: Պարզ արտահայտվելով, նրանց գործունեությունը կայանում է լարումների կենտրոնացման մեջ. նրանք հանդիսանում են պատճառն այն բանի, որ քայքայումը տեղի է ունենում միջին լարումների դեպքում, ավելի նվազ՝ քան նյութի իդեալական դիմադրությունը*: Եվ կարծես թե հիմք չկա ենթադրելու, որ միկրոսկոպիկ ճեղքերը, անջատման ճեղքերը և սահեցման հայելիները, որոնք առկա են շատ կավերի մեջ, նույնպես չեն առաջացնում կոպիտ համանման ձևով լարումների կենտրոնացում, անկախ այն փաստից, որ նրանք գործում են որպես թուլացման հրապարակներ, բանի որ նվազ հնարավոր է, որ դիմադրությունը ճեղքերում և անջատման ճեղքերում կարող է նկատելիորեն գերադանցել մնացորդայինի արժեքը:

Այստեղից տրամաբանական է սպասել, որ ճեղքավորված և կամ անջատման ճեղքերով կավն ընդունակ չէ զարգացնելու իր պիկային դիմադրությունը սահեցման մակերեսի ողջ երկարությամբ: Ծեղքերը և անջատման ճեղքերը ոչ միայն նվազեցնում են կավային զանգվածի միջին դիմադրությունը, այլև նրանք կարող են տեղական գերլարումների հետեանքով նպաստել պիկի վերացմանը. դրանից հետո տեղի է ունենում դիմադրության զարգացող անկում:

Ծեղքերը և անընդհատության մյուս ֆիզիկական խախտումները կավերի մեջ չեն հանդիսանում սողանքների առաջացման միակ պատճառը, սողանքներ, որոնք տեղի են ունենում պայմանական պիկային դիմադրությունից բավականին ցածր դիմադրությունների դեպքում: Լաբորատոր փորձերով, որոնք տևում են մաքսիմում մի քանի շաբաթ, որոշված պիկային դիմադրությունը կարող է զգալիորեն բարձր լինել որոշ կավերի մեջ դիտվող այն դիմադրությունից, երբ լարումը գործում է տարիներ, տասնամյակներ կամ դարեր: Այլ կերպ ասած, պետք է հաշվի առնել սահքի ժամանակ սողքի ազդեցությունը: Սակայն մինչև այժմ կա շատ շնչին տեղեկություն պիկային դիմադրության մեծության վրա այդ ազդեցության գնահատման համար:

Խոնավության և ջերմաստիճանի սեղոնային տատանումները ևս կարող են նվազեցնել կավերի դիմադրությունը, բայց նրանց ազդեցությունը սահմանափակվում է ոչ մեծ խորություններով: Հետևաբար, թեև նրանք հնարավոր մեծ նշանակություն ունեն գետնորֆոլոգիական պրոցեսներում, քիչ հավանական է, որ սույն դասախոսությունում քննարկվող համեմատաբար խոր տեղադրված փուլզումների (սահքի դեպքում) համար սեղոնային փոփոխություններն ունենան կարևորություն, բացառությամբ այն փաստի, թե սահումը կհամընկնի՝ ժամանակի այն հատվածներին, երբ գրունտային ջրերի մակարդակը չափազանց բարձր է: Այդ ժամանակաշրջանում ծակոտկենային ճնշումն ևս չափազանց բարձր է և համապատասխանաբար էֆեկտիվ լարումը (իսկ այստեղից էլ դիմադրությունը) ցածր է: Այնուամենայնիվ մենք գործ ունենք կավի սահքի դիմադրության պարամետրերի հետ, բայց ոչ այնպիսի երևույթների ազդե-

* Ֆիզիկական պրոցեսների հիանալի ակնարկ, որը ընդգրկում է պինդ մարմինների քայքայումը, կարելի է գտնել պրոֆ. Ս. Հ. Քոտրելի 1963 թվին կարգացած Բակորինյան դասախոսության մեջ (Cottrell, 1963):

ցույցան հետ, ինչպիսիք են ծակոտկենային ճնշումը, երկրաշարժերը, կողային ճնշման վերացումը և այլն:

Նման բնդհանրացումներից հետո ծանոթանանք որոշ իրական փորձարկումների հետ: Նկ. 4-ում պատկերված են այն փորձարկման արդյունքները, որոնք անցկացվել են Ուոլտոնս Վուդի (Ստաֆորդշիրում) սահնգման ենթարկված կավերի նմուշների վրա Սոյլ Մեքանիքս Լիմիտիդի (Soil Mechanics Ltd) և Իմպերիալ Կոլեջի (Imperial College) լաբորատորիաներում: Կավն առաջացնում է հողմաշարված քարածխային արդիլիտների զոտի 10 մ հզորությամբ և ծածկում է հովտի լանջերը, որոնք էրոզիայի են ենթարկվել այդ շրջանում՝ վերջին ցամաքային սառնեցման նահանջի ժամանակ:

Գրաֆիկի վրա ցույց է տրված կավի շխախտված նմուշի համար լարում-տեղաշարժում տիպիկ կորագիծը: Այդ փորձի բնթացքում պահվում է հաստատուն էֆեկտիվ ճնշում՝ $1,56$ կգ/սմ²: Պիկային ճնշումը $0,76$ կգ/սմ² է, իսկ մնացորդային դիմադրությունը՝ $0,36$ կգ/սմ²: Դիմադրությունները պատկերված են վերին գծագրում՝ համապատասխանաբար շրջանակով և խաշիկով: Նման փորձարկումներ այլ նմուշների վրա, տարբեր էֆեկտիվ ճնշումների տակ, ցույց են տալիս, որ պիկային դիմադրությունը կարելի է արտահայտել $c' = 0,16$ կգ/սմ² և $\varphi' = 21^\circ$ պարամետրերով, մինչդեռ մնացորդային դիմադրությունն ընկնում է մինչև կոորդինատների սկզբնակետով ($c_c = 0$) անցնող դիծը, որն ունի $\varphi_c = 13^\circ$ թերթվյուն:

Այս փորձերն անց են կացվել Կաղաղրանդեի կտրման գործիքների մեջ հատակագծում քառակուսի կտրվածքով նմուշների վրա, որոնք ունենին $6,0$ սմ կողմ և $2,5$ սմ հաստություն: Առաջին անցման ավարտից հետո (մոտ 8 մմ տեղաշարժով) կտրման գործիքի տուփը ետ էր պտտվում և կավը նորից ենթարկվում էր կտրման: Այդ պրոցեսը կրկնվում էր այնքան, մինչև որ կավի դիմադրությունը նվազելով դառնում էր հաստատուն: Երկու ուղղությամբ էլ շարժումները զանգաղ էին, այնպես որ հավանաբար կավի մեջ չէր զարգանում ավելցուկային ծակոտկենային ճնշում: Փորձը տևում է 6 օր*:

Պետք է ենթադրել, որ այդ տեխնիկան կատարյալ չէ: Ամեն հետադարձի ժամանակ դիտվում է ոչ մեծ պիկ, որը ցույց է տրված կետագծերով նկ. 4-ում և կան որոշ կասկածներ, որ սահնգման մակերևսի վրա կարող է առաջանալ ջրիկացում: Իդեալական դեպքում տեղաշարժը պետք է կատարվի անընդհատ մեկ ուղղությամբ և այդ իդեալին որպես մոտեցում դուրս. Այան Բիշոպը նախագծում է սահնգային տուփ $17,8$ սմ երկարությամբ: Մենք ես հուսով ենք կառուցելու սահնգի խոշոր օղակային գործիք: Մինչդեռ կարծես հետադարձ տեխնիկան տալիս է կավի շխախտված նմուշների մնացորդային դիմադրության որոշման հասարակ և ընդունելի մեթոդ, օգտագործելով յուրաքանչյուր լաբորատորիայում եղած սարքավորումը**:

* Պրոֆ. Գ. Բորովիչկան նկարագրել է հետադարձ սահնգի փորձարկման այլ տիպ, որտեղ ուղղահայաց լարումը փոխվում է այնպես, որ ողջ սահնգի ընթացքում նմուշի ծավալը պահպանվի հաստատուն (Borowicka, 1963):

** Հնարավոր է, որ մնացորդային դիմադրությունը նաև կարելի է որոշել կավի մեջ նուրբ լարային սղոցի միջոցով հարթություն բացելով և եռաանցք գործիքում այնպես, որպեսզի այդ հարթությունը հորիզոնի նկատմամբ թեքված լինի $(45 + \varphi'/2)$ անկյան տակ: Դեֆորմացիայի շատ փոքր արագությունների դեպքում անցկացրած նախնական փորձարկումները ցույց են տալիս, որ այդ տեխնիկան խստատևալից է և արժանի է մեծ ուշադրության:

Ուոլտոնս Վուդում ստացվել էին նույնպես մի քանի նմուշներ, որոնք իրենց մեջ պարունակում էին իրական սահեցման հարթություն: Այդ նմուշներից եռուսնցք փորձարկումների համար պատրաստվել էին նմուշներ այնպես, որպեսզի սահեցման հարթությունները հորիզոնի նկատմամբ թեքված լինեին 50° -ի տակ, իսկ նմուշները ենթարկվեին դանդաղ ցամաքորդային փորձարկումների: Ինչպես և սպասվում էր, խախտումը կատարվել էր նախօրոք գոյություն ունեցող սահեցման մակերեսներով: Արդյունքները պատկերված են նկ. 4-ում սև շրջանակներով*:

Կարելի է տեսնել, որ սահեցման հարթությունում դարգացող դիմադրությունը շատ մոտ է այն մնացորդային դիմադրությանը, որն ստացվում է այն դեպքում, երբ սկզբնապես չխախտված, չկտրված կավի նմուշը ենթարկվում է մեծ տեղաշարժերի:

Ավելին, այն ժամանակ, երբ այս վերջին նմուշների դիմադրությունն րնկնում է մինչև մնացորդային արժեքը, դարգանում են բացառապես լավ արտահայտված սահեցման հայելիներ (նկ. 5, ներդիր):

Կիրառելով ձյութերով և մոմերով ներծծման տեխնիկան, Իրլին և Ու. Ֆ. Հենիգերուն (Սոլլ Մեքանիքս Լիմիտիդից) հաջողվել է պատրաստել Ուոլտոնս Վուդի կավերի մի քանի նուրբ կտրվածքներ, որոնք ցույց տվեցին սահեցման հարթության բնական տեսքը: Իրականում երևում էր, որ նա կաղմված է անընդհատ ժապավեններից, որոնցում կավային մասնիկներն այնքան լավ էին կողմնորոշված սահքի ուղղությամբ, որ նրանք առաջացնում էին տեղամասեր, որոնք զբաղեցրած են կտրուկ մարում՝ խաչված նիկոլներով դիտելիս: Սահեցման զլխավոր «հարթությունն» ընդգրկող տեղամասն ուներ 20 ք. կարգի հաստություն: Նրա հետ էին կապված սահքի մի քանի երկրորդական տեղամասեր, որոնք տեղավորված էին կավի հիմնական դանդաղածի ներսում, ունեին մեղմ, սահեցման մակերեսին ոչ միշտ զուգահեռ կողմնորոշում և մոտ 2.5 ան հաստություն: Դա իրենից ներկայացնում էր փափկացած զոտի, որը հաճախ դիտվում էր անմիջապես սահեցման հարթության մոտ: Այս զոտու երկու եզրերում կավը հաղիվ թե զբաղեցրած էր որևէ կողմնորոշում:

Ուժեղ կողմնորոշված մասնիկների տեղամասեր դիտվում էին նաև այն դեպքում, երբ լրիվ փափուկ տրորված կավը ենթարկվում էր մեծ դեֆորմացիայի (Astbury, 1960): Ավելին, Իմպերիալ կոլեջում Դերեկ Պետլիի փորձերը ցույց տվեցին, որ Ուոլտոնս Վուդի կավի, նորմալ-կոնսոլիդացված շիլացումից և պատրաստված հոսունության սահմանի դեպքում, դիմադրության մնացորդային անկյունը համեմատելի է $\varphi_r = 13^\circ$ արժեքի հետ, որը որոշված է բարձր

* եթե խախտման ժամանակ եռուսնցք նմուշներում գործող ուղղահայաց և հորիզոնական ճարմները σ_1 և σ_3 են և եթե α հորիզոնականի նկատմամբ սահեցման հարթության թեքությունն է, ապա

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos(2\alpha - 90^\circ); \quad \sigma' = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin(2\alpha - 90^\circ);$$

Նկ. 4-ում պատկերված տասը հոծ սև շրջանակներից չորսը ներկայացնում են սահքի տուփում այնպես տեղադրված նմուշների փորձարկման արդյունք, երբ սահեցման հարթությունները համընկնում էին տուփի վերին և ստորին մասերի բաժանման հարթության հետ:

գեֆորմացիաների ղեկավարում սահեցման բնական հարթությունով՝ գերկոնսոլիդացված կավերի փորձարկման ժամանակ*:

Այդ պատճառով հնարավոր է ենթադրել, գուցե պարզեցման որոշ աստիճանով, որ ցանկացած էֆեկտիվ ճնշման ղեկավարում մնացորդային դիմադրությունը նույնն է նորմալ-կոնսոլիդացված և գերկոնսոլիդացված կավերի համար, ինչպես պատկերված է** նկ. 6-ում: Եթե այդ գաղափարը ճիշտ է, ապա σ'_r անկյունը պետք է լինի հաստատուն յուրաքանչյուր ալվալ կավի համար, անկախ նրա կոնսոլիդացիայի պատմությունից և կախված է միայն նրա մասնիկների բնույթից:

Այս տեսակետը որոշ չափով հաստատում են նկ. 7-ում բերված ալվալները: Գրաֆիկի վրա որոշ նորմալ-կոնսոլիդացված և գերկոնսոլիդացված կավերի համար սահքի մնացորդային դիմադրության անկյունների մեծությունները ցույց են տրված կավային ֆրակցիայի արժեքի դիմաց (2μ -ից փոքր մասնիկների կշռային տոկոսը): Կավի երկու վիճակների միջև գտնված չէ որևէ որոշակի տարբերություն, մինչդեռ բոլոր կետերը ցույց են տալիս σ'_r նվազման պարզորոշ հակում՝ կավային մասնիկների պարունակության աճին զուգընթաց: Իսկապես, այս արդյունքները ցույց են տալիս, որ եթե զրույնը ամբողջությամբ կազմված լիներ կավային մասնիկներից, ապա սահքի մնացորդային դիմադրության անկյունը և շփման σ'_p անկյունը կլինեին համեմատելի: Շփման անկյունը որոշել են Հորը և Դեերը տարբեր շերտավոր-ցանցային միներալների, այդ թվում բիոտիտի, տալիի և քլորիդի համար (Horn and Deere, 1962)՝ որոնց ֆիզիկական հատկություններն, ըստ երևույթին, շատ չէին տարբերվում այնպիսի կավային միներալներից, ինչպիսիք են իլմենիտը և կաոլինիտը***:

Ընդհակառակը, կվարցի հատիկներն ալվալի կամ փոշու մեջ, որոնք կուպիտ գնդաձև են, չեն կարող կողմնորոշվել: Ուստի ալվալների և փոշու համար մնացորդային σ'_r անկյունը մնում է հավասար այն նշանակությանը, որը մոտավորապես արտահայտվում է անկանոն կողմնորոշվածությունները մասնիկների հատուկ հարաբերակցությամբ, մասնիկներ, որոնք կտրված են հաստատուն ծավալի ղեկավարում:

$$\lg \sigma'_r = \frac{\pi}{2} \lg \sigma'_p$$

Պարզ է, որ ընդհանուր ղեկավարում, երբ զրույնը կազմված է կավի և փոշու (և ալվալի) մասնիկներից, փոշին կձգտի մեծացնել σ'_r -ն σ'_p -ի համեմատ

* Նման արդյունքներ հիշատակվում են Թիդեմանի կողմից: Ըստ նրա՝ Վեզեր-Էլբայի շիւղուից նորմալ-կոնսոլիդացված կավի մնացորդային դիմադրությունը որոշ չափով տարբերվում է շիւղուից (գերկոնսոլիդացված) նմուշների մնացորդային դիմադրությունից (Tiedemann, 1937):

** Այսպիսով, թեև կարելի է և ասել, որ մեծ գեֆորմացիաների ղեկավարում գերկոնսոլիդացված կավի իրականում իրեն պահում է որպես նորմալ-կոնսոլիդացված նյութ կցման զերոական հատվածով, սակայն այդ հաստատումն ընդհանրապես հանդիսանում է ճիշտ, եթե միայն մենք համեմատում ենք նորմալ-կոնսոլիդացված կավի հետ, որը բերված էր մնացորդային վիճակ:

*** Այս նույն փորձերն անցկացվել են զոկտ. Հ. Մ. Հորնի և պրոֆ. Գ. Ու. Դեերի կողմից շերտավոր-ցանցային միներալների երկու նմուշների կլիվաժի հարթությունում դարգացող շփման չափման միջոցով: Այդ պատճառով նման փորձերում ստացված շփման անկյունը հանդիսանում է նաև կողմնորոշված մասնիկների հարակցության սահքի դիմադրության անկյուն: σ'_p արժեքները ցույց են տրված նկ. 7-ում միներալների համար չըսկայուն վիճակում:

կավային մասնիկների համար, խանգարելով որոշ չափով կավային մասնիկների լրիվ կողմնորոշմանը: Համենայն դեպս փոշու զգալի պարունակությունը նպաստում է կողմնորոշմանն այն պատճառով, որ փոշին ունի համեմատաբար բարձր սահքի դիմադրության անկյուն:

ՄԱՏՈՐԴԱՅԻՆ ԳՈՐԾՈՆ

Բախվելով այն պրոբլեմին, թե անհրաժեշտ է արդյոք գերկոնսոլիդացված կավերում լանջերի կայունությունը որոշելիս հաշվի առնել պիկային կամ մնացորդային դիմադրությունը, նախագծողը կանգնում է ավելի կարևոր հարցի առաջ, որի հետ նա պետք է գործ ունենա: Այս դրությունը պատկերավորելու համար ես նկ. 8-ի վրա հավաքեցի լրիվ տիպիկ գերկոնսոլիդացված կավերի չորս փորձարկման արդյունքները, որոնց ինդեքսացիոն հատկությունները ի մի են բերված N° 1 աղյուսակում:

Աղյուսակ 1

Կավերի ինդեքսացիոն հատկությունները՝ պատկերված են.

8-ի վրա (միջին նշանակություններ)

Կավերի անվանումը	W _L	W _P	Կավային Ֆրակցիա
Սելսետ (Selset)	26	13	17
Ջարի (Jari)	70	27	47
Լոնդոնյան կավ (London Clay)	82	29	55
Ուոլտոնս Վուդ (Walton's Wood)	53	28	69

Սելսետի զլաբարային կավը խտացված է եղել սառույցի շափավոր հաստության տակ, բայց այն ավազաշատ է և կավային ֆրակցիան կազմում է միայն 17%: Համապատասխանաբար պիկային դիմադրության համար կցման հատվածը մեծ չէ և այստեղ պիկային և մնացորդային սահքի դիմադրությունների միջև եղած անկյունների անկումը կազմում է միայն 2°: Բայց նույնիսկ այստեղ, լանջերի կայունությունը վերլուծելիս, այս կավերում, ինչպես դա ներկա ստորե, ապահովության գործակիցների տարբերությունը, հաշված ըստ պիկային և մնացորդային դիմադրությունների, կազմում է ավելի քան 30%:

Հիմալայի նախալեռների Ջարիի կավը պատկանում է վերին-սիվալիկյան շերտին* և խտացված է եղել ամենաբարձր 600 մ հզորություն ունեցող նստվածքների կշռի տակ: Այս կավը փորձարկվել է պատվար նախագծելու կապակցությամբ, որը կազմում էր Արևմտյան Պակիստանում Մանդլա խոշոր նախագծի մի մասը: Նմուշներում չեն հայտնաբերվել հողմահարության նկատելի նշաններ, և, ինչպես կոեսնենը, պիկային կցման հատվածը բարձր է: Իրոք, կավը բավականին ամուր է շխախտված միճակում: Չնայած դրան, մնացորդային դիմադրությունը ցույց չի տալիս կցման հատված, և սահքի դիմադրության ան-

* Սիվալիկյան սիտեմն՝ ավազաբարերի, կոնգլոմերատների, զրավկիտների և նեոգենի կավային թերթաբարերի շերտախումբ է, որը լցնում է Հիմալայների առաջատար կորությունը, ավելի քան 2000 մ հզորությամբ (Ման. խմբագրի):

կյունը հասնաւ 18°: Էֆեկտիվ ճնշման 0,49 կգ/սմ² արժեքի ղեկարգում պիկային դիմադրութիւնը 3,6 անգամ բարձր է, քան մնացորդայինը, որի պատճառով հարցի լուծման փաստացի նշանակութիւնը՝ թե որ դիմադրութիւնը պետք է հաշիւի առնել, հաշվարկում, կարիք չունի հետագա բնորոշման:

Էոցենային հասակի լոնդոնյան կալը խտացված է եղել նստվածքների կշռի տակ, որոնք հետագայում հեռացվել են էրոզիայի պատճառով և որոնց հաստութիւնը հասնում է 150 մ էսսենսի արեւելյան մասում և 300 մ՝ լոնդոնից ղեպի արեւմուտք գտնվող շրջաններում: Փորձարկման արդյունքները, որոնք պատկերված են նկ. 8-ում, վերաբերում են հողմահարված կավերի գոտուն, որոնք տիպիկ տարածում ունեն մինչև 12 մ և ավելի խորութիւնները: Ստորե կտրվին մի քանի սողանքների նկարագրութիւնն ալդ գոտում. այս սողանքների համար պաշարի գործակիցը, հաշված պիկային դիմադրութիւն հիման վրա, ստացվեց մոտավորապես 2,7 անգամ ավելի, քան մնացորդային դիմադրութիւնը որոշվելու ղեկարգում:

Վերջապես նկ. 8-ում բերվում է Ուլտոնս Վուդ կալի տվյալները: Այստեղ անհրաժեշտ է նշել, որ պիկային պաշարի գործակիցը, հաշված ալդ սողանքի իրական սահեցման մակերևութի համար, ստացվում է մոտավորապես 3 անգամ բարձր, քան այն արդյունքը, որը ստացվում է մնացորդային դիմադրութիւնը կիրառելիս:

Այս պատճառով, այն հարցը, թե անհրաժեշտ է արդոք հաշիւի առնել պիկային կամ մնացորդային դիմադրութիւնները հաշվարկներում, պետք է հանվի, որպես զուտ ակադեմիական նշանակութիւն ունեցող հարց: Դասախոսութիւն մնացած մասում հնարավորին չափ ևս կդրադվեմ այն սողանքների զնննութիւնը, որոնք մատչելի են ևս ալծմ և որոնք կարող են օգնել որևէ շափով լուսաբանելու այս պրոբլեմը:

Իմ կողմից առաջին հերթին կտրվեն սողանքների նկարագրութիւնները և այնուհետև կնկարագրվեն սողանքի կայունութիւն վերլուծութիւն արդյունքները: Արդյունքները պետք է արտահայտվեն միջին էֆեկտիվ լարումների $\bar{\sigma}$ և միջին շոշափող լարումների $\bar{\tau}$ միջոցով, որոնք լողդում են սահեցման մակերեսի վրա: Այս երկու արժեքները 9-րդ նկարի վրա տալիս են մի կես, որը ցույց է տրված հոծ սև շրջանակով և ալդ կետը մնում է հաստատուն («երկարատև» պայմաններին հասնելուց հետո), եթե նկատի չունենանք ծակոկենային ճնշման սեղոնային ոչ մեծ տատանումները: Փաստորեն $\bar{\sigma}$ ՝ գոյութիւն ունեցող արժեքը հաշված է՝ նկատի առնելով ծակոկենային ճնշման լրիվ զնահատումը:

Երկրորդ հերթին ևս կբերեմ պիկային մնացորդային դիմադրութիւնների լարորատոր որոշման արդյունքները: Պիկային և մնացորդային դիմադրութիւնները կարելի է անմիջականորեն հաշվել վկայակոչելով նկ. 9-ը, որոնք համապատասխանում են $\bar{\sigma}$ ՝ միջին էֆեկտիվ ճնշմանը:

Այժմ, քանի որ ալդ յուրաքանչյուր ղեկարգում տնդի է ունեցել սողը, պաշարի գործակիցը պետք է հավասար լինի 1,0, և S կալի իրական միջին սահքի դիմադրութիւնը սահեցման ժամանակ պետք է հավասար լինել միջին շոշափող լարմանը: Այսպիսով, համեմատելով S-ի արժեքը $\frac{S}{\sigma}$ -ի և S_c -ի հետ, մենք անմիջապես կնկատենք՝ արդոք պիկային է եղել սահեցմանը մասնակցած կալի դիմադրութիւնը, մնացորդային, թե մի այլ միջանկյալ նշանակութիւն:

իսկապես, եթե առաջընթաց քայքայման ըմբռնումը ճիշտ է ճեղքավորված կապերի համար, ապա մենք կարող ենք սպասել, որ այդ կապերի միջին դիմադրությունը ժամանակի ընթացքում կփոքրանա: Սողանքը առաջանում է այն ժամանակ, երբ միջին դիմադրությունը հասնում է միջին շոշափող լարման արժեքին, որը, ինչպես վերը նշվեց, ազդում է անընդհատ կերպով այն ժամանակից, երբ առաջացել է լանջը:

Որպեսզի այս մեծություն համար ունենանք հարմար քանակական արտահայտություն, մինչև որը նվազել է միջին դիմադրությունը, ես կմտցնեմ «մնացորդային գործոն» հասկացողությունը, որը որոշվում է հետևյալ արտահայտությամբ.

$$R = \frac{s_i - \bar{s}}{s_i - s_r}$$

կամ

$$\bar{s} = R \cdot s_r + (1 - R) \cdot s_i$$

Այսպիսով, ֆիզիկական իմաստով R -ը ներկայացնում է կավի մեջ սահնցման մակերեսի այն մասը, որի երկայնքով դիմադրությունը նվազել է մինչև մնացորդային նշանակություն:

Պարզ է, որ եթե տեղի չի ունենում պիկային դիմադրության նվազում և մերողջ կավը ունի պիկային դիմադրություն, ապա $R = 0$: Ընդհակառակն, եթե միջին դիմադրությունը հասել է մինչև մնացորդային նշանակությանը, ապա $R = 1,0$: Նկ. 9-ում ցույց տրված կետի համար միջին դիմադրությունը նվազել է կեսից ավելի՝ երկու սահմանների միջակայքում և R -ը կազմում է մոտավորապես 0,6, այսինքն սահնցման մակերեսի մոտ 60% անցնում է կավերով, որոնց սահքի դիմադրությունը մնացորդային է:

Սողանքների նկարագրության ուսումնասիրության նպատակն է որոշելու R -ի մեծությունը և հնարավորին չափ կապ հաստատելու կավի տեսակի հետ:

ՍՈՂԱՆՔՆԵՐԻ ՆԱԲՐԱԳՐՈՒԹՅՈՒՆ

Ձեկֆիլդ*

1952-ին Ձեկֆիլդ գյուղում, Շրոդշիր, Սևերն գետի վրա, Այրոն-Քրիզզից հոսքի ուղղությամբ 2 կմ ներքև տեղի ունեցավ սողանք, որը քանդեց մի քանի տներ և տուաչացրեց երկաթգծի ու ավտոճանապարհի մեծ տեղաշարժ (նկ. 10): Այս տեղանքում Սևերն գետը հոսում է Ս-աձև հովտով: Նրա էրողիտն գործունեությունը մեծ չափով, եթե ոչ ամբողջությամբ ընթացել է զլխավոր ցամաքային սառցապատման սառցավահանի նահանջումից հետո: Էրողիտն մինչև հիմա շարունակվում է, և հովտի լանջերը ծածկված են տարբեր հասակի սողանքների մոզաիկայով:

Հնարավոր է, որ նախորդ սողանքները, համենայն դեպս, որոշ չափով կարող էին անցնել գոյություն ունեցող սահնցման մակերեսով, բայց լանջը բիշթե շատ կայուն է եղել երկար ժամանակ, մինչև 1950 թիվը, երբ առաջ եկավ անկայունության նախազգուշացնող նշանը՝ ջրատարի խզումը, որը սնում էր

* Ձեկֆիլդի սողանքի նկարագրությունը նախկինում տպագրված է եղել (Хенкел и Кремптон, 1958), բայց ես վերջերս քննադատարար վերանայեցի բոլոր նախնական տվյալները և եկա մի այլ եզրակացության՝ որոշ տեսակետից տարբեր, որոնք տրված էին 10 տարի առաջ:

գետի ափի կոտեճները: 1951-ի վերջին նկատվեցին հետագա շարժումները, իսկ 1952-ին վտանգավոր դարձավ ճանապարհը: Հաջորդ մեկ-երկու ամիսների բնթացքում սողանքն սկսեց սպառնալիորեն դարգանալ: Վեց տուն լրիվ քանդվեցին, գազատարը պետք է դարձվեր վերգետնյա, երկաթգծով շարժումը հնարավոր էր միայն շնորհիվ գծի ամենօրյա հսկողության, իսկ գետի երկայնքով անցնող երկրորդական ճանապարհը փակված էր երթևեկության համար: Այժմ լանջի ղեպի ներքև ամենամեծ շարժումը հասնում է 18 մ:

Դոկտոր Հենկելը և ես ուսումնասիրել ենք այս սողանքը 1952 թ. աշնանը: Շարժումները, որոնք ամառվա բնթացքում դարձել էին մշտական նորից վերսկսվել էին և մենք հնարավորություն ունեինք չորս հորատանցքերում դիտելու սահեցման մակերեսի ճիշտ խորությունը (նկ. 11):

Շերտերը, որոնք ներկայացված են կոշտ կավերով և արդիլիտներով և որոնք հաջորդվում են մերգելյան բրեկչիաներով և ածխի նվազ շերտերով, մեղմ անկում են հարավ-արևելյան ուղղությամբ, տարածվելով սողանքի լայնական կտրվածքին կուպիտ գուգահեռ*: Սակայն սողանքը լրիվ սահմանափակված էր ճեղքավորված, հողմահարված կավերի գոտով, որոնք տարածված էին 6—7,5 մ խորության վրա*: Սահեցման մակերեսն անցնում էր լանջին զուգահեռ (որը ուներ 10° թեքություն) 5,4 մ միջին խորության վրա: Սողանքային զանգվածի երկարությունը, որը չափված է լանջի երկայնքով, լանջով հասնում էր 165 մ: 1952—53 թթ. ձմռանը հրոմտային ջրերի հորիզոնը մի քանի կետերում հասավ հողի մակերևույթին, շնայած միջին հաշվով այն գտնվում էր 0,6 մ խորության վրա:

Սահեցման մակերեսում գործող ուժերի վերլուծումը ցույց տվեց, որ $\bar{\sigma}' = 0,63$ կգ/սմ² և $\bar{\tau} = 0,20$ կգ/սմ²:

Սահքի փորձարկումները զրենաժի առկայությամբ 4,5 և 5,7 մ խորությունից վերցրած նմուշների համար, բայց ոչ անմիջականորեն սահեցման մակերեսին մոտ*** ցույց տվեցին պիկային դիմադրություն $C = 0,21$ կգ/սմ² և $\bar{\tau}' = 25^\circ$ պարամետրերը (նկ. 12): Երբ կատարվում էին այս փորձարկումները, մենք դեռ չուներինք պարզ պատկերացում մնացորդային դիմադրության մեծության մասին: Բարեբախտաբար, այնուամենայնիվ, շարունակեցինք դիտումները սահքի տուփի ամբողջ ճանապարհի վրա և այդ արդյունքներով հնարավորություն ունեցանք տալ մնացորդային սահքի դիմադրության անկյան մոտավոր գնահատականը: Ինչպես այդ երևում է նկ. 12-ում, այդ գնահատումը տվեց $\varphi' = 19^\circ$ արժեք: Լրիվ հնարավոր է, որ ավելի ճշգրիտ արժեքը կլինի 18° -ից ցածր:

13 նկարից երևում է, որ պիկային և մնացորդային դիմադրությունները, որոնք համապատասխանում են $0,63$ կգ/սմ² միջին էֆեկտիվ

* Այս նստվածքները իրենց մեջ պարունակում են վերին-ածխաբայրային կուպորտի շերտերը:

** Հողմահարված կավը շնայած լրիվ կարծր էր և դեռ պահպանվում էր գերկոնսոլիդացված կավի բնութագիրը, ավելի բիչ ամուր էր, քան պինդ, նման համարյա ժայռային ապարը հիշեցնող չողմահարված շերտերի: Սրանով է բացատրվում այն, որ սողանքը համեմատաբար խորը չէր, շնայած պետք էր որ միատարր կապակցված նյութում այն տարածվեր ավելի խորը:

*** Ինչպես և շատ սողանքներում, գերկոնսոլիդացված կավերում մենք Զեկֆիլդում գտանք փափկացած կավի գոտի, 5 սմ-ից ոչ ավելի հաստությամբ: Նմուշի սահքի փորձարկումը, որը կտրված էր այդ գոտու ծայրից, ցույց տվեց $c' = 0,07$ կգ/սմ² և $\varphi' = 21^\circ$: Սահեցման մակերեսին անմիջապես մոտ φ'_c -ի արժեքը փորձականորեն որոշված չէ:

ճնշմանը է որոնք ազդում են սահեցման մակերեսում կազմում են 0,4 և 0,21 կգ/սմ²: Բայց, ինչպես վերը նշվեց, միջին շոշափող լարումները (խակ ալյուտեղից և միջին սահքի դիմադրությունը) մակերեսի երկայնքով փլման ժամանակ հավասարվում են 0,20 կգ/սմ²:

Այս պատճառով պարզ է, որ սողանք առաջանալու մոմենտին կավի դիմադրությունը մոտիկ էր նրա մնացորդային նշանակությանը: Իսկապես, ընդունելով $\varphi_r' = 19^\circ$, մենք գալիս են այն եզրակացության, որ մնացորդային գործոն $R = 1,12$: Իսկ եթե նկատի ունենանք φ_r' -ի ապրոքսիմացնող էությունը, ես կասկածում եմ, որ R -ի մեծությունը բավականին տարբերվեր 1,0-ից:

Եթե արդյունքներն արտահայտենք այլ ճանապարհով, կիրառելով Ջեկֆիլդի լանջի կայունության վերլուծության համար պիկային դիմադրությունը, կստանանք, որ պաշարի գործակցի մեծությունը 2,06 է (սխալը ավելի քան 100% է, քանի որ իրական պաշարի գործակիցը հավասար է 1,0-ի): Մյուս կողմից, նույնիսկ կիրառելով $\varphi_r' = 19^\circ$ քիչ մշակված նշանակությունը, պաշարի գործակիցը՝ հաշված մնացորդային դիմադրության հիման վրա, տարբերվում է ճիշտ արդյունքից ընդամենը 11%-ով:

Կարելի է ավելացնել, որ $\bar{c}$ և $\bar{\tau}$ նշանակությունները, հաշված իրական սահեցման մակերեսների հիման վրա, համապատասխանում են սահքի դիմադրության 17° ($\bar{c}' = 0$ դեպքում) միջին անկյանը: Այս թիվը, որը ես ստացա մոտավոր վերլուծությամբ, հաստատվեց Մորգենստերնի կողմից, որը կիրառել էր հաշվարկի ավելի ճշգրիտ եղանակ:

Սեկսետ

Հյուսիսային Յորքշիրում Միտլտոն-թիսգեյլի մոտ Սեկսետ պատվարի շինարարության համար առաջարկված տեղամասում մի վաղուց այցելության ժամանակ դոկտոր Բիշոպը և ես գտանք մի հետաքրքիր սողանք, որը առաջացել էր նախքան այդ կուն գետի հովտի զլաքարային կավերից կազմված լանջում: 1955—1960 թթ. ընթացքում, երբ աշխատանքներ էին տարվում պատվարի վրա, որը գտնվում էր գետի հոսքով գեպի վեր ոչ մեծ հեռավորության վրա, օգտագործվել էին տարբեր հնարավորություններ՝ սողանքը հետազոտելու և կավի նմուշները փորձարկելու համար: Այդ արդյունքները հրատարակվել են (Skempton and Brown, 1961) և այստեղ հարկավոր է դրանց ավելացնել միայն այն բանի համար, որպեսզի սողանքի նկարագրությունը մտցվի սվյալ հետազոտության շրջանակը:

Շեղեղների ժամանակ գետը լվանում է հովտի լանջերը և այս ճանապարհով ավելի է ընդարձակում իր հունը (նկ. 14): Չնայած դրան, պրոցեսը շատ արագ չի ընթանում (ավելի շուտ ժամանակի պատմական, քան երկրաբանական մասշտաբով): Պետական ծառայության 1856-ի հանույթի բարտեղը ցույց է տալիս, որ այն ժամանակ գետը լանջի ստորոտի նկատմամբ գտնվում էր նույն դրությունում, ինչպես որ այժմ: Այդ պատճառով կասկածից վեր է, որ մենք գործ ունենք «երկարատև» պայմանների հետ:

Դլաքարային կավը բավականին համասեռ է, չունի ճեղքեր կամ անջատման ճեղքեր և չի հայտնաբերում հողմահարման ոչ մի նշույլ, բացառությամբ սեղոնային փոփոխման ոչ խոր գոտուց:

Սահեցման մակերեսի ճիշտ դրությունը չի որոշված, չնայած լանջի վերևի մասում պարզ երևում էին պոկման ճեղքեր, որի հետևանքով վերլուծվեցին մի

շարք հնարավոր սահմանի շրջաններ: Մեր նպատակների համար բավականին ճիշտ են համարվում միջին էֆեկտիվ լարման $\bar{z}'$ և միջին շոշափող լարման $\bar{z} = 0,37$ և $0,31$ կգ/սմ² տիպիկ արժեքները:

Սահման հոսանքը և կտրման փորձարկումները՝ կատարված դլաբարային կավերի ութ նմուշների համար, տվեցին արդյունքների ներդաշնակություն, որոնք ցույց են տալիս որ պիկային դիմադրությունը կարող է արտահայտվել $c' = 0,09$ կգ/սմ² և $\varphi' = 32^\circ$ պարամետրերով: Փորձարկումները շեն հասցվել մինչև այն զեֆորմացիաները, որոնք մենք հետագա փորձի տեսանկյունից համարում ենք անհրաժեշտ՝ դիմադրությունը ճիշտ որոշելու համար: Բայց նունիսկ և այս ձևով բավականին վատա՞ կարելի է գնահատել այդ պարամետրերը $c'_r = 0$ և $\varphi'_r = 30^\circ$ մեծություններով (նկ. 15):

Այս պատճառով $z' = 0,37$ կգ/սմ² միջին էֆեկտիվ լարման համապատասխանող պիկային դիմադրությունը կազմում է $s_1 = 0,32$ կգ/սմ², իսկ մնացորդային դիմադրությունը $s_r = 0,21$ կգ/սմ² (նկ. 16): Սակայն, միջին շոշափող լարումը, իսկ այստեղից և միջին սահմանի դիմադրությունը, սողանքի ժամանակ կազմում էր $0,31$ կգ/սմ²: Սա բիշ փորք է պիկային դիմադրությունից (պիկային գործոնը $R = 0,08$):

Այսպիսով, եթե սողանքի վերլուծություն կատարվեր, օգտագործելով $c' = 0,09$ կգ/սմ² և $\varphi' = 32^\circ$, ապա հաշված պաշարի գործակիցը կլինեռ ճշմարտացի նշանակությանը բավականին մոտիկ՝ հավասար 1-ի: Ընդհանրապես, $c'_r = 0$ և $\varphi'_r = 30^\circ$ արժեքների կիրառության զեպրում պաշարի գործակիցի հաշվված մեծությունը հավասար է $0,69$ և սխալը կազմում է մոտ 30% :

Ուշադրության է արժանի, որ պիկային դիմադրությունը երեի լրիվ մորիլիդացված է եղել միաժամանակ սահեցման մակերեսի երկայնքով: Նույնիսկ այս չխախտված և շենգրավորված կավի մեջ կարելի կլինեռ, հավանական է, հաշվարկել ու դռնել ավելի կտրուկ արտահայտված ցուցումներ՝ առաջընթաց թալքայման վերաբերյալ, բան այն, որը համապատասխնում է մնացորդային գործոնին, որը հավասար է ընդամենը 8% : Այնուամենայնիվ փաստն այն է, որ վերլուծումը, հիմնված պիկային դիմադրության վրա, հանգեցնում է պրակտիկ տեսակետից բավարար արդյունքների*:

Լոնդոնյան կավ

Գոյություն ունեն տվյալներ լոնդոնյան հողմահարված կավերի գոտում առաջացած մի բանի սողանքների վերաբերյալ: Լոնդոնյան կավերի ամբողջ հաստությամբ կարելի է նկատել ճեղքեր, անջատման ճեղքեր և սահեցման հաղվադուտ հալելիներ: Բայց այս հատկություններն ավելի նկատելի են հողմահարված գոտում, որը տիպիկ է $9-12$ մ խորության վրա (նկ. 17): Հողմահարման ակներև հատկանիշ է կավի դարչնագույն տեսքը, որը հակա-

* Նման երրակացության կարելի է հանգել 1956 թ. հոկտեմբերի 6-ին առաջացած Լոգայենի մոտ դանվոդ խորք փորվածքում՝ Օպոլից ոչ հոու սողանքի հետադուսումից (Севальдсон, 1960): Այստեղ կավը ծովային ծագում ունի, թույլ զերկոնստիդացված է և ճեղքավորված, երբ $c' = 0,10$ կգ/սմ² և $\varphi' = 27^\circ$, $\omega = 29$, $\omega_1 = 35$, $\omega_p = 19$ և կավային ֆրակցիան 46% : Սկսեաում և Լոգայենում սողանքների նկարագրությունները կարող են մեկնաբանվել որպես ցուցում այն բանի, որ այս տեղամասում սողքը սահմանի զեպրում ունի ոչ-մեծ ազդեցություն կավերի պիկային դիմադրության վրա:

սողանքից 75 մետրի վրա էր: Վերականգնումից հետո պատի ամբողջ երկայնքով տեղակայվեցին դիտարկման կետեր: Պատահականորեն ստացվեց այնպես, որ այդ տույզորոշիական պրոֆիլներից մեկը գտնվում էր 1947 թվականի մարտիմում շարժումից մի քանի մետրի վրա: Այսպիսով, մեզ հաջողվեց ունենալու փմանը նախորդող 12 տարիների տեղաշարժման անընդմեջ գրանցումը (նկ. 22): Դիտման մի քանի տարիների ընթացքում, երբ պատը գոյություն ուներ արդեն 17 տարի, տեղափոխման արագությունը փոքր էր (մոտ 6 մմ տարում): Բայց արագությունն աստիճանաբար սկսեց ավելանալ, և, վերջապես, ընդհանուր տեղաշարժը հասավ 45 սմ-ի:

Գծվար կլինեք պատկերացնել զարգացող բայց բացման ավելի լավ ապացույց: Դիտարկելով ժամանակ-տեղաշարժում կորագիծը նկ. 22-ում կարելի է տեսնել, որ կավի միջին դիմադրությունը փոքրանում է և մոտենում է զործող շոշափող լարմանը, որին համապատասխան տեղի են ունենում ավելի ու ավելի մեծ շարժումներ, այն շափով, որ շափով կավի դիմադրությունը բերվում է մնացորդային նշանակությանը:

Սահեցման մակերեսում ազդող ուժերի վերլուծությունը ցույց է տալիս, որ $\bar{\varepsilon}' = 39$ կգ/սմ², որի պատճառով միջին պիկային և մնացորդային դիմադրությունները համապատասխանաբար հավասար են 0,298 կգ/սմ² և 0,112 կգ/սմ² (նկ. 23): Բայց սահեցման մակերեսի երկայնքով միջին շոշափող լարումը կազմում է 0,186 կգ/սմ²: Այս մեծությունը հանդիսանում է նաև սահի դիմադրությունը փման ժամանակ: Այսպիսով, անմիջականորեն հնարավոր է

$$\text{հաշվել մնացորդային զործոնը, քանի որ } R = \frac{0,298 - 0,186}{0,298 - 0,112} = 0,61:$$

Այստեղից երևում է, որ միջին դիմադրությունը 29 տարում ընկել է մոտավորապես 60%-ով՝ պիկային դիմադրությունից մինչև մնացորդայինը տանող ճանապարհին: Ուրիշ խոսքով, դիմադրությունը ընկել է մինչև մնացորդային նշանակությունը սահեցման մակերեսի երկայնքի 60% մասում, այնինչ պիկային նշանակությունը պահպանվել է մնացած 40%-ով:

Դիտարկենք այս պրոբլեմը այլ տեսակետից: Եթե ամբողջ սահեցման մակերեսի համար կիրառվեք պիկային դիմադրությունը, ապա հաշվարկած պաշարի զործակիցը կկազմեր 1,6: Այնինչ, եթե կիրառվեք մնացորդային դիմադրությունը, այդ մեծությունը հավասար կլիներ 0,6: Պաշարի զործակցի իսկական նշանակությունը հավասար է 1,0 և սահի դիմադրության պարամետրերը, որոնք պահանջվում են այն բանի համար, որպեսզի կայունության հաշվարկի ժամանակ տան այդ արդյունքը, կազմում են $c' = 0,061$ կգ/սմ² և $\bar{\varepsilon}' = 17,5^\circ$ և որոնք համապատասխանում են $R = 0,61$:

Շատ մոտիկ տվյալներ են ստացվել նորահույսի* մոտ գտնվող փորվածքում եղած սողանքի նկարագրման ընթացքում (նկ. 24): Այստեղ փորումը կատարվել էր 1936 թ., իսկ փրումը առաջացել էր 19 տարի հետո՝ 1955 թվակա-

* Այս դատախոսության մեջ ստորև նկարագրված նորահույսի մոտ, ինչպես նաև Սպերիի Հիլում ու լոնգոնյան կավերում տարբեր բնական լանջերի հետադուրությունը բերված են զոկտոր Հենկելի և իմ կողմից, զոկտոր Ֆ. Ա. Գելորթի ձեռնեքեց աշխատակցությամբ: Հրատարակված են նորահույսի (Henkel, 1957) և բնական լանջերի վերաբերյալ (Скемpton и Десори, 1960) հոդվածներ: Վերջին ամիսներին ես վերանայեցի այդ տվյալները և նույն Սիմոնի ոգնությամբ կատարեցի կայունության նոր հաշվարկներ:

ներն: Սողանքից անմիջապես հետո կատարվել է տեղամասի հետազոտություն: Հետազոտության մեջ մտնում էր պլեզոմետրների տեղակայում, նմուշների վերցնում փորձարկման համար և սահնցման մակերեսի զգալի մասի հանույթը առունհերում, որոնք ավելի ուշ փորված էին լանջի վրա որմնահեծավոր զրենա-ծի համար:

Շրջագծի աղեղի մեթոդով կատարված հաշվարկը, որը մոտ է սահնցման մակերեսին, ցույց է տալիս, որ $\bar{\sigma}' = 0,37$ կգ/սմ²: Դրան համապատասխան պիկային և մնացորդային դիմադրությունները կազմում են համապատասխանաբար 0,291 կգ/սմ² և 0,105 կգ/սմ²: Միջին շոշափող լարումը, այստեղից և սահքի միջին դիմադրությունը, որը ազդում է սահնցման մակերեսի երկայնքով փլման ժամանակ, կազմել է 0,186 կգ/սմ²: Հետևաբար $R = 0,56$ և սահքի դիմադրության պարամետրերը, որոնք համապատասխանում են 1,0 պաշարի գործակցին կլինեն՝ $\bar{c}' = 0,07$ կգ/սմ և $\bar{\varphi}' = 18^\circ$:

Երրորդ սողանքը լոնդոնյան հողմահարված կավերում, որը ևս կզիտարկեմ, առաջացել է 1949 թ. փորվածքում, որը փորվել է Սադերի Հիլի մոտ 1900-ին (նկ. 25): Այստեղ չի իրագործվել ոչ մի բարելավող միջոցառում, բացառությամբ սողանքի ստորոտի կտրման, այնտեղ, որտեղ այն շարժվում էր երկաթգծի վրա: Լանջի պրոֆիլը սողանքից հետո ցույց է տրված նկ. 25-ում կետագծերով: Երևում է, որ սահնցման մակերեսի երկայնքով տեղի է ունեցել տեղաշարժ մի քանի մետրով:

Այս սողանքի հետազոտման ժամանակ 1949 և 1956 թթ. միջև առաջացել էին ոչ մեծ ընդմիջվող շարժումներ: Այդ պատճառով լանջը գտնվում էր սահմանային հավասարակշռված վիճակում և ուժերի վերլուծությունը կարող էր բերել մնացորդային դիմադրության գնահատմանը:

Տեղադրվել էին երեք պլեզոմետրեր: Նկ. 25-ում ցույց տված դրունտային ջրերի հորիզոնը ամենաբարձրն է, որը գրանցված է 20 ամսվա ընթացքում: Այս դրունտային ջրերի հորիզոնի և գծադրում ցույց տված սահքի շրջանների համար գտնվել են $\bar{\sigma}' = 0,317$ կգ/սմ² միջին էֆեկտիվ ճնշումը և համապատասխան շոշափող լարումը $\tau = 0,083$ կգ/սմ²: Այսպիսով, եթե մենք ընդունենք $\bar{c}_c = 0$, ապա կարող ենք անմիջապես հաշվել մնացորդային սահքի դիմադրության անկյունը, քանի որ այս դեպքում $\tan \bar{\varphi}_r' = \bar{\sigma}' / \tau$: Այստեղից մենք գտնում ենք $\bar{\varphi}_r' = 15^\circ$: Այս արժեքը գտնվում է վերոհիշյալ փորձարկումների արդյունքների հետ ընդունելի համաձայնության մեջ*:

Կարելի է նաև ուսումնասիրել այն պայմանները, որոնք անմիջականորեն նախորդում են սողանքին, ընդունելով, որ 1956—1957 թվականներին դիտարկված պլեզոմետրական մակարդակները բավականին բնորոշ են 1949 թ. մա-

* Գոյություն ունեցող բավականին մոտիկ կորրեկցիան $\bar{\varphi}_r'$ -ի լարորատոր և դաշտային արժեքների միջև, ինչպես դա գտնվեց Սադերի Հիլում և Ջեկֆիլդում (ինչպես նաև այն հետազոտություններում, որոնք այժմ տարվում են Ուոլտոնս Վուդում), ցույց է տալիս, որ կափի մնացորդային լարումը բոտ էություն անկախ է քանդման ժամանակից մեկ շարքավա միջոցում, իսկ լարորատոր փորձարկումներում՝ մինչև մի քանի տարվա շրջանում: Անհրաժեշտ է նշել, որ մի քանի սողանքներում շարժման կինեմատիկ էներգիան, նախնական փուլումից հետո, կարող էր բավական լինել, որպեսզի առաջացներ «առաջանցում» (overriding): Այսպիսի դեպքերում սահող զանգվածները հանդարտվում են այնպիսի դիմադրությունների դեպքում, որոնք ավելի ցածր են իրական մնացորդային նշանակությունից:

կարգակի համար: Այդ վերլուծության արդյունքները կարելի է ի մի բերել նշելով, որ $c' = 0,03$ կգ/սմ² և $\bar{\alpha}' = 17^\circ$ $R = 0,80$ դեպքում:

Այս թվերը պետք է դիտվեն որպես մոտավոր, քանի որ նրանք որոշ չափով կախված են այլիզոմետրական մակարդակի մասին եղած բավականին անորոշ պատկերացումից: Չնայած դրան, եթե բնենք այս տվյալները Քենզալ Գրինի և Նորտհոլտի արդյունքների կապակցությամբ, ապա նրանք ցույց են տալիս ժամանակի ընթացքում դիմադրության փոքրացման անսխալ հակում (ինչպես և պետք էր հուսալ) այն նյութի նկատմամբ, որը ենթարկվել էր առաջընթաց բայրաչման*:

Բնական պայմաններում ժամանակի մասշտաբը այնքան մեծ է, որ ճեղքավոր կավի մեջ կարելի է սպասել դիմադրության անկում՝ մինչև մնացորդային արժեքը: Բնական լանջերի դիտումները լոնդոնյան կավերում, երբ գրունտային ջրերի հայելին գետնի մակերեսին մոտ է, ցույց են տվել, որ կայուն և անկայուն պայմանների բաժանումը մոտավորապես համապատասխանում է 10° թերությունը (նկ. 26): Հաշված էին $\bar{\alpha}'$ և $\bar{\alpha}$ արժեքները սահնցման մակերեսների այն ղեպերի համար, որոնք տեղադրված են 1,5 և 2,4 մ խորության վրա, և գրունտային ջրերի հորիզոնի այնպիսի ղեպերի համար, երբ այն գտնվում էր 15 և 75 մ խորության վրա**:

Արդյունքները ցուցադրված են նկ. 26-ում, որտեղից կարելի է տեսնել, որ սահմանային 10° անկյունը զուգորդվում է մնացորդային սահքի դիմադրության անկյան հետ, որը մոտավորապես հավասար է 16° :

Վերոհիշյալ տվյալները լոնդոնյան կավի վերաբերյալ ի մի է բերված նկ. 27-ում ու դրանից բխող հետևանքներն այնքան համաձայնեցված են, որ այն հիմք է տալիս ինձ մտածելու, որ մենք աշխատում ենք պրոբլեմի լուծման ճիշտ ուղիով:

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Սույն դասախոսությունում քննարկված տարբեր սողանքների համար մնացորդային գործոնները ի մի են բերված № 2 աղյուսակում: Գլխաբարային կավը, որը շունի ճեղքեր և անջատման ճեղքեր, իր պիկային դիմադրությունը զարգացնում է սահնցման մակերեսի համարյա ողջ երկարությամբ: Լոնդոնյան հողմահարված կավը շատ ճեղքավորված է և նրան հատուկ են անջատման ճեղքեր: Նման նյութում դիտվում է սահքի դիմադրության պարամետրերի որոշ նվազում պիկային նշանակության համեմատ, որը տեղի է ունենում ղեռնա հողմահարման ընթացքում: Նորտհոլտում և Քենզալ Գրինում կատարած ուսումնասիրությունները պարզորոշ ցույց տվեցին, որ 20—30 տարի անց տեղի ունե-

* Ինչպես նախօրոք նշվեց, ճեղքերի առկայությունը ցույց է տալիս, որ միջին դիմադրությունը ավելի ցածր է, քան պիկայինը, եթե նույնիսկ տեղի չունի առաջընթաց բայրաչում: Այս պատճառով լրով հնարավոր է, որ լոնդոնյան կավերը բացումից անմիջապես հետո կարող էին ունենալ $R = 0,25$ արժեք ճեղքերի և անջատման ճեղքերի առկայության պատճառով: Առաջընթաց բայրաչում ժամանակի ընթացքում բերում է ավելի բարձր արժեքների, ինչպես այդ հատատավել էր Քենզալ Գրինում, Նորտհոլտում, Սադերի Հիլում և բնական լանջերում:

** Կայունության վերլուծության եղանակին և դաշտային դիտումներին վերաբերող մանրամասնությունները կարելի է գտնել Սկեմպտոնի և Դելորի (Скемpton и Делори, 1960) հոդվածում: Այս հոդվածում ընդգծված էր, որ գրունտային ջրերի հորիզոնը համընկնում է գետնի մակերեսային հետ: Ես հասկանում եմ հիմա, որ դա բավականին մեծ պարզեցում էր:

ցած սողանքներում կավի միջին դիմադրությունը՝ պիկայինից մնացորդայինին անցնելիս նվազել է մոտ 60%: Սաղբերի Հիլում, որտեղ սողանքը տեղի է ունեցել համարյա 50 տարի անց, այդ գործոնն աճել է մինչև 80%: այն դեպքում, երբ լոնդանյան կավերի բնական լանջերում դիմադրությունը մոտ է մնացորդայինին: Հողմահարված-ձեղքավորված կավի բնական լանջերում Ջեկֆիլդում տեղի ունեցած սողանքը ցույց տվեց, որ կավի դիմադրությունը մոտավորապես հավասար է մնացորդայինի արժեքին:

Աղյուսակ 2

Թափեր

Կավի վիճակը	Ստրատիգրաֆիա	Տեղագրությունը	Բնական լանջ N կամ բանգում C (ժամանակը մինչև փլուզումը)	Մնացորդային գործոն R
Չկան ձեղբեր և անջատման ձեղբեր Հողմահարված	Գլաբարային կավ	Սեյսեա	N	0.08
Չկան ձեղբեր և անջատման ձեղբեր	Լոնդոնյան կավ	Նորտհոլա Քենզալ Գրին Սաղբերի Հիլ	C (19 տարի) C (29 տարի) C (49 տարի)	0.56 0.61 0.80
Հողմահարված		Սաղբերի Հիլ Լանջեր 10°	C (սողանքից հետո) N	1.04 0.92—1.06
	Կոլպորայան շերտեր	Ջեկֆիլդ	N	1.12
Շարժումը գոյություն ունեցող մակերեսներով կավերի ցանկացած տիպում				Մոտ 1.0

Այս կարծես ցույց է տալիս, որ իսկապես ձեղբերի և անջատման ձեղբերի առկայությունը նպաստում է կավային լանջերի առաջընթաց խախտմանը և վերջում այդ պրոցեսը կարող է շարունակվել մինչև հասնի մնացորդային դիմադրությանը: Բայց չձեղքավորված և անջատման ձեղբեր չունեցող կավերում պիկային նշանակության համեմատ դիմադրության նվազումը փոքր է, նույնիսկ աննշան փոքր: Այս վերջին կարգի մեջ կարող են ընդգրկվել նաև խտացված կավային զրունտները, որոնք կիրառվում են թմբեր պատրաստելիս և հողային պատվարներում*:

Վերջապես, եթե փլուզումն արդեն տեղի է ունեցել, ապա գոյություն ունեցող սահեցման մակերեսով հետագա ամեն մի շարժում կկառավարվի արդեն մնացորդային դիմադրությամբ՝ անկախ շարժման մեջ ընդգրկված կավի տեսակի: Հավանաբար այս է սահբի դիմադրության անկյունների շփազանց ցածր մեծությունների պատճառը (ընդունված պիկային արժեքների համեմատ)՝ ստացված ալյուիսի սողանքների համար, ինչպես օրինակ, Բիրպոուի սողանքը կավային թերթաբարերում հարավային Սոսկաշեանից (Ringheim, 1964): Սաղբերի Հիլի լանջի անալիզը (սկզբնական սահմանից հետո) հաստատում է նման մեկնաբանությունը: Նույնպես հնարավոր է, որ տեկտոնիկ շարժումների հետև-

* Սույն պարագրաֆում ձևակերպված այս երեք դրույթները առաջին անգամ առաջ են րաջվել զրունտների մեխանիկայի գծով Միջազգային կոնգրեսում (Skempton, 1961):

զանքով անաշացած սահրի գոտում գիմադրութիւնը պետք է ունենա մնացորդային արժէք:

Սողանքների նկարագրությունը, որոնց հիման վրա կատարվել են այս եզրակացությունները, դեռևս սակավաթիվ են, բայց, ըստ երևույթին, նրանք բավարար են ամրապնդելու այն վստահությունը, որ կա ավելի տրամաբանական հիմնավորում, քան այն, որ մինչև այժմ օգտագործվել է՝ կավային լանջերի երկարատև կայունության անալիզի համար:

ДЛИТЕЛЬНАЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ГЛИНИСТЫХ СКЛОНОВ*

Профессор А. У. СКЕМПТОН**

От редактора. Четвертая Рейкиновская лекция на тему «Длительная устойчивость глинистых склонов», прочтенная проф. А. У. Скемптоном 5 февраля 1964 г. перед Британским геотехническим обществом, имела большое значение для понимания процессов, происходящих в склонах, сложенных переконсолированными глинами. Эта лекция была опубликована в журнале *Geotechnique*, 1964, т. 14, № 2, стр. 77—101. Настоящий ее перевод на русский и армянский языки публикуется с любезного разрешения автора.

ВВЕДЕНИЕ

При устройстве выемки в глине поровое давление в любой точке зависит частично от положения горизонта грунтовых вод, а также в значительной степени от ответной реакции глины на изменение напряжений, происшедшее в результате экскавации. Однако с течением времени поровое давление в глине постепенно приспособляется, пока в конце концов не устанавливается гидростатическое равновесие с грунтовой водой. Эта стадия известна как «длительные» условия в противоположность «кратковременным» условиям или условиям «окончания строительства».

Все природные склоны существуют в длительных условиях, тогда как в выемках эта стадия достигается лишь через несколько месяцев или лет после экскавации; требующееся на это время определяется главным образом водопроницаемостью глины.

Займемся только длительными условиями. Таким образом, во всех рассматриваемых случаях, будь то выемка или природный склон, поровое давление u в любой точке потенциальной или действительной поверхности скольжения может быть определено по сетке течения грунто-

* Перевод с английского проф. Г. И. Тер-Степаняна.

** Профессор Гражданского строительства Империял колледж Лондонского Университета, член Королевского общества.

ных вод (рис. 1*). Пользуясь статическими соображениями, возможно определить с приемлемой точностью давление σ и касательное напряжение τ в любой точке поверхности скольжения.

Перейдем теперь к сопротивлению, оказываемому глиной скольжению по этой поверхности. Давно известно, что сопротивление сдвигу глины может быть представлено уравнением Кулона-Терцаги

$$s = \bar{c}' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \bar{\varphi}',$$

где $\bar{c}'$ — «сцепление» и $\bar{\varphi}'$ — «угол сопротивления сдвигу»; оба параметра выражены через эффективное напряжение $\sigma' = \sigma - u$, действующее нормально к поверхности скольжения.

В устойчивом склоне только часть имеющегося в наличии общего сопротивления сдвигу по поверхности скольжения мобилизуется для уравнивания общей сдвигающей силы. Таким образом, мы можем вообще написать

$$\Sigma \tau = \Sigma \frac{\bar{c}'}{F} + \Sigma (\sigma - u) \frac{\operatorname{tg} \bar{\varphi}'}{F},$$

где F определяется как «коэффициент запаса». Величина F для устойчивых склонов выше 1,0. Но когда происходит обрушение, сумма всех напряжений сдвигу по поверхности скольжения точно равняется имеющемуся в наличии сопротивлению сдвигу, а $F = 1,0$.

Имеется несколько вполне надежных методов** вычисления F для данного склона, если только известно поровое давление и были получены величины c' и φ' . Является также сравнительно простым делом проведение испытаний сопротивления сдвигу образцов ненарушенной глины. Но, как показывает анализ действительных оползней в глинах, значения сопротивления сдвигу, полученные в результате обычных испытаний, не имеют никакого отношения к величинам, которые действовали в глине во время обрушения.

Этот вывод, который в настоящее время установлен без малейшего сомнения, имеет, очевидно, огромное практическое значение. Поэтому мы должны постараться понять, почему в некоторых случаях имеется широкое различие между результатами обычных лабораторных испытаний и действительными полевыми значениями сопротивления сдвигу. Для таких случаев мы должны также постараться разработать видоизмененные лабораторные методы, которые смогут дать достаточно надежные результаты для их уверенного применения в инженерном проектировании. Эти две задачи представляют собой содержание настоящей лекции.

* Рисунки см. стр. 133—146.

** В рассмотренных в настоящей лекции случаях, когда сечение поверхности скольжения приближалось к дуге круга, применялся хорошо известный метод анализа, предложенный д-ром А. У. Бишопом (Bishop, 1954).

ПИКОВОЕ И ОСТАТОЧНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ

Ниже будут делаться частые ссылки на «переконсолидированные» глины, и было бы хорошо уяснить значение этого термина. На рис. 2 точка *a* изображает глину немедленно после осадконакопления, например на дне эстуария. Дальнейшее отложение глины вызывает увеличение эффективного напряжения и уменьшение влажности. В стадии, представленной точкой *b*, глина является «нормально-консолидированной» в том смысле, что она не подвергалась более высоким давлениям, чем действующее в настоящее время давление вышележащих пластов. Сопротивление сдвигу нормально-консолидированной глины пропорционально эффективному напряжению; поэтому график, выражающий соотношение между сопротивлением и давлением, представляет собой прямую, проходящую через начало координат.

Многие последнедевизовые глины являются нормально-консолидированными; они были отложены во время эвстатического поднятия уровня моря, имевшего место в позднем плейстоцене* в результате таяния ледникового щита. Однако подавляющее большинство глин значительно старше, и в течение своей геологической истории они подверглись весьма значительным давлениям, соответствующим весу толщ покрывающих пород мощностью в несколько сот и даже тысяч метров осадков, которые впоследствии были удалены эрозией. Эти глины находятся в переконсолидированном состоянии, представленном на рис. 2 точкой *d*.

Удаление нагрузки сопровождалось увеличением влажности, однако это увеличение значительно меньше уменьшения влажности во время консолидации. Хотя глина в точке *d* находится под тем же эффективным давлением, что и глина в точке *b*, влажность переконсолидированной глины значительно меньше. Поэтому частицы находятся в состоянии более плотной укладки, и не удивительно, что сопротивление сдвигу выше, чем для нормально-консолидированной глины.

Примерами переконсолидированных глин являются лейасские, гольтские и лондонские глины. Они, как и многие другие глины этой категории, трещиноваты (fissured) и обладают трещинами отдельности (jointed). Они изредка содержат также зеркала скольжения, вероятно в результате тектонических движений или неравномерного расширения во время эрозионного цикла. Валунные глины также переконсолидированы, скорее под весом льда, чем под весом осадков, но часто обнаруживают лишь очень небольшие нарушения; будучи нетронутыми, они представляют собой нетрещиноватый материал, без зеркал скольжения. Многие нормально-консолидированные глины также свободны от таких дефектов, хотя в глинах этого типа иногда и наблюдаются трещины.

В настоящей лекции я буду касаться главным образом переконсолидированных глин, так как с ними связаны более крупные проблемы.

* Верхний отдел четвертичной системы (прим. редактора).

чем с нормально-консолированными глинами, и они более распространены*.

Рассмотрим поэтому характеристики сопротивления сдвигу переконсолированной глины (рис. 3). На этом чертеже показаны типичные результаты, полученные при проведении медленных дренированных испытаний в срезном приборе**, в котором глина подверглась смещениям, измеряемым несколькими сантиметрами.

По мере деформирования глины создается увеличивающееся сопротивление. Однако при данном значении эффективного давления имеется определенный предел сопротивления, которое может оказать глина; оно представляет собой «пиковое сопротивление» s_f . В обычной практике опыт прекращается вскоре после того, как пиковое сопротивление оказывается ясно установленным и величина s_f попросту обозначается как «сопротивление сдвигу» глины (при данном эффективном давлении), без дальнейших ограничений, кроме, разумеется, указания о том, что испытание было проведено в условиях дренирования, т. е. без развития порового давления.

Если же испытание продолжается, то мы находим, что по мере увеличения перемещения сопротивление или прочность глины уменьшается. Но этот процесс, который может быть назван «расслабление при деформировании», не является беспредельным, так как в пределе достигается известное «остаточное сопротивление» s_r , которое сохраняется, если даже глина будет подвергнута очень большим перемещениям***. В сравнительно небольшом числе глин, исследованных до настоящего времени с этой точки зрения, сопротивление падает до остаточного значения вслед за тем, как после пикового сопротивления глина перемещается на величину от 2 до 5 см. Однако имеются полевые данные, что сопротивление не делается меньшим, чем лабораторное значение (или только слегка меньше) даже при смещениях во много метров.

* Высокочувствительные переконсолированные глины, как, например глины Леда в восточной Канаде, представляют собой особый класс; их свойства могут заметно отличаться от свойств типичных переконсолированных глин, которые здесь рассматриваются.

** Точнее, в «ящичном приборе на сдвиг»; термин «срезной прибор» получил более широкое распространение в русской литературе (прим. редактора).

*** Первое определение остаточного сопротивления ненарушенной глины (из канала Везер-Эльба) было опубликовано в 1937 г. д-ром Б. Тидеманном (Tiedemann, 1937). Он провел дренированные испытания при кольцевом приборе на сдвиг. Испытания того же типа были проведены д-ром М. Ю. Хворселевым на двух видах глин (венский тополь и глина из Малого Бельта), консолидированных от кашеобразного состояния (Hvorslev, 1937). Проф. Р. Хефели ввел термин «остаточный» в 1938 г. на немецком языке и в 1950 г. на английском (Haefeli, 1938, 1950). Его заслугой являются настоящие указания на практическую важность остаточного сопротивления, сделанные в то время, когда едва ли кто-либо интересовался этим аспектом свойств сдвига глин. Дж. Мак Нейл Тарибулл сообщил об испытаниях, ведущих к приближенному определению остаточного сопротивления некоторых уплотненных грунтов (Turnbull, 1952).

Теперь можно привести второй опыт с той же глиной в срезном приборе, но при другом эффективном давлении. Результаты будут такого же типа, как и описанные выше. Если допустить, что проведено три подобных опыта, то величины пиковых и остаточных сопротивлений, будучи показаны на графике как функция эффективных давлений, покажут соотношение, приблизительно соответствующее закону Кулона-Терцаги. Тогда пиковое сопротивление может быть выражено уравнением

$$s_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi',$$

а остаточное сопротивление уравнением

$$s_r = c'_r + \sigma'_r \operatorname{tg} \varphi'_r.$$

Полученные результаты испытаний почти неизменно показывают, что c'_r весьма малая величина, возможно незначительно отличающаяся от нуля. Поэтому в дальнейшей части лекции я принимаю допущение, что мы можем записать остаточное сопротивление так:

$$s_r = \sigma'_r \operatorname{tg} \varphi'_r.$$

Другими словами, по мере движения от пикового сопротивления к остаточному отрезок сцепления c' полностью исчезает. В течение того же процесса уменьшается и угол сопротивления сдвигу; в некоторых глинах лишь на 1 или 2°, а в других даже на 10°.

Заслуживает упоминания, что в процессе сдвига переконсолидированные глины стремятся расширяться, в особенности после прохождения пика. Поэтому часть падения сопротивления от пикового значения вызывается увеличением влажности. Однако с этим по своей важности сравнимо развитие тонких лент или областей, в которых чешуйчатые глинистые частицы ориентируются в направлении сдвига*. Сопротивление сдвигу массы таких частиц при беспорядочной ориентации должно быть выше, чем в случае, когда частицы лежат параллельно друг другу. И так как вероятно, что образование областей ориентации начинается при сравнительно малых деформациях (Гольдштейн и др., 1961), имеются решающие доказательства в пользу наличия непрерывных лент почти совершенно ориентированных частиц глины, подвергнутых большим деформациям; эти доказательства были получены как в лаборатории (Astbury, 1960), так и в поле (как это будет ниже описано в настоящей лекции).

Независимо от физического объяснения падения сопротивления после прохождения пика, существование этого уменьшения сопротивления (в особенности в переконсолидированных глинах) должно быть принято как вполне установленный факт. Поэтому, если по каким-либо причинам глина вынуждена пройти пик в какой-

* Ориентация чешуйчатых глинистых частиц при сдвиге была установлена проф. Г. И. Тер-Степаняном в середине тридцатых годов; доклад о влиянии чешуйчатости глинистых частиц на процесс сдвига в грунтах был представлен I Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению, состоявшемуся в 1936 г. в Кембридже, шт. Массачусетс, США (прим. редактора).

либо определенной точке внутри ее массы, сопротивление в этой точке уменьшается. В результате этого в какой-либо другой точке глины прилагаются дополнительные напряжения, приводящие к тому, что пик оказывается пройденным также и в этой точке. Таким путем начинается развитие прогрессирующего разрушения и в пределе, по всей длине поверхности скольжения, сопротивление падает до остаточного значения. Очевидно, что в частном случае оползание может протекать и прежде, чем во всей глине будет достигнуто остаточное сопротивление; однако, как только начинается прогрессирующее разрушение, среднее сопротивление глины неумолимо уменьшается в направлении к предельному остаточному значению.

В настоящее время хорошо известно, что сопротивление твердых материалов сильно уменьшается вследствие присутствия микроскопических трещин, отверстий и других дефектов. Проще говоря, их действие заключается в концентрации напряжений; они являются причиной того, что разрушение происходит при средних напряжениях, значительно меньших, чем идеальное сопротивление материала*. И казалось бы, нет оснований полагать, что микроскопические трещины, трещины отдельности и зеркала скольжения, присутствующие во многих глинах, также не вызывают концентрации напряжений грубо аналогичным образом, совершенно независимо от того факта, что они действуют как площадки ослабления,—так как маловероятно, что сопротивление по трещине или трещине отдельности может заметно превышать остаточное значение.

Отсюда логично ожидать, что трещиноватая или обладающая трещинами отдельности глина не способна развить свое пиковое сопротивление по полной длине поверхности скольжения. Трещины и трещины отдельности не только уменьшают среднее сопротивление глинистой массы, но они могут вызвать и устранение пика в результате местных перенапряжений; вслед за этим происходит прогрессирующее уменьшение сопротивления.

Трещины и другие физические нарушения непрерывности не являются единственным объяснением оползней в глинах, происходящих при сопротивлениях, значительно более низких, чем условное пиковое значение. Пиковое сопротивление, определяемое лабораторными опытами, длящимися максимум несколько недель, может оказаться заметно более высоким, чем то сопротивление, которое может развиваться в некоторых глинах, когда напряжения действуют в течение лет, десятилетий или столетий. Иначе говоря, должно быть учтено влияние ползучести при сдвиге; однако до настоящего времени имеется лишь весьма небольшая количественная информация для оценки этого влияния на величину пикового сопротивления.

* Прекрасный обзор физических процессов, связанных с разрушением твердых тел, можно найти в Бакерманской лекции проф. А. Х. Коттрелла, прочитанной в 1963 г. (Cottrell, 1963).

Сезонные изменения влажности и температуры могут также уменьшить сопротивление глины, но их влияние ограничивается довольно небольшими глубинами. Поэтому хотя они и имеют большое значение в геоморфологических процессах, маловероятно, чтобы сезонные изменения имели значение для относительно глубоко расположенных обрушений при сдвиге, рассматриваемых в настоящей лекции, за исключением того очевидного факта, что оползание будет приурочиваться к тем моментам, когда уровень грунтовых вод исключительно высок. В эти периоды поровое давление также является исключительно высоким и соответственно эффективное давление (а отсюда и сопротивление)—низким. Тем не менее, мы имеем дело именно с параметрами сопротивления сдвигу глины, но не с влиянием таких явлений, как поровое давление, землетрясения, устранение бокового давления и т. д.

После таких обобщений ознакомимся с некоторыми действительными испытаниями. На рис. 4 показаны результаты испытаний, проведенных в лаборатории Соил Меканикс Лимитед (Soil Mechanics Ltd.), а также в Империял Колледже (Imperial College) над образцами, взятыми из глины, вовлеченной в оползание в Уолтонс Вуд (Walton's Wood) в Стаффордшире. Глина образует выветрелую зону каменноугольных аргиллитов мощностью до 12 м и покрывает собой склоны долины, эродированной во время стадии отступления последнего континентального оледенения в этом районе.

На графике показана типичная кривая напряжение-перемещение для ненарушенного образца глины. В этом конкретном испытании поддерживалось постоянное эффективное давление $1,56 \text{ кг/см}^2$. Пиковое сопротивление оказалось равным $0,76 \text{ кг/см}^2$, остаточное сопротивление— $0,36 \text{ кг/см}^2$. Эти сопротивления показаны на верхнем чертеже соответственно светлым кружком и крестиком. Подобные испытания на других образцах при различных эффективных давлениях показали, что пиковое сопротивление может быть представлено параметрами $c' = 0,16 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 21^\circ$, тогда как остаточное сопротивление падает до линии, проходящей через начало координат ($c'_r = 0$) и имеющей наклон $\varphi'_r = 13^\circ$.

Эти опыты были проведены в комплекте срезных приборов Казагранде над квадратными в плане образцами со стороной 6,0 см и толщиной 2,5 см. После завершения первого прохода с перемещением около 8 мм коробка срезного прибора подвигалась назад и затем глина вновь подвергалась срезу; этот процесс повторялся до тех пор, пока сопротивление глины не падало до постоянного (остаточного) значения. Движения в обоих направлениях были медленными, так что предположительно в глине не развивалось избыточного порового давления, и весь опыт занял 6 дней*.

* Проф. Г. Боровичка описал другой тип возвратного испытания на сдвиг, проводимого довольно быстро, в котором вертикальная нагрузка изменяется таким образом, чтобы поддерживать постоянный объем образца глины во время сдвига (Borowicka, 1963).

Следует предполагать, что эта техника не является совершенной. После каждого возврата часто наблюдается небольшой пик, как это показано точечным пунктиром на рис. 4, и имеются некоторые опасения, что на поверхности скольжения может возникнуть разжижение. В идеале перемещение должно производиться непрерывно в одном направлении и в качестве приближения к этому идеалу д-р Алан Бишоу konstruiрует в настоящее время сдвиговую коробку длиной 17,8 см. Мы также надеемся построить большой кольцевой прибор на сдвиг. Пока что возвратная техника, кажется, дает простой и приемлемый метод определения остаточного сопротивления ненарушенных образцов глины, применяя оборудование, уже имеющееся в каждой лаборатории^{*}.

В Уолтонс Вуде получено также несколько проб, которые включали в себя действительные плоскости скольжения. Из этих проб были изготовлены образцы для трехосных испытаний таким образом, чтобы плоскости скольжения были наклонены под углом 50° к горизонту, а сами образцы были подвергнуты медленным дренированным испытаниям. Как и ожидалось, разрушение произошло по предварительно существовавшим поверхностям скольжения; результаты испытаний показаны на рис. 4 сплошными черными кружками^{**}. Можно видеть, что сопротивление, развивающееся на плоскости скольжения, очень близко соответствует тому остаточному сопротивлению, которое получается, если подвергать большим перемещениям образец первоначально ненарушенной, несрезанной глины.

Более того, в то время как сопротивление этих последних образцов падало до остаточного значения, развивались исключительно хорошо выраженные зеркала скольжения (рис. 5, вкладка).

Применением техники пропитывания смолами и воском Ирли и У. Ф. Неннингеру (из Соил Меканикс Лимитед) удалось изготовить несколько тонких срезов глин Уолтонс Вуд, которые показали вид природной плоскости скольжения. В действительности было видно, что она состоит

* Возможно, что остаточное сопротивление может быть также определено путем прорезывания в глине плоскости с помощью тонкой проволочной пилы, и испытания в трехосном приборе таким образом, чтобы эта плоскость была наклонена к горизонту приблизительно под углом $(45 + \varphi'/2)$. Предварительные испытания при применении весьма малых скоростей деформации показывают, что эта техника является обещающей и заслуживает внимательного изучения.

** Если вертикальное и горизонтальное эффективные напряжения, действующие в трехосных образцах, при разрушении составляют τ'_1 и τ'_3 и если α является углом наклона плоскости скольжения к горизонту, то

$$s_r = \frac{1}{2} (\tau'_1 - \tau'_3) \cos(2\alpha - 90^\circ),$$

$$\tau' = \frac{1}{2} (\tau'_1 + \tau'_3) - \frac{1}{2} (\tau'_1 - \tau'_3) \sin(2\alpha - 90^\circ).$$

Из десяти точек, изображенных на рис. 4 сплошными черными кружками, четыре представляют собой результаты испытаний образцов, установленных в сдвиговой коробке таким образом, чтобы плоскости скольжения совпадали с плоскостями раздела верхней и нижней половинок коробки.

из непрерывных лент, внутри которых глинистые частицы были так сильно ориентированы в направлении сдвига, что образовали области, обнаруживающие резкое погасание при наблюдениях через скрещенные николи. Область, включающая в себя главную «поверхность» скольжения, имела толщину порядка 20 μ . С ней было связано несколько вторичных областей сдвига, которые располагались внутри основной массы глины, показывающей умеренную ориентацию, не обязательно параллельную поверхности скольжения и имеющую толщину около 2,5 см. Она представляет собой размягченную зону, часто наблюдаемую непосредственно вблизи плоскости скольжения. В обоих краях этой зоны глина едва ли обнаруживала какую-либо ориентацию.

Области высоко ориентированных частиц наблюдались также, когда совершенно мягкая перемятая глина подвергалась большим деформациям (Astbury, 1960). Более того, опыты Дерекса Петли в Империял Колледже показали, что остаточный угол сопротивления сдвигу для глины Уолтона Вуд, нормально-консолидированной от кашицы, приготовленной при пределе текучести, сопоставим со значением $\varphi_r' = 13^\circ$, определенным при испытаниях ненарушенной переконсолидированной глины при больших деформациях* и при испытаниях по естественной плоскости скольжения.

Поэтому возможно допустить, может быть с небольшой степенью упрощения, что остаточное сопротивление глины при любом данном эффективном давлении является одним и тем же для нормально-консолидированной и переконсолидированной глины, как показано** на рис. 6. Если эта идея правильна, то тогда угол φ_r' должен являться постоянным для каждой данной глины, независимо от его истории консолидации, и зависеть только от природы его частиц.

Некоторым подтверждением этой точки зрения являются данные, приведенные на рис. 7. Здесь на графике для некоторого числа нормально-консолидированных и переконсолидированных глин значения углов остаточного сопротивления сдвигу показаны против величины глинистой фракции (весовой процент частиц мельче 2 μ). Не было найдено какого-либо отчетливого различия между двумя состояниями глины, тогда как все точки показывают очень отчетливую тенденцию уменьшения φ_r' с увеличением содержания глинистых частиц. Действительно, эти результаты показывают, что если бы грунт состоял полностью из глинистых частиц, то угол остаточного сопротивления сдвигу был бы непосредственно сравним с углом трения φ_{μ} , определенного Хорном и Деере для

* Подобные результаты упоминаются Тидеманном, который нашел, что остаточное сопротивление глины Везер-Эльбы нормально-консолидированной от кашицы, мало отличается от остаточного сопротивления ненарушенных (переконсолидированных) образцов (Tiedemann, 1937).

** Таким образом, хотя и можно говорить, что переконсолидированная глина при больших деформациях в действительности ведет себя как нормально-консолидированный материал с нулевым отрезком сцепления, это утверждение является вообще правильным, если только мы сделаем сравнение с нормально-консолидированной глиной, которая сама была приведена в остаточное состояние.

различных слоисто-решетчатых минералов, включая биотит, тальк и хлорит (Horn and Deere, 1962), физические свойства которых, возможно, не очень отличаются от свойств таких глинистых минералов, как иллит или каолинит*.

Наоборот, кварцевые зерна в песке или пыли, будучи грубо сферическими по форме, не могут ориентироваться. Поэтому остаточный угол φ_r' для песков и пыли всегда остается равным значению, приблизительно выраженному соотношением для частиц с беспорядочной ориентацией, срезаемых при постоянном объеме (Caquot, 1934)

$$\operatorname{tg} \varphi_r' = \frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi_{\text{н}}.$$

Очевидно, что в общем случае, когда грунт состоит из частиц глины и пыли (и песка), пыль будет стремиться увеличивать φ_r' по отношению к $\varphi_{\text{н}}$ для глинистых частиц, препятствуя до некоторой степени полной ориентации глинистых частиц и, во всяком случае, при заметном содержании пыли, содействовать этому в некоторой мере, благодаря своему более высокому углу сопротивления сдвигу.

ОСТАТОЧНЫЙ ФАКТОР

Сталкиваясь с проблемой о том, надлежит ли при установлении устойчивости склона в переконсолидированной глине принимать в расчет пиковое или остаточное сопротивление, проектировщик стоит лицом к лицу с наиболее важным вопросом, с которым ему приходится иметь дело. Для иллюстрации этого положения я собрал на рис. 8 результаты испытаний четырех совершенно типичных переконсолидированных глин, индексационные свойства которых сведены в табл. 1.

Таблица 1
Индексационные свойства глин, данных на рис. 8
(средние значения)

Наименование глин	w_L	w_p	Глинистая фракция
Селсет (Selset)	26	13	17
Джари (Jari)	70	27	47
Лондонская глина (London Clay)	82	29	55
Уолтонс Вуд (Walton's Wood)	53	28	69

Валунная глина из Селсет была консолидирована под умеренной толщей льда, но она очень песчаниста; глинистая фракция составляет только 17%. Соответственно отрезок сцепления для пикового сопротивления невелик, и здесь падение между углами пикового и остаточного

* Эти тонкие испытания были проведены д-ром Х. М. Хорном и проф. Д. У. Деере путем измерения трения, развивающегося в плоскостях кливажа двух образцов слоисто-решетчатых минералов. Поэтому угол трения, полученный в таких испытаниях, является также углом сопротивления сдвигу совокупности частиц, обладающих совершенной ориентацией. Значения $\varphi_{\text{н}}$ показаны на рис. 7 для минералов в водонасыщенных условиях.

сопротивления сдвигу составляет только 2°. Но даже и здесь, при анализе устойчивости склона в этих глинах, как это будет видно, разница между коэффициентами запаса, вычисленными по пиковому и остаточному значениям сопротивления, составляет более чем 30%.

Глина из Джари, в предгорьях Гималаев, принадлежит к верхнесиваликской толще* и была консолидирована под отложениями мощностью по меньшей мере 600 м. Эта глина была испытана в связи с проектированием плотины, образующей часть крупного проекта Мангла в Западном Пакистане. Образцы не обнаруживали заметных данных в пользу выветривания, и, как будет видно, пиковый отрезок сцепления высок. Действительно, глина является очень прочной в ненарушенном состоянии. Однако остаточное сопротивление не показывает отрезка сцепления, и угол сопротивления сдвигу равен 18°. При эффективном давлении, равном, например, $0,49 \text{ кг/см}^2$, пиковое сопротивление в 3,6 раза выше, чем остаточное, поэтому фактическая значимость решения вопроса о том, какое сопротивление должно приниматься в расчет, не вызывает сомнений.

Лондонская глина эоценового возраста была консолидирована под отложениями, впоследствии удаленными эрозией, мощность которых изменялась от 150 м в восточных частях Эссекса до 300 м в районах к западу от Лондона. Результаты испытаний, показанные на рис. 8, относятся к зоне выветрелых глин, типично простирающихся до глубины 12 м ниже дневной поверхности. Ниже будет дано несколько описаний оползней в этой зоне, для которых коэффициент запаса, вычисленный на основании пиковых сопротивлений, оказался примерно в 2,7 раза выше, чем при определении его на основании остаточных сопротивлений.

Наконец на рис. 8 приводятся данные для глины Уолтонс Вуд. Здесь необходимо отметить, что пиковый коэффициент запаса, вычисленный для действительной поверхности скольжения этого оползня, оказался примерно в три раза выше, чем результат, полученный при применении остаточных сопротивлений.

Поэтому вопрос о том, надлежит ли при расчете учитывать пиковое или остаточное сопротивление, должен быть снят, как имеющий чисто академическое значение. В оставшейся части лекции я, насколько возможно, кратко займусь рассмотрением тех доступных в настоящее время описаний оползней, которые смогут помочь пролить некоторый свет на эту проблему.

Мною в первую очередь будет даваться описание оползней, а затем будут представлены результаты анализа устойчивости оползня. Результаты будут выражены через средние эффективные напряжения $\bar{\sigma}$ и средние касательные напряжения $\bar{\tau}$, действующие на поверхности скольжения. На рис. 9 эти два значения дают точку, показанную

* Сиваликская система—толща песчаников, конгломератов, гравелитов и глинистых сланцев неогена, мощностью более 2000 м, выполняющая передовый прогиб Гималаев (прим. редактора).

сплошным черным кружком; эта точка остается постоянной (после достижения «длительных» условий), если не принимать во внимание относительно небольшие сезонные колебания порового давления. Фактически существующее значение $\bar{\sigma}'$ вычислено, принимая в расчет наилучшую оценку того порового давления, которое действовало при оползании.

Затем я приведу результаты лабораторных определений пикового и остаточного сопротивлений. Ссылаясь на рис. 9, можно непосредственно отсчитать пиковое сопротивление s_f и остаточное сопротивление s_r , соответствующие среднему эффективному давлению $\bar{\sigma}'$.

Теперь, поскольку в каждом из этих случаев имел место оползень, коэффициент запаса должен был быть равен 1,0, и действительное среднее сопротивление сдвигу $\bar{s}$ глины во время оползания должно было быть равно среднему касательному напряжению τ . Таким образом, сравнивая значения $\bar{s}$ со значениями s_f и s_r , мы можем сразу видеть, является ли участвующее в оползании сопротивление глины пиковым, остаточным или иным промежуточным значением. Действительно, если концепция прогрессирующего разрушения справедлива для трещиноватых глин, мы можем ожидать, что среднее сопротивление этих глин уменьшается со временем; оползень происходит тогда, когда среднее сопротивление достигает значения, равного тому среднему касательному напряжению, которое, как указывалось выше, действует непрерывно с тех пор, как образовался склон.

Для того чтобы иметь удобное количественное выражение той величины, до которой упало среднее сопротивление, я введу понятие «остаточный фактор», определяемый из выражения:

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r}$$

или

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f.$$

Таким образом, в физическом смысле R представляет собой долю той полной поверхности скольжения в глине, вдоль которой сопротивление упало до остаточного значения.

Ясно, что если не происходит никакого снижения сопротивления, и вся глина обладает пиковым сопротивлением, то $R=0$. И наоборот, если среднее сопротивление достигло остаточного значения, то $R=1,0$. Для точки, показанной на рис. 9, среднее сопротивление упало более чем наполовину между двумя пределами, и R составляет около 0,6, т. е. около 60% поверхности скольжения проходит через глину, обладающую остаточным сопротивлением.

Цель изучения описания оползней, таким образом, заключается в определении величины R и, по возможности, в установлении связи с типом глины.

ОПИСАНИЕ ОПОЛЗНЕЙ

Джекфилд*

В 1952 г в деревне Джекфилд, Шропшир, на реке Северн, в 2 км вниз по течению от Айрон Бриджа произошел оползень, разрушивший несколько домов и вызвавший крупные смещения железной и автомобильной дорог (рис. 10). В этой местности р. Северн течет по V-образной долине (так называемая горловина Айрон Бридж); ее эрозионная деятельность в значительной степени, если не полностью, протекала после отступления главного ледникового щита последнего континентального оледенения. Эрозия все еще продолжается, и склоны долины покрыты мозаикой оползней различного возраста.

Возможно, что предыдущие оползни могли проходить, во всяком случае частично, по существующим поверхностям скольжения, но склон был более или менее устойчивым длительное время, до 1950 г., когда появился предупредительный сигнал о неустойчивости, заключающийся в разрыве водовода, питающего котеджи у берега реки. К концу 1951 г. были замечены дальнейшие движения, а к февралю 1952 г. стала опасной дорога. В течение следующих одного-двух месяцев оползень стал угрожающе развиваться. Шесть домов были полностью разрушены, газопровод должен был быть переложен в наземное положение, движение по железной дороге могло поддерживаться только благодаря ежедневной рихтовке (выверке) трассы, а второстепенная дорога вдоль реки была закрыта для движения. К настоящему времени наибольшее движение вниз по склону достигает 18 м.

Д-р Хенкел и я исследовали этот оползень осенью 1952 г. Движение, которое сделалось стационарным в течение лета, вновь возобновилось, и мы имели возможность наблюдать в четырех скважинах точную глубину поверхности скольжения (рис. 11).

Пласты, представленные очень жесткими глинами и аргиллитами, чередующимися с мергелистой брекчией и редкими прослоями угля, полого падают в юго-восточном направлении с простиранием, грубо параллельным поперечному сечению оползня**. Однако оползень был полностью ограничен зоной выветрелой трещиноватой глины, простирающейся от 6 до 7,5 м ниже поверхности***. Поверхность скольжения про-

* Описание Джекфилдского оползня было опубликовано ранее (Хенкел и Скемптон, 1958), но я недавно критически пересмотрел все первоначальные данные и пришел к выводам, в некоторых отношениях отличающимся от тех, которые были даны 10 лет назад.

** Эти отложения включают в себя верхнекаменноугольные пласты Колпорт.

*** Выветрелая глина хотя и является совершенно твердой и все еще сохраняющей характеристики перекоалидированной глины, несмотря на это она гораздо менее прочна, чем твердые, почти напоминающие скальную породу невыветрелые пласты. Этим объясняется то, что оползень был относительно неглубоким, вместо того чтобы простираться на значительную глубину, которую следовало ожидать в однородном связном материале.

ходила параллельно склону (который имел наклон 10°), на средней глубине 5,4 м. Длина оползающей массы, измеренная по склону, достигала 165 м; в зиму 1952/53 гг. уровень грунтовых вод в ряде точек достиг поверхности земли, хотя в среднем он был расположен на глубине 0,6 м.

Анализ сил, действующих на поверхность скольжения, показал $\bar{\sigma}' = 0,63 \text{ кг/см}^2$ и $\bar{\tau} = 0,20 \text{ кг/см}^2$.

Дренажные испытания на сдвиг образцов, взятых с глубины между 4,5 и 5,7 м, но не в непосредственной близости от плоскости скольжения*, показали параметры пикового сопротивления $c' = 0,11 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 25^\circ$ (рис. 12). Когда проводились эти испытания, мы еще не имели ясного представления о значении остаточного сопротивления. К счастью, в большинстве случаев мы все-таки продолжали наблюдения на всем пути перемещения сдвиговой коробки, и по этим результатам имели возможность дать приблизительную оценку остаточного угла сопротивления сдвигу. Как видно из рис. 12, эта оценка дала значение $\varphi'_r = 19^\circ$. Весьма вероятно, что более правильное значение будет несколько ниже 19° .

Из рис. 13 видно, что пиковое и остаточное сопротивления, соответствующие среднему эффективному давлению $0,63 \text{ кг/см}^2$, действующему на поверхность скольжения, составляют 0,40 и $0,21 \text{ кг/см}^2$ соответственно. Но, как указывалось выше, среднее касательное напряжение (а отсюда и среднее сопротивление сдвигу) вдоль поверхности скольжения во время обрушения равнялось $0,20 \text{ кг/см}^2$.

Поэтому ясно, что когда произошел оползень, сопротивление глины было близким к его остаточному значению. Действительно, принимая $\varphi'_r = 19^\circ$, мы приходим к выводу, что остаточный фактор $R = 1,12$; если же принять во внимание аппроксимирующую природу φ'_r , я сомневаюсь в том, чтобы величина R существенно отличалась от 1,0.

Если выразить результаты иным путем, применив значение пикового сопротивления в анализе устойчивости склона в Джексфилде, то вычисленный коэффициент запаса окажется равным 2,06 (ошибка более чем на 100%, тогда как действительный коэффициент запаса равнялся 1,0). С другой стороны, даже при применении несколько грубого значения $\varphi'_r = 19^\circ$, вычисленный коэффициент запаса, основанный на остаточном сопротивлении, будет отличаться от правильного результата лишь на 11%.

Можно добавить, что значения $\bar{\sigma}'$ и $\bar{\tau}$, вычисленные по действительным поверхностям скольжения, соответствуют среднему углу сопротивления сдвигу 17° (при $c' = 0$). Эта цифра, которую я получил путем

* Как и во многих оползнях, в переконсолидированных глинах мы нашли в Джексфилде зону размягченной глины, не более 5 см толщиной, содержащую поверхность скольжения. Испытание на сдвиг образца, вырезанного из внешнего края этой зоны, показало $c' = 0,07 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 21^\circ$. Значение φ'_r на самой плоскости скольжения экспериментально не определялось.

приближенного анализа, была подтверждена Моргенстерном, применившим более точный метод расчета.

Селсет

Во время одного раннего посещения участка, предложенного для строительства плотины Селсет в северном Йоркшире, около Миддлтон-и-Тисдейль д-р Бишоп и я нашли интересный оползень, который произошел незадолго перед тем на сложенном валунными глинами склоне долины реки Люн. В течение 1955—1960 гг., когда производились работы на плотине, находящейся на небольшом расстоянии вверх по течению, были использованы различные возможности для исследования оползания и испытания образцов глины. Эти результаты были опубликованы (Skempton and Brown, 1961) и здесь необходимо лишь немного добавить к ним для того, чтобы ввести это описание оползня в рамки настоящего исследования.

Во время паводков река размывает склоны долины и таким путем все еще расширяет свою пойму (рис. 14). Несмотря на это, процесс не протекает очень быстро (скорее в историческом, чем геологическом масштабе времени); карта Государственной службы съемок за 1856 г. показывает, что река находилась в то время примерно в ее современном положении по отношению к подошве склона. Поэтому не может быть сомнений в том, что мы имеем дело с «длительными» условиями.

Валунная глина значительно однородна, не имеет трещин или трещин отдельности и не обнаруживает почти никаких признаков выветривания, за исключением весьма неглубокой зоны сезонных изменений.

Точного определения положения поверхности скольжения не было произведено, хотя в верхней части склона были ясно видны трещины отрыва; поэтому были проанализированы различные возможные круги скольжения. Достаточно точными для наших целей характерными значениями среднего эффективного напряжения $\bar{\sigma}'$ и среднего касательного напряжения $\bar{\tau}$ являются 0,37 и 0,31 кг/см² соответственно.

Трехосные и срезные испытания на сдвиг, проведенные на восьми образцах валунной глины, дали согласующуюся серию результатов, показывающих, что пиковое сопротивление может быть выражено параметрами $c' = 0,09$ кг/см² и $\varphi' = 32^\circ$. Испытания не были доведены до тех деформаций, которые мы, в свете дальнейшего опыта, считаем необходимыми для точного определения сопротивления, но даже и так возможно с достаточной уверенностью оценить эти параметры величинами $c'_r = 0$ и $\varphi'_r = 30^\circ$ (рис. 15).

Поэтому соответственно среднему эффективному давлению $\bar{\sigma}' = 0,37$ кг/см² пиковое сопротивление составляет $s_t = 0,32$ кг/см² и остаточное — $s_r = 0,21$ кг/см² (рис. 16). Однако среднее касательное напряжение, а отсюда и среднее сопротивление сдвигу, во время оползня составляло 0,31 кг/см². Это чуть меньше пикового сопротивления; остаточный фактор $R = 0,08$.

Таким образом, если бы был произведен анализ оползня, применяя

$c' = 0.09 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 32^\circ$, то вычисленный коэффициент запаса был бы весьма близок к правильному значению, равному 1.0. Наоборот, при применении $c'_r = 0$ и $\varphi'_r = 30^\circ$ вычисленный коэффициент запаса равняется 0.69, и ошибка составляет около 30%.

Заслуживает внимания, что пиковое сопротивление, по-видимому, было почти полностью мобилизовано одновременно вдоль всей длины поверхности скольжения. Даже в этой нетронутой нетрещиноватой глине можно было бы, вероятно, рассчитывать найти несколько более резко выраженные указания на прогрессирующее разрушение, чем то, которое соответствует остаточному фактору, равному лишь 8%. Тем не менее остается фактом, что анализ, основанный на пиковом сопротивлении, ведет к вполне удовлетворительному результату с практической точки зрения*.

Лондонская глина

Имеются данные о нескольких оползнях, которые произошли в выветрелой зоне лондонской глины. По всей толще лондонских глин можно видеть трещины, трещины отдельности и редкие зеркала скольжения, но эти особенности более заметны в выветрелой зоне, типичной на глубинах от 9 до 12 м (рис. 17). Очевидным признаком выветривания является коричневый цвет глины, в противоположность «голубому» (в действительности голубовато-серому) цвету невыветрелого материала. Однако более чувствительным индикатором выветривания является наличие тонких пленок таких минералов, как гетит и лимонит в некоторых из трещин и трещин отдельности. Эти продукты изменения часто обнаруживаются в глубинах, расположенных намного ниже границы «коричневой» глины.

Естественно, что параметры пикового сопротивления выветрелой глины изменяются в некоторой степени от участка к участку, но в качестве характерных значений может быть принято** $c' = 0.16 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 20^\circ$.

* Подобное же заключение может быть выведено из исследований оползня, который произошел 6 октября 1954 г. в глубокой выемке у Лодадена, около Осло (Севальдсон, 1960). Здесь глина морского происхождения была слегка переконсолидированной и нетрещиноватой, при $c = 0.10 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 27^\circ$; $w = 29$, $w_L = 35$, $w_p = 19$ и глинистая фракция 46%.

Описания оползней в Селесе и Лодадене могут быть также интерпретированы как указание, что в этих участках ползучесть при сдвиге имеет небольшое влияние на пиковое сопротивление глин.

** Опыты на монолитах, взятых из глубокого шурфа у Эшфорд Коммон, около Стейнса, показали, что значения c' и φ' для невыветрелой лондонской глины значительно выше, чем значение для выветрелой зоны. Эти опыты были проведены в Империял Колледже и Строительной испытательной станции и опубликованы в статье д-ра А. У. Бишоп, Д. Л. Уэбба и Р. П. Левина (Bishop et al., 1965).

Приведенные выше параметры пикового сопротивления сдвигу для лондонской глины и других трещиноватых глин (невыветрелых или выветрелых) были определены на сравнительно малых образцах и в основном относятся к нетронутому материалу. Опыты на больших образцах показывают меньшие сопротивления, вследствие наличия трещин. Однако остаточные сопротивления должны быть независимы от размеров образца.

(рис. 18). Что касается остаточных сопротивлений, Уильям Уотсон (из Сойд Механикс Лимитед) провел испытания на сдвиг на образцах, включавших в себя действительную плоскость скольжения, взятых из оползневого участка в Дедхеме, Эссекс; Петли (из Империял Колледжа) определил остаточные сопротивления трех образцов ненарушенной глины, применяя технику возвратных срезных испытаний. Исследования показали, что τ_r составляет около 16° (рис. 18).

Результаты одного из возвратных испытаний при больших деформациях показаны на рис. 19, а зеркала скольжения в образце по окончании испытания — на рис. 20 (вкладка). Исследование под микроскопом тонкого сечения, приготовленного Ирли из образца глины, содержащего плоскость скольжения Дедхема, показывает область сильно ориентированных частиц, подобных тем, которые наблюдались в глине Уолтонс Вуд, толщиной приблизительно 10 μ .

Зона размягченной глины, распространяющаяся грубо на ширину 2,5 см, по обе стороны от плоскости скольжения является характерной для лондонской глины; три характерных примера показаны на рис. 21. Видно, что влажность в непосредственной близости от плоскости скольжения составляет около 35%, а влажность окружающей неразмягченной глины — около 30%.

Обращаясь теперь к описанию оползней лондонской глины, коснемся вначале обрушения подпорной стенки в Кензал Грин, которое произошло в 1941 г* (рис. 22). Стенка имела значительную длину. Она была построена в 1912 г.; в 1929 г. произошло ее обрушение в наиболее высоком сечении, приблизительно в 75 м от оползня 1941 г. После восстановления в различных местах вдоль всей длины стенки были установлены наблюдательные пункты. Случайно оказалось, что один из этих топографических профилей был расположен всего в нескольких метрах от положения максимального движения в 1941 г. Таким образом, нам сопутствовала удача иметь непрерывную запись смещений за предшествующий обрушению период в 12 лет (рис. 22). В течение нескольких лет после начала наблюдений, когда стенка существовала уже 17 лет, скорость смещения была малой (около 6 мм в год). Но постепенно скорость увеличивалась, и, наконец, общее смещение достигло 45 см.

Трудно было бы представить лучшее доказательство прогрессирующего разрушения. Рассматривая кривую время-смещение на рис. 22, можно почувствовать, что среднее сопротивление глины уменьшается и приближается к действующему касательному напряжению; соответственно этому происходят все большие и большие движения по мере того, как сопротивление глины приводится к остаточному значению.

* Выемка Кензал Грин была открыта в 1835 г. для железной дороги Лондон-Бирмингем. Расширение произведено в 1875 г. и вторично в 1912 г., когда была сооружена существующая стенка. Мало вероятно, чтобы выемка 1875 г. имела какое-либо существенное влияние на глины, вовлеченные в обрушение в 1941 г. В качестве сотрудника Строительной исследовательской станции, руководимой д-ром Кулингом, мне выпало счастье произвести исследования обрушения.

Анализ сил, действующих на поверхность скольжения, показывает, что $\tau' = 0,39 \text{ кг/см}^2$. Поэтому средние пиковое и остаточное сопротивления равны 0,298 и 0,112 кг/см^2 соответственно (рис. 23). Но среднее касательное напряжение вдоль поверхности скольжения составляет 0,186 кг/см^2 . Эта величина представляет собой также и сопротивление сдвигу во время обрушения. Таким образом, может быть непосредственно вычислен остаточный фактор, так как $R = \frac{0,298 - 0,186}{0,298 - 0,112} = 0,61$.

Отсюда среднее сопротивление за период 29 лет упало примерно на 60% на пути от пикового к остаточному сопротивлению. Иными словами, сопротивление упало до остаточного значения вдоль 60% поверхности скольжения, тогда как пиковое значение сохранилось на остальных 40%.

Рассмотрим эту проблему с другой точки зрения. Если бы для всей поверхности скольжения было применено пиковое сопротивление, то вычисленный коэффициент запаса составил бы 1,6, тогда как, если бы было применено остаточное сопротивление, эта величина равнялась бы 0,6. Правильное значение коэффициента запаса равно 1,0 и параметры сопротивления сдвигу, требующиеся для того, чтобы дать при расчете устойчивости этот результат, составляют $\bar{c}' = 0,061 \text{ кг/см}^2$ и $\bar{\varphi}' = 17,5^\circ$; они соответствуют $R = 0,61$.

Очень близкие данные были получены при анализе оползня в выемке у Нортхолта* (рис. 24). Здесь отрывка была произведена в 1936 г., а обрушение произошло через 19 лет, в 1955 г. Вскоре после оползания было произведено исследование участка, включавшее в себя установку пьезометров, взятие образцов для испытаний и съемку значительной части поверхности скольжения в канавах, которые были позже прорыты на склоне для контрфорсных дрена.

Расчет методом дуги окружности, приближающийся к наблюдаемой поверхности скольжения, показывает, что $\sigma' = 0,37 \text{ кг/см}^2$. Соответствующие средние значения пикового и остаточного сопротивлений составляли 0,291 и 0,105 кг/см^2 соответственно. Среднее касательное напряжение, а отсюда и среднее сопротивление сдвигу, действующее вдоль поверхности скольжения во время обрушения, составляло 0,186 кг/см^2 . Следовательно, $R = 0,56$ и параметры сопротивления сдвигу, соответствующие коэффициенту запаса, равного 1,0, будут $\bar{c}' = 0,07 \text{ кг/см}^2$ и $\bar{\varphi}' = 18^\circ$.

Третий оползень в выветрелых лондонских глинах, который я буду рассматривать, произошел в 1949 г. в выемке, открытой у Садбери Хилл в 1900 г. (рис. 25). Здесь не было осуществлено никаких оздоровитель-

* Описанные ниже в настоящей лекции исследования у Нортхолта, а также в Садбери Хилл и на различных природных склонах в лондонской глине проведены д-ром Хенкелом и мной при умелом сотрудничестве д-ра Ф. А. Делори. Были опубликованы статьи о Нортхолте (Henkel 1957) и о природных склонах (Скемптон и Делори, 1960). В последние месяцы я пересмотрел эти данные и при помощи Ноела Симонса сделал новые расчеты устойчивости.

ных мероприятий, за исключением подрезки подошвы оползня там, где он надвигался на железнодорожный путь. Профиль склона после оползня показан пунктирной линией на рис. 25, откуда видно, что вдоль поверхности скольжения произошло смещение на несколько метров.

При исследовании этого оползня, между 1949 и 1956 гг., произошли небольшие перемежающиеся движения. Поэтому склон находился в состоянии предельного равновесия, и анализ сил мог привести к оценке остаточного сопротивления.

Было установлено три пьезометра; показанный на рис. 25 горизонт грунтовых вод является наивысшим, зарегистрированным в течение периода в 20 месяцев. Для этого горизонта грунтовых вод и показанного на чертеже круга скольжения были найдены среднее эффективное давление $\bar{\sigma}' = 0,317 \text{ кг/см}^2$ и соответствующее касательное напряжение $\bar{\tau} = 0,083 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, если мы примем $c'_r = 0$, то может быть сразу вычислен остаточный угол сопротивления сдвигу, так как в этом случае $\text{tg } \bar{\varphi}'_r = \bar{\tau} / \bar{\sigma}'$; отсюда мы находим $\bar{\varphi}'_r = 15^\circ$. Это значение находится в приемлемом согласии с вышеупомянутыми результатами испытаний*.

Могут быть также исследованы условия непосредственно перед оползанием, приняв, что пьезометрические уровни, наблюдаемые в 1956—1957 гг., достаточно типичны для уровней 1949 г. Результаты этого анализа можно суммировать, указав, что $R = 0,80$, при $c' = 0,03 \text{ кг/см}^2$ и $\varphi' = 17^\circ$.

Эти цифры должны рассматриваться как приближенные, так как они до некоторой степени зависят от довольно неопределенного представления о пьезометрических уровнях. Несмотря на это, если рассматривать эти данные в связи с результатами из Кензал Грин и Нортхолта, они безошибочно показывают тенденцию уменьшения сопротивления со временем, как и должно предполагаться в отношении материала, подверженного прогрессирующему разрушению**.

* Довольно близкая корреляция между лабораторными и полевыми значениями φ'_r , как это было найдено в Садбери Хилл и в Джексфилде (а также и в исследованиях, которые в настоящее время проводятся в Уолтонс Вуд), показывает, что остаточное сопротивление глины является в сущности независимым от времени разрушения в пределах от одной недели, как в лабораторных испытаниях, до периода в несколько лет. Необходимо отметить, что на некоторых оползнях кинетическая энергия движения, после начального обрушения, могла быть достаточной для того, чтобы вызвать «заезд» (overriding). В таких случаях оползающие массы приходят в состояние покоя в положении, соответствующем более низким сопротивлениям, чем истинное остаточное значение.

** Как указывалось ранее, существование трещин означает, что среднее сопротивление ниже, чем пиковое, если даже не происходит прогрессирующего разрушения. Поэтому вполне возможно, что лондонские глины непосредственно после отрывки могли иметь значение R около 0,25 просто в силу наличия трещин и трещин отдельности. Прогрессирующее разрушение со временем ведет к более высоким значениям R , как это было установлено в Кензал Грин, Нортхолте и в Садбери Хилл и на природных склонах.

В природных склонах масштаб времени так велик, что можно рассчитывать на падение сопротивления трещиноватой глины до остаточного значения. Наблюдения на природных склонах в лондонской глине, когда зеркало грунтовых вод располагается вблизи от дневной поверхности, показали, что деление на устойчивые и неустойчивые условия приблизительно отвечает наклону 10° (рис. 26). Были вычислены значения σ' и τ для случаев поверхности скольжения, расположенной на глубинах 1,5 и 2,4 м, и для случая горизонтов грунтовых вод, расположенных на глубине 15 и 75 см ниже дневной поверхности*. Результаты представлены на рис. 26, откуда можно видеть, что предельный угол склона 10° согласуется со значением остаточного, угла сопротивления сдвигу, равного около 16° .

Вышеизложенные данные о лондонской глине приведены на рис. 27 и вытекающие из него следствия являются настолько согласующимися, что это дает мне основание думать, что мы работаем по правильному пути решения проблемы.

РЕЗЮМЕ

Рассмотренные в настоящей лекции остаточные факторы для различных оползней суммированы в табл. 2. Валунная глина Селсет, не имеющая трещин и трещин отдельности, развивает свое пиковое сопротивление

Таблица 2

ЗНАЧЕНИЯ R

Состояние глины	Стратиграфия	Местоположение	Природный склон N или выемка C (время до обрушения)	Остаточный фактор R
Нет трещин и трещин отдельности. Невыветрелая	Валунная глина	Селсет	N	0.08
Трещины и трещины отдельности. Выветрелая	Лондонская глина	Нортхолт	C (19 лет)	0.56
		Кензал Грин	C (29 лет)	0.61
		Садбери Хилл	C (49 лет)	0.80
		Садбери Хилл 10° склоны	C (после оползня) N	1.04 0.92—1.06
	Колпартские пласты	Джекфилд	N	1.12
Движение по существующим поверхностям скольжения в любых типах глин				Около 1,0

* Детали, относящиеся к полевым наблюдениям и к методу анализа устойчивости, могут быть найдены в статье Скемптона и Делори (1960), в которой было принято, что горизонт грунтовых вод совпадает с дневной поверхностью. Я понимаю теперь, что это было слишком большим упрощением.

тивление вдоль почти всей длины поверхности скольжения. Выветрелая лондонская глина очень сильно трещиновата и обладает трещинами отдельности. В таком материале будет некоторое уменьшение параметров сопротивления сдвигу по отношению к пиковому значению, которое происходит еще во время процесса экскавации; исследования в Нортхолте и Кензал Грин показали, что в оползнях, которые произошли спустя 20 или 30 лет, среднее сопротивление глины является сниженным на величину около 60% на пути от пикового к остаточному сопротивлению. В Садбери Хилл, в котором оползень произошел почти через 50 лет, этот фактор увеличился до 80%, в то время как в природных склонах в лондонских глинах сопротивление, кажется, является близким к остаточному. Оползень Джекфилд, который также произошел в природном склоне в выветрелой трещиноватой глине, показал, что сопротивление глины было приблизительно равно остаточному значению.

Это, казалось, означает, что присутствие трещин и трещин отдельности может действительно приводить к прогрессирующему разрушению глинистых склонов и в пределе этот процесс может продолжаться до достижения остаточного сопротивления. Но в нетрещиноватых и в необладающих трещинами отдельности глинах уменьшение сопротивления от пикового значения является небольшим и даже пренебрежимо малым. В эту последнюю категорию могут также подпадать и уплотненные глинистые грунты, применяемые в насыпях и земляных плотинах*.

Наконец, если обрушение уже произошло, всякое последующее движение по существующей поверхности скольжения будет управляться уже остаточным сопротивлением, независимо от того, какого типа глина вовлечена в него. Вероятно, это является главной причиной исключительно низких углов сопротивления сдвигу (сравнительно с общепринятыми пиковыми значениями), полученных для таких оползней, как, например, оползень в глинистых сланцах Бирпоу из южного Саскачевана (Ringheim, 1964); анализ склона в Садбери Хилл после начального оползания подтверждает такую трактовку. Также весьма вероятно, что в зонах сдвига, вызванных тектоническими движениями, сопротивление должно иметь остаточное значение.

Описания оползней, на основании которых были сделаны эти заключения, все еще малочисленны, но они, вероятно, достаточны для укрепления уверенности в том, что имеется более логичное обоснование, чем то, которым до сих пор пользовались при анализе длительной устойчивости глинистых склонов.

* Эти три положения, сформулированные в настоящем параграфе, были впервые выдвинуты в дискуссии на 5 Международном конгрессе по механике грунтов (Skempton, 1961).

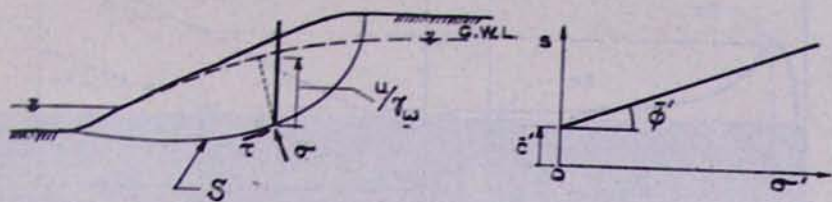
PROFESSOR SKEMPTON'S FOURTH RANKINE LECTURE: "LONG-TERM STABILITY OF CLAY SLOPES"

FROM THE EDITOR

Fourth Rankine lecture, given by Professor A. W. Skempton before the British Geotechnical Society in January, 1964 has a great significance for the understanding of processes which take place in slopes composed of the over-consolidated clays. This lecture was published in the Journal "Géotechnique" 1964, vol. 14, number 2, pp. 77—101. The present translation of this lecture into both Armenian and Russian languages is published by the kind consent of the author.

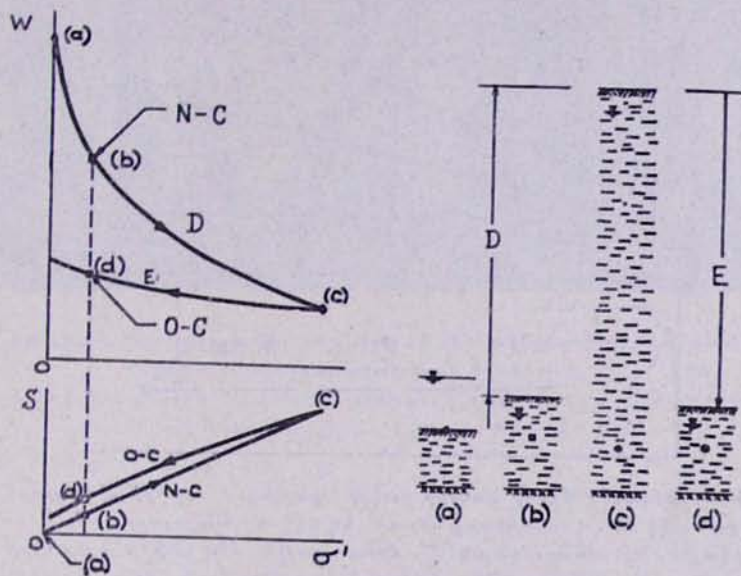
ԳՐԱԿԱՆ ՈՒԹՅՈՒՆ — ЛИТЕРАТУРА

- Гольдштейн М. Н., Липидус Л. С. и Мизюмский В., 1961. Некоторые вопросы статистической механики и реологии грунтов. Доклады к V Междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению, М., Госстройиздат, 14—21.
- Севальдсон Р. А., 1960. Оползень в Лодалене 6 октября 1964 г. Сб.: «Проблемы инженерной геологии», М., ИЛ, 2: 269—295.
- Скемpton А. В. и Делори Ф. А., 1960. Устойчивость природных склонов Англии, сложенных лондонскими глинами. Сб. «Проблемы инженерной геологии», М., ИЛ, 2: 231—239.
- Хенкел Д. и Скемpton А., 1958. Оползень в очень плотных глинах в районе Джекфилда, Шропшир. Сб. «Проблемы инженерной геологии», М., ИЛ, 1: 150—159.
- Astbury N. F., 1960. Science in the ceramic industry. Proc. Roy. Soc. A., 258: 27—46.
- Bishop A. W., 1954. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, Proc. European Conf. Stability of Earth Slopes, 1: 13, Stockholm; reprinted in *Géotechnique* 5: 1: 7—17.
- Borowicka H., 1963. Der Wiener Routine-Scherversuch. Mitt. Inst. Grundbau u. Boden-mech. Wien 5: 7—13.
- Caquot A., 1934. Equilibre des massifs à frottement interne. Gauthier-Villars, Paris.
- Cottrell A. H., 1963. Fracture. Proc. Roy. Soc. A., 276: 1—18.
- Haefeli R., 1938. Mechanische Eigenschaften von Lockergesteinen. Schweiz. Bauzeitung, 111: 321—325.
- Haefeli R., 1950. Investigation and measurements of the shear strength of saturated cohesive soils. *Géotechnique* 2: 3: 186—208.
- Henkel D. J., 1957. Investigation of two long-term failures in London Clay slopes at Wood Green and Northolt. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, 2: 315—320.
- Horn H. M. and Deere D. U., 1962. Frictional characteristics of minerals. *Géotechnique*, 12: 4: 319—335.
- Hvorslev M. J., 1937. Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. In: *Ingénior. Skrifter A.*, Copenhagen, No. 45.
- Ringheim A. S., 1964. Experiences with the Bearpaw shale at the South Saskatchewan River dam. Trans. 8th Int. Conf. Large Dams, Edinburgh, 1: 529—550.
- Skempton A. W., 1961. Discussion on Section 6 (Earth Dams, Slopes and Open Excavations). Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris, 3: 349—350.
- Skempton A. W. and Brown J. D., 1961. A landslide in boulder clay at Selset, Yorkshire. *Géotechnique*, 11: 4: 280—293.
- Tiedemann B., 1937. Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. *Bautechnik*, 15: 433—435.
- Turnbull J. McN., 1952. Shearing resistance of soils. Proc. 1st Aust.-N. Z. Conf. Soil Mech., Melbourne, pp. 48—81.



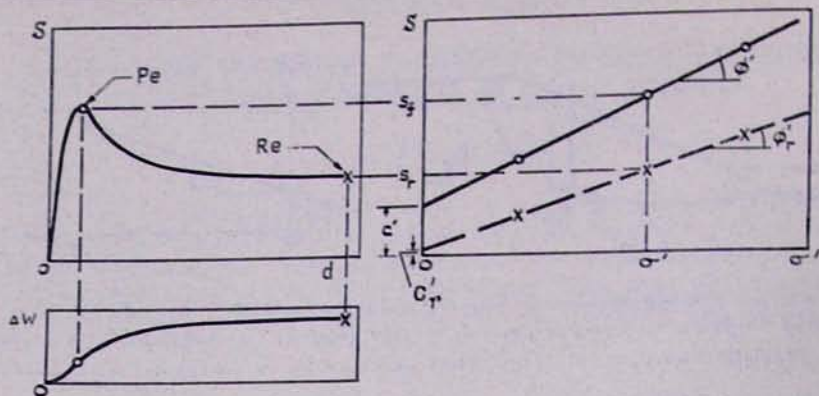
նկ. 1. Կառված լանդշեյֆի երկարատև կայունությունը: S —սահեցման մակերևույթ, $G.W.L.$ —գետնաջրերի հորիզոն, τ —շռտափող լարում, σ —լրիվ լարում, u —ծակոտկենային ճնշում, $\sigma' = \sigma - u$ էֆեկտիվ ճնշում, $s = c' + \sigma' \tan \phi'$ կազմի դիմադրություն սահման, F —պաշարի գործակից: Կայուն լանդշեյֆի համար $\Sigma \tau = \Sigma \frac{c'}{F} + \Sigma (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{F}$, սահեցման ժամանակ $F = 1.0$ և $\Sigma \tau = \Sigma s$:

Рис. 1. Длительная устойчивость глинистых склонов. S —поверхность скольжения, $G.W.L.$ —горизонт грунтовых вод, τ —касательное напряжение, σ —полное напряжение, u —поровое давление, $\sigma' = \sigma - u$ —эффективное напряжение, $s = c' + \sigma' \tan \phi'$ —сопротивление глины сдвигу, F —коэффициент запаса. Для устойчивого склона $\Sigma \tau = \Sigma \frac{c'}{F} + \Sigma (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{F}$; при оползании $F = 1.0$ и $\Sigma \tau = \Sigma s$.

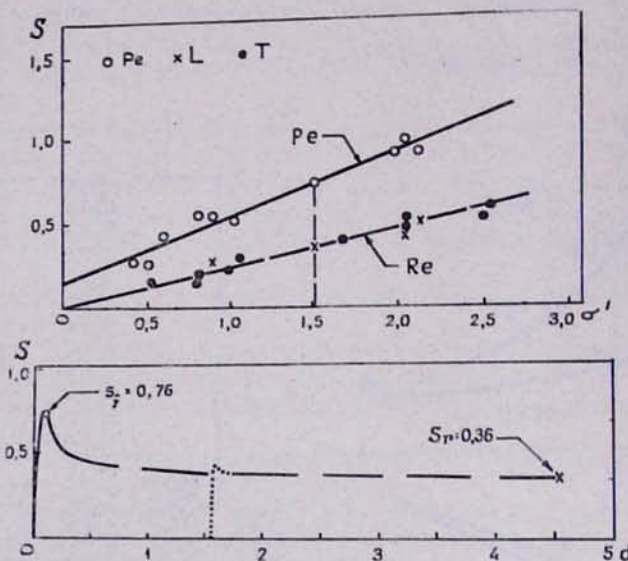


նկ. 2. Նորմալ-կոնսոլիդացված և գերկոնսոլիդացված կավ: D —նստվածքահոսում, E —էրոզիա, NC —նորմալ-կոնսոլիդացված, OC —գերկոնսոլիդացված, w —խոնավություն: Մնացած նշանները տե՛ս նկ. 1:

Рис. 2. Нормально-консолидированная и переконсолидированная глина. D —осадконакопление, E —эрозия, NC —нормально-консолидированная, OC —переконсолидированная, w —влажность; остальные обозначения см. рис. 1.

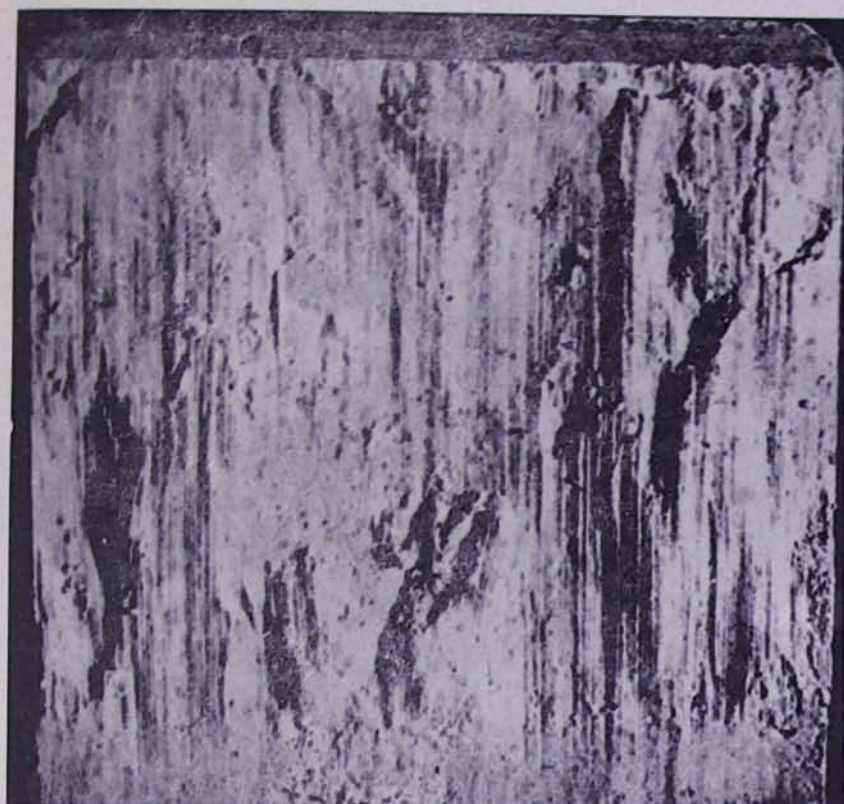


Նկ. 3. Սանրի 7 բնութագրեր գերկոնսոլիդացած կավի համար: Pe — պիկային, Re — մնացորդային, d — տեղաշարժ, ΔW — խոնավության աճ: Մնացած նշումները տե՛ս Նկ. 1: c'_r — մեծությունը սովորաբար շատ փոքր է կամ հավասար է զրոյի: Րիս. 3. Характеристика сдвига переконсолидированной глины. Pe — пиковое, Re — остаточное, d — перемещение, ΔW — увеличение влажности: остальные обозначения см. рис. 1. Величина c'_r обычно очень мала или равна нулю.



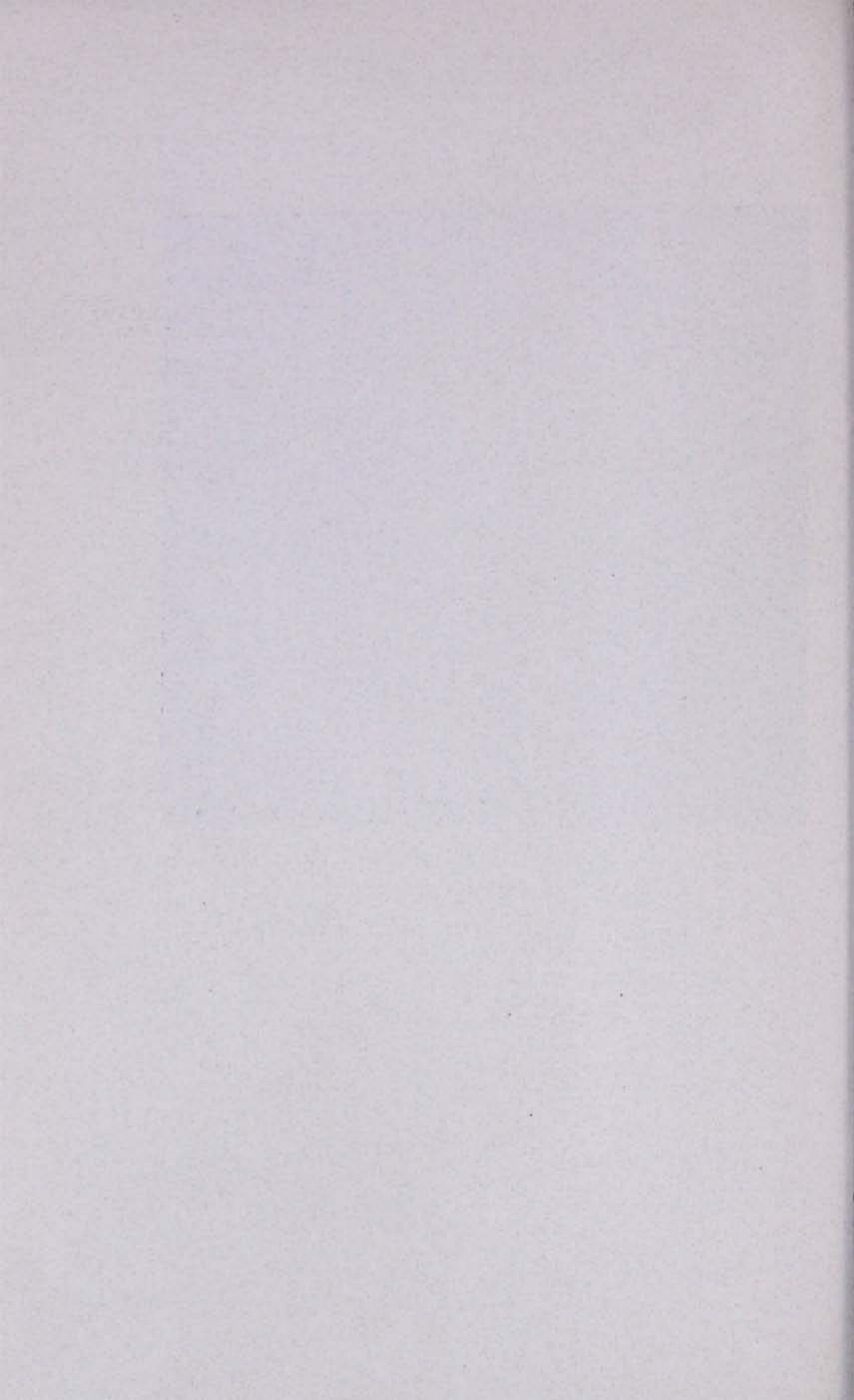
Նկ. 4. Ուղղանկյուն վուդի կավերի սանրի փորձեր. s — սահքի դիմադրություն, կգ/սմ². σ' — էֆֆեկտիվ ճնշում, կգ/սմ². d — տեղաշարժ, սմ. Pe — պիկային, Re — մնացորդային, L — մնացորդային, մեծ դեֆորմացիաների փորձեր. T — մնացորդային, սահնցման հարթության վրա փորձեր: a) պիկային դիմադրության պարամետրեր $c' = 0,16$ կգ/սմ², $\varphi' = 21^\circ$. մնացորդային դիմադրության պարամետրեր $c'_r = 0$, $\varphi'_r = 13^\circ$. b) փորձի տևողությունը 6 օր, էֆֆեկտիվ ճնշում $\sigma' = 1,56$ կգ/սմ²:

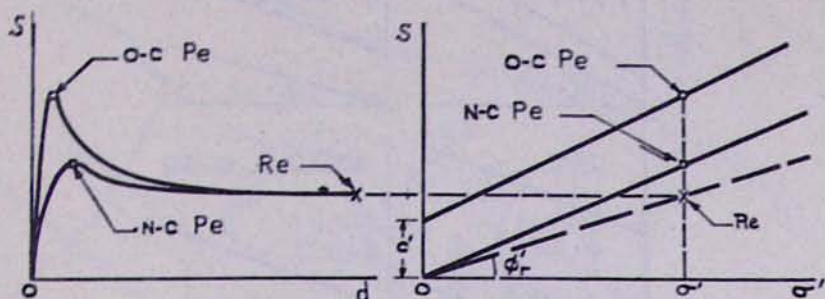
Рис. 4. Испытания на сдвиг глины из Уолтонс Вуд. s — сопротивление сдвигу в кг/см². σ' — эффективное давление в кг/см², d — перемещение в см. Pe — пиковое, Re — остаточное, L — остаточное, опыты при больших деформациях, T — остаточное, опыты на плоскости скольжения. a) Параметры пикового сопротивления $c' = 0,16$ кг/см², $\varphi' = 21^\circ$; параметры остаточного сопротивления $c'_r = 0$, $\varphi'_r = 13^\circ$. b) Длительность опыта 6 дней, эффективное давление $\sigma' = 1,56$ кг/см².



Նկ. 5. Սանկցման հալկիներ, որոնք առաջացել են մեծ դեֆորմացիաների հետևանքով
Ուոլտոնս Վալիի շխախտված կավի նմուշի վրա:

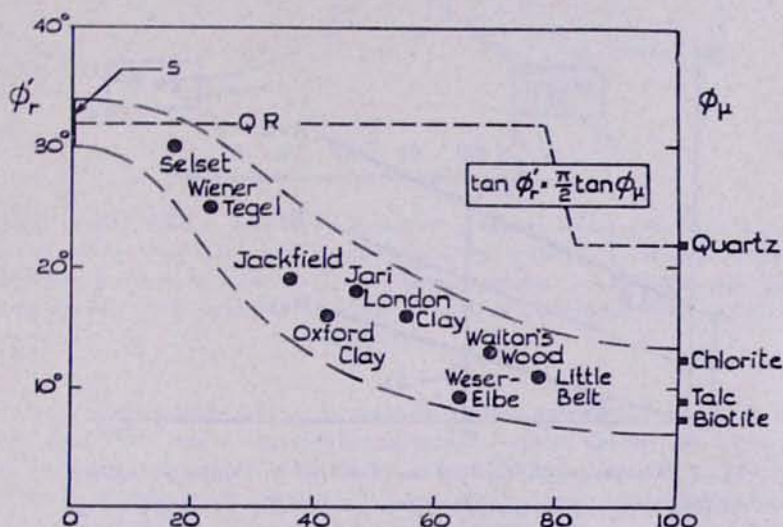
Рис. 5. Зеркала скольжения, образовавшиеся при больших деформациях
на образце ненарушенной глины из Уолтонс Вуд.





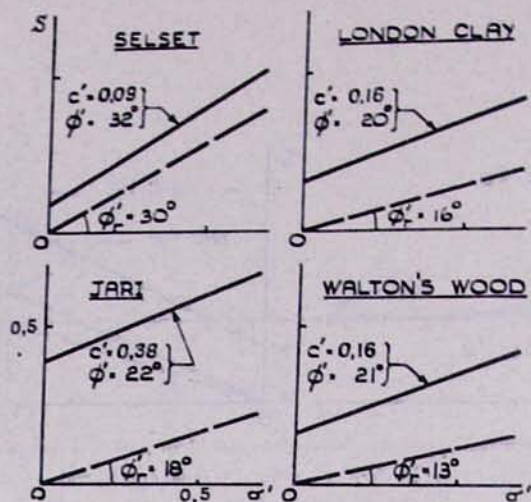
Նկ. 6. Պարզեցրած հաշվարկություն նորմալ-կոնսոլիդացված և զերկոնսոլիդացված կավերի միջև: O-C Pe—զերկոնսոլիդացածի պիկը, N-C Pe—նորմալ-կոնսոլիդացածի պիկը, մնացած նշումները տե՛ս նկ. 1 և 4:

Рис. 6. Упрощенное соотношение между нормально-консолидованной и переконсолидованной глинами. O-C Pe—пик переконсолидованной, N-C Pe—пик нормально-консолидованной. Остальные обозначения см. рис. 1 и 4.



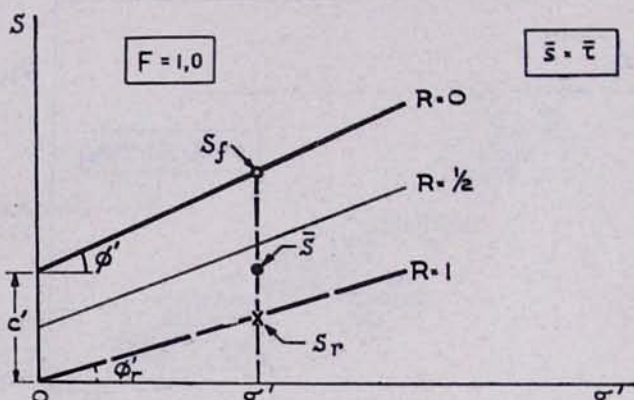
Նկ. 7. φ_r -ի նվազումը կավային ֆրակցիայի աճի հետ միասին: Արցիսներ—կավային ֆրակցիա, S—ավաղներ, QR—զավարդը անկանոն կողմնորոշված:

Рис. 7. Уменьшение φ_r с увеличением глинистой фракции. Абсциссы—глинистая фракция, S—пески, QR—беспорядочно ориентированный кварц.



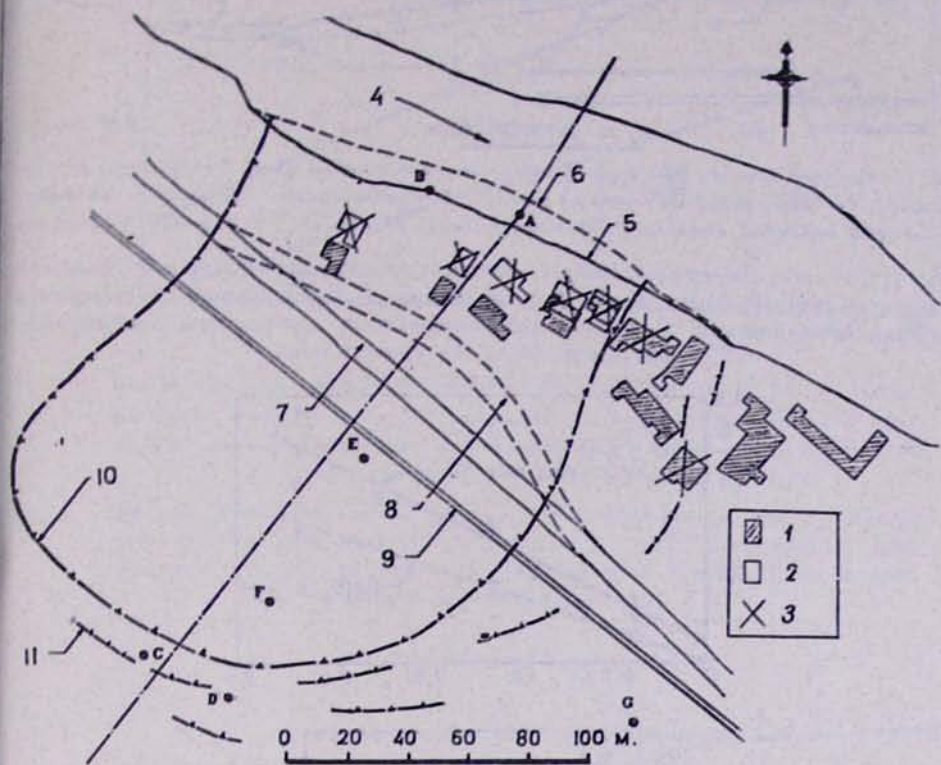
Նկ. 8. Փերկոնսոլիդացած կավերի պիկային և մնացորդային դիմադրություն: Նշումները տե՛ս նկ. 1:

Рис. 8. Пиковое и остаточное сопротивление переконсолидированных глин: обозначения см. рис. 1.



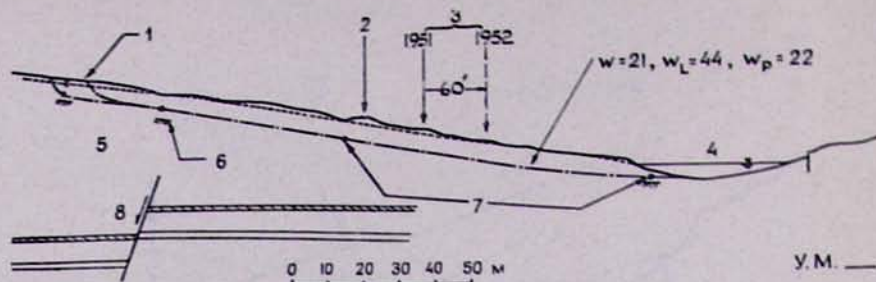
Նկ. 9. Մնացորդային գործակի սահմանում: s_f —պիկային դիմադրություն, s_r —մնացորդային դիմադրություն, $\bar{s}$ —միջին սահքի դիմադրություն սահեցման մակերևույթով, $\bar{\sigma}$ —միջին էֆեկտիվ ճնշում սահեցման մակերևույթով:

Рис. 9. Определение остаточного фактора. s_f —пиковое сопротивление, s_r —остаточное сопротивление, $\bar{s}$ —среднее сопротивление сдвигу по поверхности скольжения, $\bar{\sigma}$ —среднее эффективное давление по поверхности скольжения.



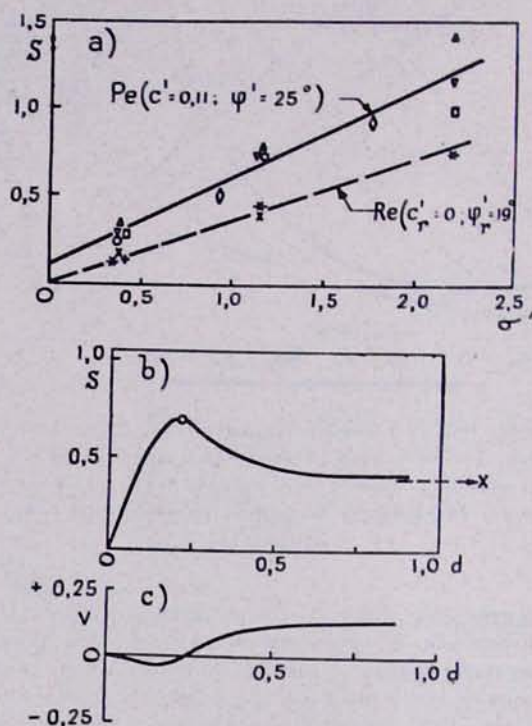
նկ. 10. Ջեկֆիլդի սողանք, 1952 թ. 1—տների սկզբնական դիրքը, 2—տների դիրքը սողանքից հետո, 3—քանդված տները, 4—Սենըն գետը, 5—գետափը մինչև սողանքը, 6—գետափը սողանքից հետո, 7—ճանապարհը սողանքից առաջ, 8—ճանապարհը սողանքից հետո, 9—երկաթգիծ (պահպանվում էր իր դիրքում), 10—գլխավոր սողանքի մոտավոր սահմանը, 11—երկրորդական սողանքները:

Рис. 10. Оползень Джекфильд, 1952 г. 1—первоначальное положение домов, 2—положение домов после оползня, 3—разрушенные дома, 4—река Севери, 5—берег реки до оползня, 6—берег реки после оползня, 7—автомобильная дорога до оползня, 8—автомобильная дорога после оползня, 9—железная дорога (поддерживалась на месте), 10—приблизительная граница главного оползня, 11—вторичные оползни.



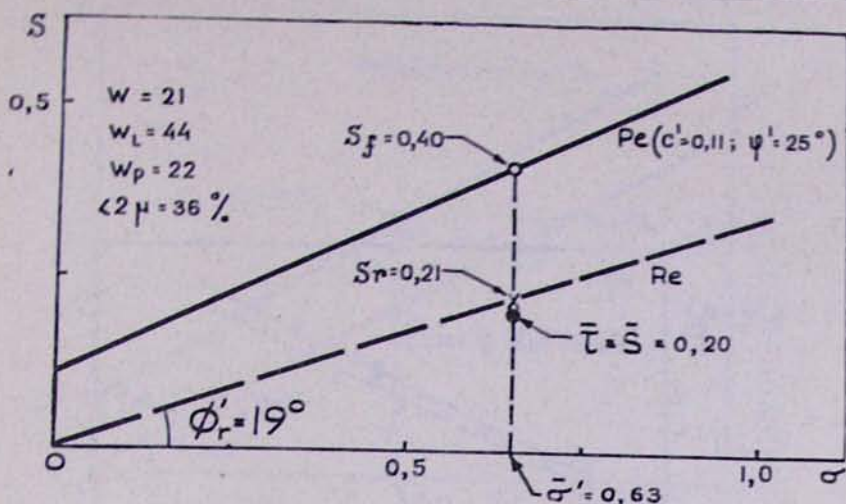
Նկ. 11. Ջեկֆիլդի սողանք, 1952 թ. 1—գլխավոր սողանքի կտրման պատ, 2—երկաթգիծ, 3—ձախապարհ, 4—Սևերն գետը, 5—կոլպորտի շերտեր, 6—հողմահարման հավանական սահմանը, 7—դիտված սահեցման մակերևույթ, 8—տարեջր: Հանքի թեքությունը 10° : Մ.Մ.—ծովի մակարդակ:

Рис. 11. Оползень Джекфилд, 1952 г. 1—стенка отрыва главного оползня, 2—железная дорога, 3—автомобильная дорога, 4—река Северн, 5—пласт Колпорт, 6—вероятная граница выветривания, 7—наблюдаемая поверхность скольжения, 8—сброс. Наклон склона 10° . У.М.—уровень моря.



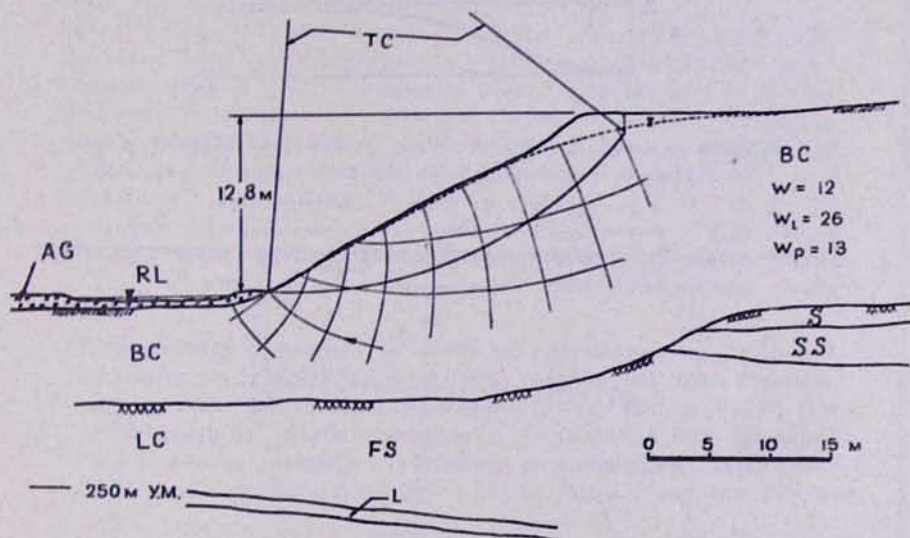
Նկ. 12. Ջեկֆիլդ, սահմի փորձեր: v —ուղղահիգ տեղաշարժ, մնացած նշումները տե՛ս նկ. 1: b) նմուշ 5,25 մ խորությունից, փորձի տևողությունը 8 ժամ, էֆեկտիվ ճնշումը $\sigma' = 1,12$ կգ/սմ²:

Рис. 12. Джекфилд, испытания на сдвиг. v —вертикальные перемещения; остальные обозначения см. рис. 1; b)—образец с глубины 5,25 м; длительность опыта 8 часов, эффективное напряжение $\sigma' = 1,12$ кг/см².



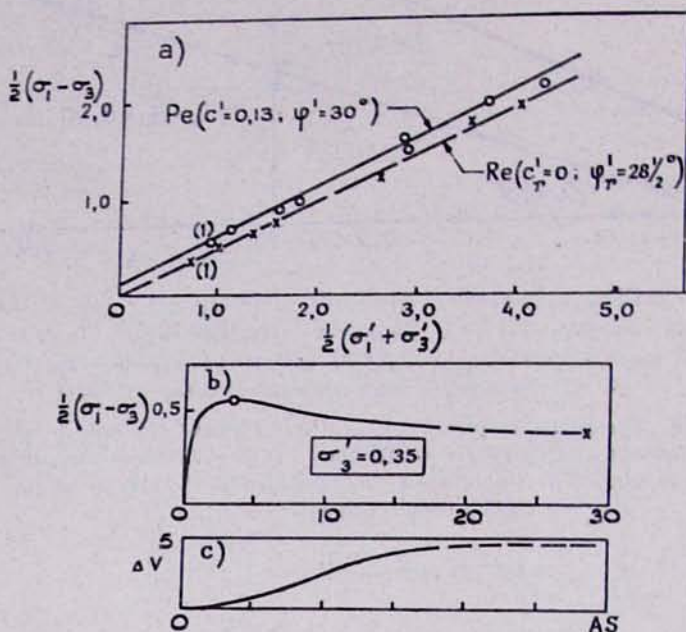
Նկ. 13. Ջեքֆիլդ, տվյալների ամփոփումը Նշուհները տե՛ս Նկ. 1: Կայունության անալիզը ցույց է տալիս $R=1,12$, երբ $c'=0$, $\varphi'=17^\circ$: Հաշվարկած պաշարի գործակիցը՝ 1) ելնելով պիկային զիմադրությունից $F=2,06$, 2) ելնելով մնացորդային զիմադրությունից $F=1,11$:

Рис. 13. Джексфилд, сводка данных. Обозначения см. рис. 1. Анализ устойчивости показывает $R=1,12$ при $c'=0$, $\varphi'=17^\circ$. Вычисленный коэффициент запаса: 1) по пиковому сопротивлению $F=2,06$, 2) по остаточному сопротивлению $F=1,11$.



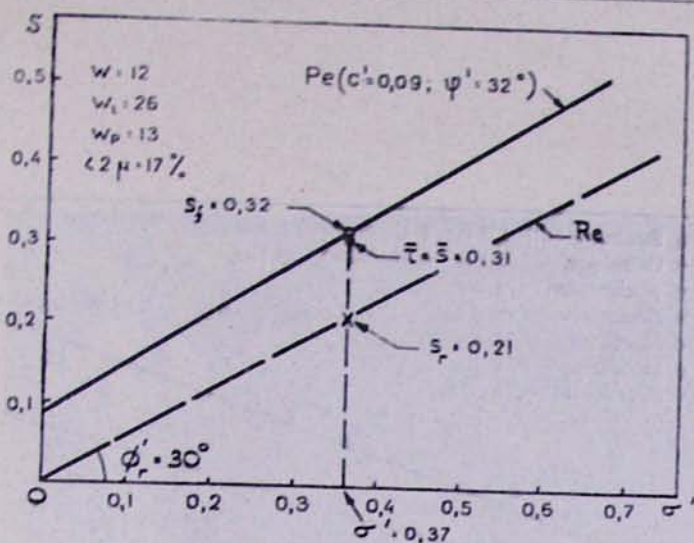
Նկ. 14. Ոփլադեն Սելսետը: RL—Լյուն գետը, AG—ջրարեր կույիճ: BC—զլարարային կավ, LC—ներքին քարածխային, S—ավազաքար, SS—ավազաքար և ներծառար, FS—ձեղրավոր ներծառար, L—կրաքար, TC—տիպիկ սահնդման շրջան. լանջի միջին թևությունը հասնում է 28° , 250 մ Մ. Մ.—ծովի մակարդակից 250 մ բարձր:

Рис. 14. Оползень Селсет. RL—река Lyon, AG—аллювиальный гравий, BC—вулканическая глина, LC—нижнекаменноугольные, S—песчаник, SS—песчаник и сланцы, FS—трещиноватые сланцы, L—известняк; TS—типичный круг скольжения; средний наклон склона 28° , 250 м УМ—250 м над уровнем моря.



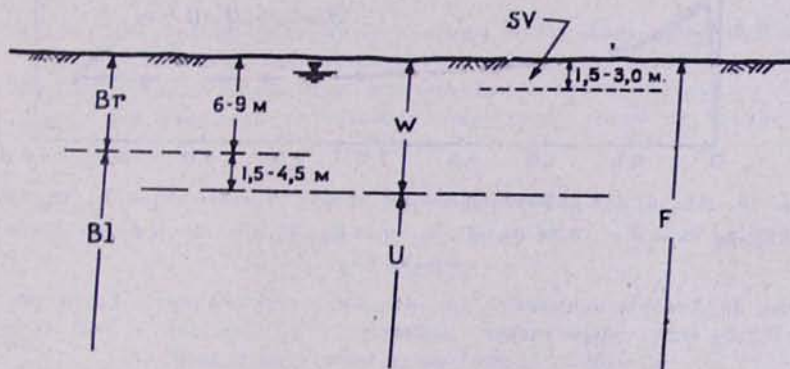
Նկ. 15. Սկզբնական փորձեր: а) նմուշ g, փորձերի տևողությունը 5 օր, Pe —պիկային ($c'=0.13$ կգ/սմ², $\varphi'=30^\circ$), Re —մնացորդային ($c'_r=0$, $\varphi'_r=28\frac{1}{2}^\circ$), б) նմուշ g, փորձ 1. էֆֆեկտիվ ճնշում $\sigma'_3=0.35$ կգ/սմ², в) ΔV —ծավալի աճ (առկոսներով), AS —առանցքային զեֆորմացիա (առկոսներով): Միջին մեծություններ տեղանքի համար՝ պիկային $c'=0.09$ կգ/սմ², $\varphi'=32^\circ$, մնացորդային $c'_r=0$, $\varphi'_r=30^\circ$:

Рис. 15. Селсет, испытания на сдвиг. а) образец g, длительность опытов 5 дней; Pe —пиковое ($c'=0.13$ кг/см², $\varphi'=30^\circ$); Re —остаточное ($c'_r=0$, $\varphi'_r=28\frac{1}{2}^\circ$); б)—образец g, опыт 1: эффективное давление $\sigma'_3=0.35$ кг/см²; в) ΔV —увеличение объема (в процентах), AS —осевая деформация (в процентах). Средние величины для участка: пиковое $c'=0.09$ кг/см², $\varphi'=32^\circ$; остаточное $c'_r=0$, $\varphi'_r=30^\circ$.



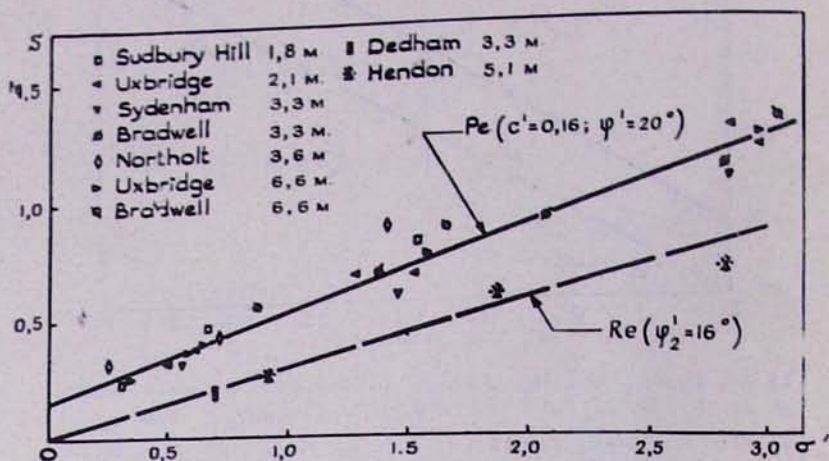
Նկ. 16. Սկսեմ, տվյալների ամփոփում: Գրունտի հատկություններ՝ $w=12$, $w_L=26$, $w_p=13$, $<2\mu=17\%$. Pe —պիկային ($c'=0.09$ կգ/սմ², $\varphi'=32^\circ$), Re —մնացորդային ($c_r'=0$, $\varphi_r'=30^\circ$): Մնացած նշումները տե՛ս նկ. 1: Կայունության անալիզը ցույց է տալիս $R=0.08$, երբ $c'=0.08$ կգ/սմ² և $\varphi'=32^\circ$, Հաշվարկված պաշարի գործակիցը՝ 1) ելնելով պիկային դիմադրությունից $F=1.03$, 2) ելնելով մնացորդային դիմադրությունից $F=0.69$:

Рис. 16. Селсет, сводка данных. Свойства грунтов: $w=12$, $w_L=26$, $w_p=13$, $<2\mu=17\%$. Pe —пиковое ($c'=0.09$ кг/см², $\varphi'=32^\circ$), Re —остаточное ($c_r'=0$, $\varphi_r'=30^\circ$). Остальные обозначения см. рис. 1. Анализ устойчивости показывает $R=0.08$ при $c'=0.08$ кг/см² и $\varphi'=32^\circ$. Вычисленный коэффициент запаса: 1) по пиковому сопротивлению $F=1.03$, 2) по остаточному сопротивлению $F=0.69$.



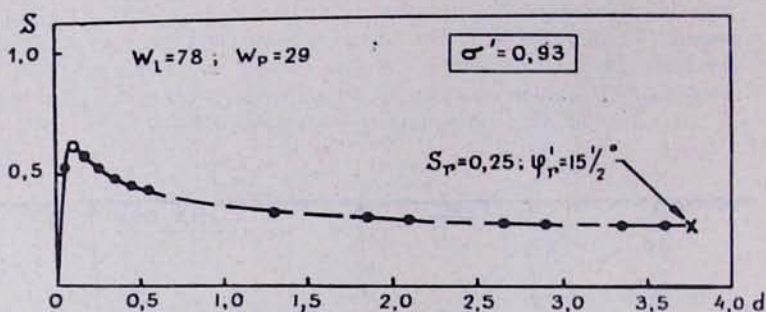
Նկ. 17. Լոնդոնյան կավի տիպական պրոֆիլ: 150-ից մինչև 300 մ հաստությամբ շերտ ողողված է Լոնդոնյան ժամանակից հետո: SV —սեզոնային տատանումներ, Br —«կորիչնավազույն», Bl —«ցուրտավազույն», W —հողմահարված, U —չհողմահարված, F —ճեղքավոր:

Рис. 17. Типичный профиль лондонской глины. За время после эпоны эродирована толща мощностью от 150 до 300 м. SV —сезонные колебания, Br —«коричневый», Bl —«голубой», W —выветрелый, U —невыветрелый, F —трещиноватый.



Նկ. 18. Լոնդոնյան հողմանարված կավ. սանրի փորձեր: P_e —պիկային, $c' = 0.16$ կգ/սմ², $\varphi' = 20^\circ$. R_e —մնացորդային, $\varphi' = 16^\circ$:

Рис. 18. Выветрелая лондонская глина, испытание на сдвиг. P_e —пиковое, $c' = 0.16$ кг/см², $\varphi' = 20^\circ$; R_e —остаточное, $\varphi' = 16^\circ$.

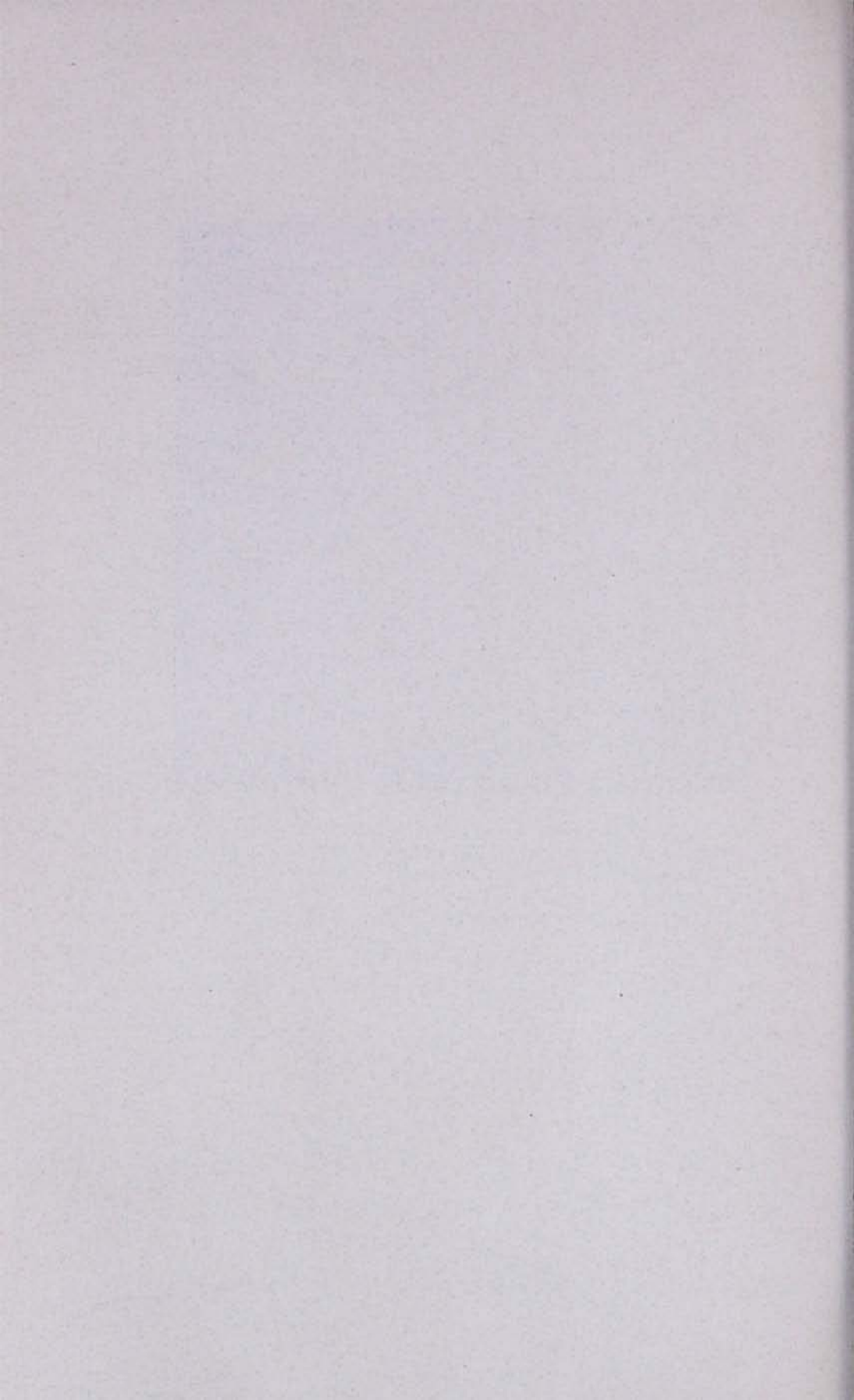


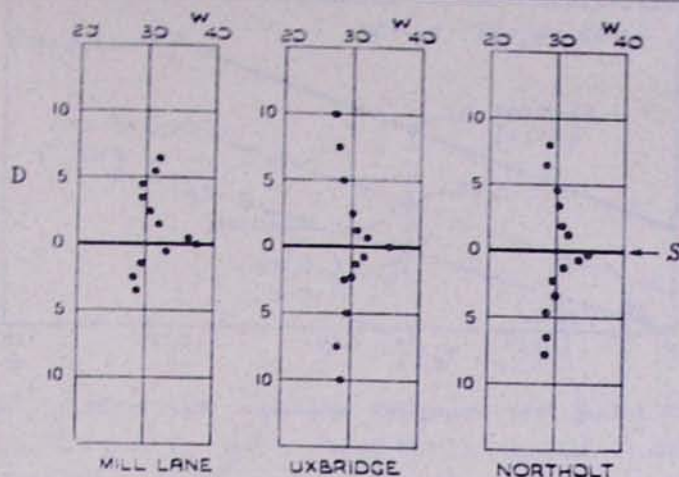
Նկ. 19. Հենդոն, մեծ զեֆարմացիաներով փորձ: Գրունտ— $w_L = 78$, $w_p = 29$, էֆեկտիվ ճնշում $\sigma' = 0.93$ կգ/սմ², $s_r = 0.25$ կգ/սմ², $\varphi'_r = 15\frac{1}{2}^\circ$, Փորձի տևողությունը 8 օր:

Рис. 19. Хендон, испытание при больших деформациях. Грунт— $w_L = 78$; $w_p = 29$; эффективное давление $\sigma' = 0.93$ кг/см², $s_r = 0.25$ кг/см², $\varphi'_r = 15\frac{1}{2}^\circ$. Длительность испытания 8 дней.



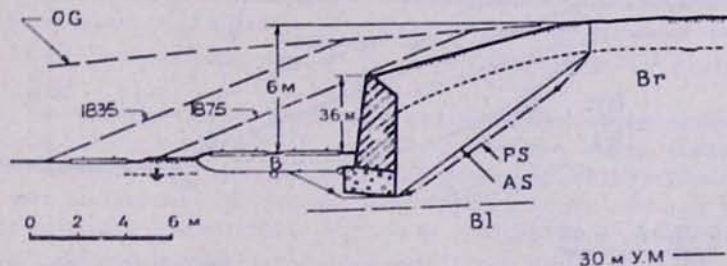
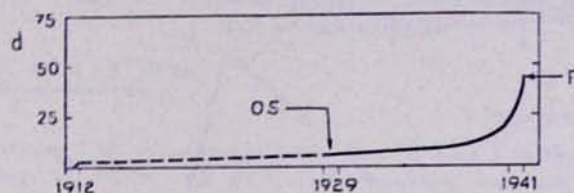
նկ. 20. Սանկցման հալկիներ, որոնք առաջացել են մեծ դեֆորմացիաներով՝ փոր-
 ձարիման հետևանքով լոնդոնյան կավի նմուշի վրա՝ Հենդոնի ավտոճանապարհից:
 Рис. 20. Зеркала скольжения, образовавшиеся при испытаниях с боль-
 шими деформациями на образце лондонской глины из Хендонской
 автодороги





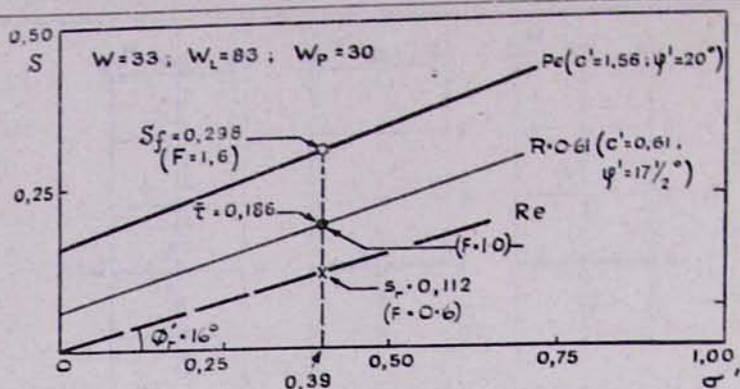
Նկ. 21. Լոնդոնյան կալի: Խոնավության բաշխում սահեցման հարթության մոտ. D — հեռավորությունը սահեցման հարթությունից վեր կամ վար, սանտիմետրով, W — խոնավություն:

Рис. 21. Лондонская глина. Распределение влажности вблизи плоскости скольжения; D — расстояние вверх или вниз от поверхности скольжения в сантиметрах, W — влажность.



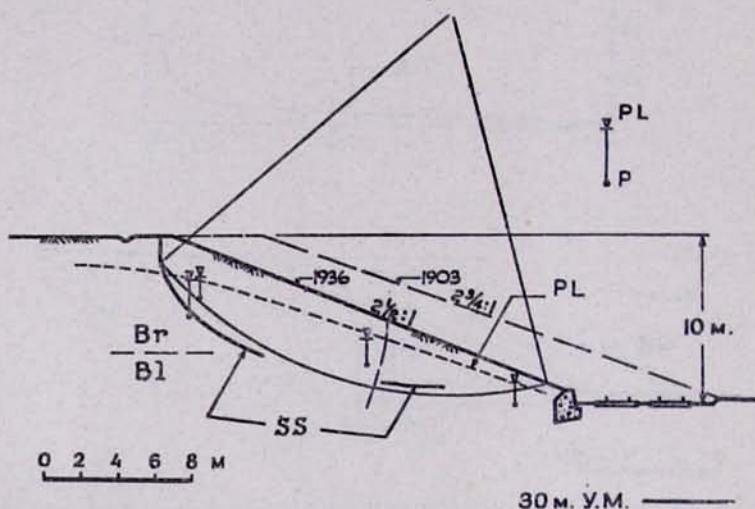
Նկ. 22. Կենալ Գրին, սլափի բայրայում 1941 թվին: d — սլափի առաջընթաց տեղաշարժ սելսերի մակարդակին. OS — զրևումների սկզբը, F — բայրայում սլափահեց 29 տարի հետո, երբ $R=0,61$, $c'=0,61$ կգ/սմ² և $\varphi'=17\frac{1}{2}^\circ$, OG — սկզբնական զրուհուի մակերևույթը (մոտավորապես), Br — լոնդոնյան չաղանակազույն կալ, $w=33$, $w_L=83$, $w_p=30$, Bl — լոնդոնյան կրկնազույն կալ, PS — հավանական սահեցման մակերևույթ, AS — հաշվարկված սահեցման մակերևույթ, 30 մ. Մ. Մ. — ծովի մակարդակից 30 մ բարձր:

Рис. 22. Кенал Грин, обрушение стенки в 1941 г. d — продвижение стенки на уровне рельса. F — обрушение; обрушение произошло через 29 лет, при $R=0,61$, $c'=0,61$ кг/см² и $\varphi'=17\frac{1}{2}^\circ$, OG — начальное положение поверхности грунта (приблизительно), Br — коричневая лондонская глина, $w=33$, $w_L=83$, $w_p=30$; Bl — голубая лондонская глина, PS — вероятная поверхность скольжения, AS — расчетная поверхность скольжения; 30 м. УБ—30 м над уровнем моря.



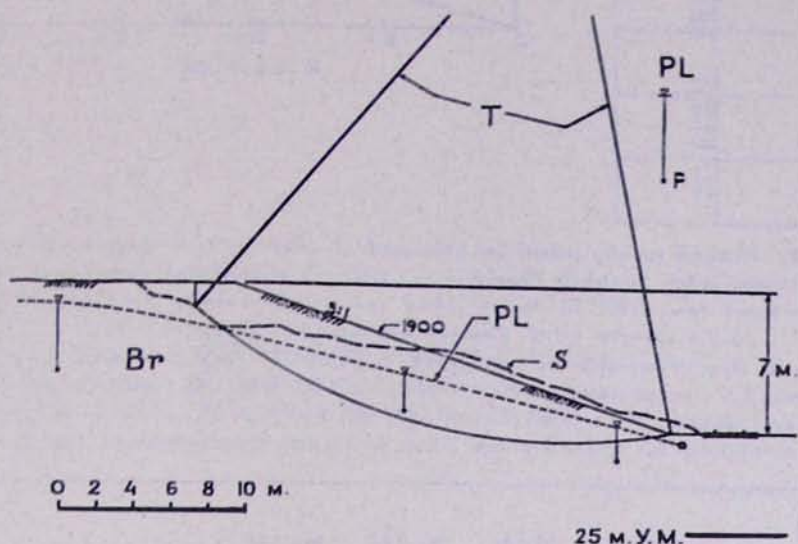
Նկ. 23. Կենզալ Գրին, տվյալների ամփոփում: Կավ, $w=33$, $w_L=83$, $w_p=30$; P_c —պիկովային, $c'=1.56$ կգ/սմ², $\varphi'=20^\circ$, $R=0.61$ ($\bar{c}'=0.61$ կգ/սմ², $\varphi'=17\frac{1}{2}^\circ$), R_e —մնացորդային ($\varphi_r'=16^\circ$), 29 տարի հետո $\bar{s}$ -ի մեծությունը ընկավ մինչև 1.86 կգ/սմ², երբ տեղի ունեցավ սողանքը: Մնացած նշումները տե՛ս Նկ. 1:

Рис. 23. Кензал Грин, сводка данных. Глина $w=33$, $w_L=83$, $w_p=30$. P_c —пиковое ($c'=1.56$ кг/см², $\varphi'=20^\circ$), $R=0.61$ ($\bar{c}'=0.61$ кг/см², $\varphi'=17\frac{1}{2}^\circ$), R_e —остаточное ($\varphi_r'=16^\circ$). Величина $\bar{s}$ через 29 лет упала до 1.86 кг/см², когда произошел оползень. Остальные обозначения см. рис. 1.



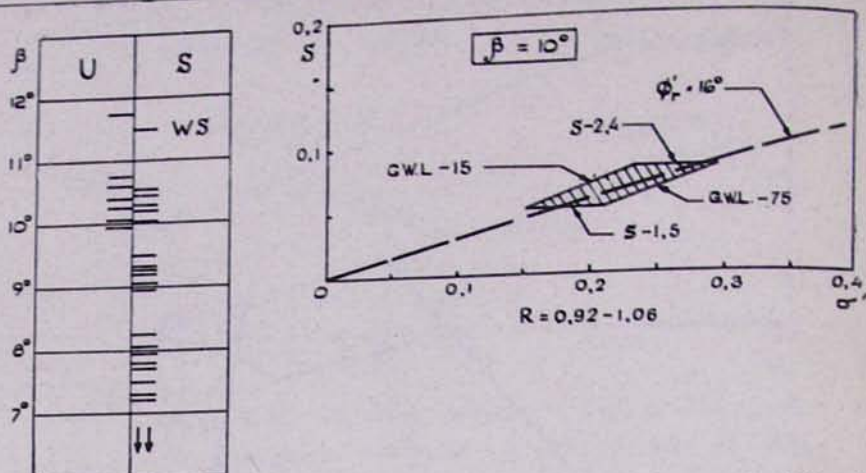
Նկ. 24. Նորտհոլտ, սողանք հանվածքի մեջ, 1955 թ.: Կավ, $w=30$, $w_L=79$, $w_p=28$, P —պիեզոմետր, PL —պիեզոմետրիկ գիծ, Br —բրնձնյան շագանակագույն կավ, Bl —լոնդոնյան կրկնադույն կավ, SS —գիտված սահեցման մակերևույթի մասեր: Սողանքը տեղի ունեցավ 19 տարուց հետո: Շրջանագծի աղեղի մեթոդով վերլուծումը ցույց տվեց, որ բալթայման ժամանակ $R=0.56$, երբ $\bar{c}'=0.07$ կգ/սմ² և $\varphi'=18^\circ$. 30 մ. Մ. Մ.—ծովի մակարդակից 30 մ բարձր:

Рис. 24. Нортхолт, оползень в выемке, 1955 г. Глина $w=30$, $w_L=79$, $w_p=28$; P —пьезометр, PL —пьезометрическая линия, Br —коричневая лондонская глина, Bl —голубая лондонская глина, SS —наблюдаемые участки поверхности скольжения. Оползень произошел через 19 лет. Анализ методом дуги круга показал, что время обрушения $R=0.56$, при $\bar{c}'=0.07$ кг/см² и $\varphi'=18^\circ$. 30 м У.М.—30 м над уровнем моря.



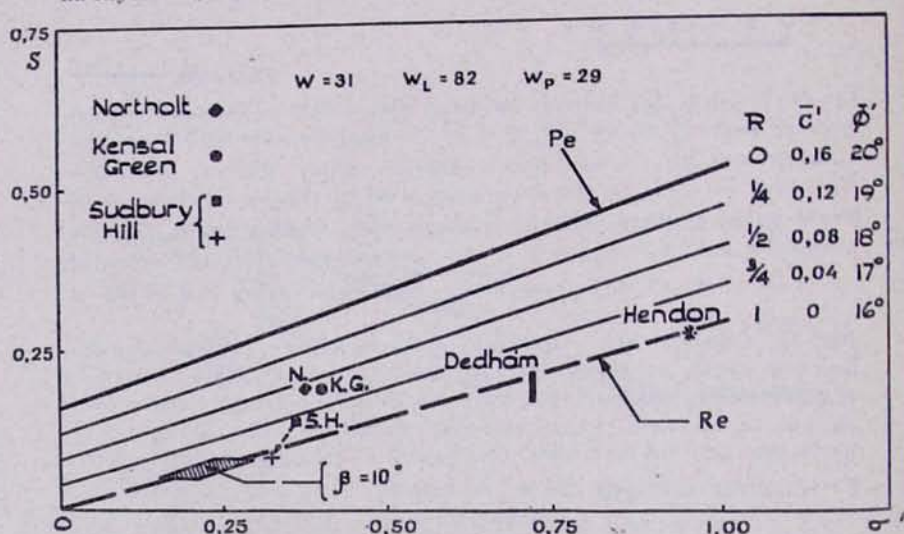
Նկ. 25. Սադբերի Հիլի սողանքի հանվածքի մեջ, 1949 թ.: Կոնգոնյան շագանակագույն կավ, $\omega = 30$, $\omega_L = 82$, $\omega_p = 28$, S — կտրվածք սողանքից հետո (դժանդանյի 1956 թ.), T — տիպական սահեցման շրջան: Ընացած նշանակությունները տե՛ս Նկ. 24: Սողանքը տեղի ունեցավ 49 տարուց հետո: Շրջանագծի աղեղի մեկնողով վերլուծումը ցույց տվեց, որ բայթայթման ժամանակ $R = 0,80$, երբ $c' = 0,03$ կգ/սմ² և $\varphi' = 17^\circ$: Կտրվածքի վերլուծում սողանքից հետո՝ $c' = 0$, $\varphi' = 15^\circ$, 25 մ. Մ. Մ.— ծովի մակարդակից 25 մ բարձր:

Рис. 25. Садбери Хилл. Оползень в выемке, 1949 г. Коричневая лондонская глина $\omega = 30$, $\omega_L = 82$, $\omega_p = 28$. S — сечение после оползания (съемка 1956 г.), T — типичный круг скольжения; остальные обозначения см. рис. 24. Оползень произошел через 49 лет. Анализ методом дуги круга показал, что во время обрушения $R = 0,80$ при $c' = 0,03$ кг/см² и $\varphi' = 17^\circ$. Анализ сечения после оползания: $c' = 0$, $\varphi' = 15^\circ$, 25 м УМ — 25 м над уровнем моря.



Նկ. 26. Բնական լանջեր Լոնդոնյան կավերում: U—անկայուն, S—կայուն, WS—անտառապատ լանջ, β —լանջի թեքություն, GWL-15 զեռնաջրերի մակարդակը 15 սմ խորություն վրա, GWL-75—նույնը 75 սմ վրա, S-1.5—ոռանքը 1,5 մ խորությունը, S-2.4—նույնը 2,4 մ. մնացած նշանակությունները տե՛ս նկ. 1.

Рис. 26. Природные склоны в лондонских глинах. β —угол наклона, GWL-15 горизонт грунтовых вод на глубине 15 см, GWL-75—то же на глубине 75 см, S-1.5—оползень на глубине 1,5 м, S-2.4—тоже 2,4 м; остальные обозначения см. рис. 1.



Նկ. 27. Լոնդոնյան հողմանարված կավեր, փորձերի ամփոփում: Նորտհոլտ—սողանք 19 տարուց հետո, Կենզալ Գրին—սողանք 29 տարուց հետո, Սադբերի Հիլլ՝ բառակտախ—սողանք 49 տարուց հետո, խաչ—զիմադրություն սողանքից հետո. Դեդհեմ—փորձեր սահնգման հարթության վրա, բևեռներ—մեծ զենթորմացիաներով փորձեր, $\beta = 10^\circ$ (բնական լանջեր), Pe—պիկային, Re—մնացորդային, մնացած նշանակությունները տե՛ս նկ. 1:

Рис. 27. Выветрелые лондонские глины, сводка данных. Норхолт, оползень через 19 лет, Кензал Грин, оползень через 29 лет, Садбери Хилл: квадратик—оползень через 49 лет, крестик—сопротивление после оползня; Дедхем—испытания на плоскости скольжения; Хендон—опыты при больших деформациях, $\beta = 10^\circ$ (природные склоны), Pe—пиковое, Re—остаточное. Остальные обозначения см. рис. 1.

ՀԱՅԱՍՏԱՆԻ ԳԵՂԱՐԱՆԻ ԳՐԱԴԱՐԱՆ
ԳՐԱԳՐԱՆ
ԱՅՏՆԵՐԻ ԳՐԱԴԱՐԱՆ